République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Yahia Fares à Médéa

Département Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme

Mastère en Géotechnique

Thème

Calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique

Etudié par

M^me^. HAMOUDI Imane

Proposé et dirigé par

M^me^. MIR Mouna

Promotion 2013/2014

Remerciement

Nous remercions tout d'abord Dieu tout puissant de nous avoir accordé la volonté et le courage pour réaliser notre thèse.

Cette étude a été effectuée sous la direction de ma promotrice, ***M^{me}. MIR Mouna*** *qui ma dirigé le long de ce travail, et je la remercier aussi pour son assistance inestimable durant la réalisation de ce projet.*

Comme je remercie les enseignants du département de Génie Civil et spécialement ***M^{me}. LECHNANI Amina*** *et* ***M^{me}. OTSMANE Lalahoum*** *et* ***Mr. GHADOURI Hamid*** *qui ont guidés mon parcours par leur sagesse.*

Sans oublier la personne qui ma soutenus au long du parcours de mon projet ***Mr. BENABDI Ahmed****.*

Dédicace

Je dédie ce travail à mon cher père à qui je dois la raison de ma vie et ma chère mère qu'elle trouve dans ce modeste travail l'expression de ma profonde reconnaissance, pour tous leurs sacrifices, son encouragement et son amour.

Tous les membres de ma famille qui n'ont cessé de m'encourager.

À tous mes amies, et à tous ceux qui me sont chère

ملخص

تعتمد هذه الدراسة ذات البحث البيبليوغرافي على بعض الخصائص الجيوتقنية لمساحات ارضية ذات طابع طيني عموما متواجدة في عدة مناطق لولاية المدية.
الهدف من هذه المذكرة هو احداث توافقات بين الخصائص الميكانيكية و الفيزيائية للأراضي (تجارب مخبرية)، و الاختراق الديناميكي (تجارب ميدانية) ، التي تساهم بدورها في حساب القدرة الحاملة للأساسات السطحية اعتمادا على الاختراق الديناميكي.

كلمة المفاتيح :

تجارب مخبرية، تجارب ارضية، اختراق ديناميكي، قدرة التحمل، زاوية ميل الاحتكاك.

Résumé

Le présent mémoire basé sur une recherche bibliographique est articulé sur certaines propriétés géotechniques d'un terrain meuble généralement argileux rencontré aux niveaux de différents sites de la wilaya de Médéa.

L'objectif de ce mémoire c'est d'établir des corrélations entre les propriétés mécaniques et physiques des soles (essais de laboratoire) et l'essai de pénétration dynamique (essais in situ) qui peuvent être misent en évidence afin de calculer la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique

Mots clés :

Essais in situ, Essais de laboratoire, Pénétromètre dynamique, Capacité portante, angle de frottement, cohésion.

Abstract

The present memory based on a bibliographic research is standing between some geotechnical proprieties of a clay ground found in some region of the wilaya of Medea.

the objective of this memory is to establish some correlation between mechanical and physical proprieties of the field (laboratory tests) and dynamic penetration tests (in situ tests) these last can be put in evidence in order to calculate the handing capacity of the superficial foundation base on the penetration tests.

key words

Dynamic penetrometer, bearing capacity, angel of rubbing, cohesion,

Sommaire

Introduction générale

Introduction générale.....1

CHAPITRE I

Aperçu bibliographique

I.1. Généralité.....4

I.1.1 Notion de sol.....4

I.1.2 Constitution d'un sol.....4

I.1.3. Répartition dimensionnelle statistique de la granulométrie d'un sol.....6

I.1.4. Aperçu sur la structure d'un sol.....6

I.2. Essais de laboratoire.....7

I.2.1. Analyses et essais de laboratoire.....7

I.2.2. Représentativité des échantillons et des essais.....8

I.3. Caractéristiques physiques d'un sol.....10

I.3.1. La teneur en eau.....10

I.3.2. Le degré de saturation.....10

II.3.3. Les poids spécifiques d'un sol.....11

I.3.4. Détermination de γ et de γ_d.....12

I.3.5. Détermination de γ_s au pycnomètre.....12

I.4. L'analyse granulométrique d'un sol 13

I.4.1. Définition, but de l'essai 13

I.4.2. Analyse par tamisage 13

I.4.3. Analyse par Sédimentométrie 17

I.4. Les caractéristiques physique d'un sol 19

I.4.1 Les limite d'Atteberg 19

I.4.2. Détermination des limites d'Atteberg : 20

II.4.3. Les essais de cisaillement 24

I.4.4 L'essai triaxial 26

I.4.4.1 L'essai cisaillement rectiligne 37

I.5. Les essais de pénétration : 41

I.5.1. Le pénétromètre dynamique 42

I.5.2. L'appareillage 42

I.5.3. Mise en œuvre de l'essai 45

I.5.4. Présentation des résultats : 46

I.5.5. Interprétation de l'essai de pénétration dynamique 48

I.5.6. Relation entre la résistance à la pénétration dynamique R_{dyn} et la résistance à la pénétration statique R_p 51

I.6. Calcule de la capacité portante : 52

I.6.1. Introduction 52

I.6.2. Coefficient de sécurité 52

I.6.3 Méthode d'application du coefficient de sécurité 53

I.6.4. Détermination de la contrainte de calcul q 53

I.6.4.1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience 53

I.6.4.2 Détermination de la valeur ultime q_u ou limite q_l 53

I.6.4.3 Essais de laboratoire 53

I.7. Conclusion 54

CHAPITRE II

Base des données

II.1 Introduction 57

II.2 Implantation des sites étudiés sur la carte d'ALGERIE 58

II.3 Bases de données 60

CHAPITRE III

Etude de corrélation

III.1. Intérêt des corrélations 65

III.2. Corrélations entre paramètres 65

III.2.1. Corrélation entre N_{20} et C 66

III.2.1.1. Présentation des résultats sous forme de graphe 66

III.2.1.2. Analyse et interprétation des corrélations 68

III.2.2. Corrélation entre N_{20} et φ 68

III.2.2.1. Présentation des résultats sous forme de graphe 68

III.2.2.2. Analyse et interprétation des corrélations 69

III.2.3. Corrélation entre R_{dyn} et q_l 71

III.2.3.1. Présentation des résultats sous forme de graphe 71

III.2.3.2. Analyse et interprétation des corrélations 72

III.3. Détermination de la contrainte de calcul q 72

III.3.1. Contrainte de calcul déduite de l'expérience 72

III.3.2. Détermination de la valeur ultime q_u ou limite q_l 73

III.3.3. Essais de laboratoire : 73

III.4. Exemples de calcule 74

III.4.1 Exemples de calcule q_l ,(q_u) 74

a. Méthode des essais de laboratoire 74

b. Méthode Empirique 78

III.4.2 Corrélation entre q_{llabo} et q_{lemp} 79

III.4.2.1 Présentation des résultats sous forme de graphe 79

III.4.2.2 Analyse et interprétation des corrélations 80

Conclusion générale

Conclusion générale 82

Annexes

LISTE DES FIGURES

N° de	Désignation	Pages
Fig.I.01	Constitution d'un sol	05
Fig.I.02	Détermination du poids des grains solides au pycnomètre.	13
Fig.I.03	Collection de tamis à maille carrée	14
Fig.I.04	Analyse granulométrique.' Mise en place de l'échantillon sur la colonne de tamis (Maille décroissante)	14
Fig.I.05	Analyse granulométrique	15
Fig.I.06	Construction par point de la courbe granulométrique	16
Fig.I.07	Présentation des résultats d'une analyse granulométrique	17
Fig.I.08	Différents états d'un sol	20
Fig.I.09	Mesure de la limite de liquidité	21
Fig.I.10	Appareil de Casa grande de mesure de la limite de liquidité	21
Fig.I.11	Opération de mesure de la limite de liquidité	21
Fig.I.12	Limites d'Atteberg feuille d'essai	22
Fig.I.13	Classification des sols fins	24
Fig.I.14	Loi de Coulomb	24
Fig.I.15	Essai triaxial. Position des contraintes principales σ_1,σ_2 ,σ_3	27
Fig.I.16	Position du plan de rupture dans un essai triaxial	27
Fig.I.17	Les deux étapes de l'essai triaxial	28
Fig.I.18	Essai consolidé-drainé (CD)	29
Fig.I.19	Essai consolide-non drains (CU)	29
Fig.I.20	Essai non consolide-non drains (UU)	30
Fig.I.21	Appareil, triaxial en état de fonctionnement	31
Fig.I.22	Schéma de Principe d'un appareil Triaxial	31
Fig.I.23	Cellule triaxiale	32

Fig.I.24	Essai triaxial. Schéma des différents circuits hydrauliques d'application et de mesure des pressions	33
Fig.I.25	Essai triaxial. Indication du zéro de la pression interstitielle	34
Fig.I.26	Essai triaxial. Dispositif d'essai en phase de consolidation	35
Fig.I.27	Essai triaxial. Consolidation des éprouvettes avec contrepression	35
Fig.I.28	Essai triaxial. Cisaillement avec mesure de la pression interstitielle sans contrepression	36
Fig.I.29	Essai triaxial. Cisaillement non drainé comportant la mesure de la pression interstitielle avec contrepression.	37
Fig.I.30	Schéma de principe d'une boîte de cisaillement rectiligne AA' : plan de cisaillement impose	37
Fig.I.31	Feuille d'essai	40
Fig.I.32	Schéma d'un appareil de compression simple	40
Fig.I.33	Diagramme d'un essai de compression simple	41
Fig.I.34	Pénétromètre dynamique léger à moteur Bevac	43
Fig.I.35	Schéma du pénétromètre dynamique léger manuel	44
Fig.I.36	Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur	44
Fig.I.37	Diagramme d'essai de pénétration dynamique	4 8
Fig.I.38	Estimation graphique du refus élastique	48
Fig.II.02	Exemple du diagramme pénétrométrique	61
Fig.II.03	Exemple de graphe de l'essai de cisaillement	62
Fig.III.01	Plan d'implantation des essais in situ	66
Fig.III.02	Corrélation entre N_{20} et C pour les sites argileux	67
Fig.III.03	Corrélation entre N_{20} et φ pour l'argile.	69
Fig.III.04	Corrélation entre R_{dyn} et ql pour les sites argileux	71
Fig.III.05	Dimension de la fondation	73

Fig.III.06	Carte d'implantation des essais in situ, site N°02	75
Fig.III.07	Diagramme d'essai de pénétration dynamique, site N° 02	75
Fig.III.08	Carte d'implantation des essais in situ, site N°10.	76
Fig.III.09	Diagramme d'essai de pénétration dynamique, site N°10	77
Fig.III.10	Corrélation entre q_{llabo} et q_{lemp} pour les sites argileux	80

LISTE DES TABLESS

N° de	Désignation	Pages
Tab. I.01	Classification du sol selon le diamètre des grains	06
Tab. I.02	Nomenclature d'un sol selon le degré de saturation (Terzaghi et Peck)	11
Tab. III.01	paramètres sans dimension par rapport à φ	74

LISTE DES SYMBOLES

Symboles	Description	Unités
R_P	Résistance a la pénétration statique	Kpa
R_{dyn}	Résistance a la pénétration dynamique	Kpa
ω	La teneur en eau	%
γ_h	La densité humide	KN/m^3
γ_s	La densité des grains solides	KN/m^3
γ_d	La densité sèche	KN/m^3
q_l	Contrainte limite	Kpa
q_{adm}	Contrainte admissible	Kpa
$q_{l.labo}$	Contrainte limite de laboratoire	Kpa
$q_{l\cdot emp}$	Contrainte limite empirique	Kpa

S_r	Degré de saturation.	%
C	La cohésion	Kpa
φ	Angle de frottement	φ °
D	Ancrage	m
P	Profondeur	m

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Général

Les problèmes des fondations (souvent dimensionnés) sont causés généralement par des terrains peu favorable à recevoir des charges importantes, dans le but de radée ces aléas, les ingénieurs ont focalisés leurs recherches afin de pouvoir résoudre ce problème, cependant deux méthodes à savoir les essais in situ , et les essais de laboratoires ont étés misent en évidence afin de reconnaitre et de déterminer les caractéristiques physico-mécanique d'un terrain en vue d'évaluer sa portance et de définir son comportement sous la charge apportée par la construction projetée.

Vue l'intérêt que présentent les essais de laboratoires des progrès importants ont été accomplis tant dans les méthodes de prélèvement d'échantillons intacts, que dans l'appareillage et la technologie des essais eux-mêmes. Toutefois cette méthode n'est pas toujours bien adaptée aux besoins pratiques des constructeurs. Mais le prélèvement d'échantillons intacts indispensable à de tels essais, nécessite la mise en œuvre d'un matériel de forage relativement important, difficile a déplacer, coûteux à utiliser, qui demande un personnel hautement qualifié, long à former.

Sur un autre plan, les échantillons sur lesquels sont effectués les essais ne sont pas toujours parfaitement représentatifs de l'état réel du terrain en place. Par exemple, les phénomènes d'altérations, de fissuration, ne sont pas aisément pris en compte dans ce type d'essais. Par ailleurs, la méthode de prélèvement d'échantillons elle-même reste brutale et modifie toujours plus ou moins l'état initial du milieu. Ajoutons que, dans un certain nombre de terrain, l'échantillonnage est extrêmement délicat, voire impossible (sables et graviers immerges, argiles molles, etc..). Enfin, la détermination en laboratoire de certains paramètres conduit parfois à des incertitudes, d'où sous-estimation ou surestimation de la capacité portante et du tassement. On est ainsi conduit, par sécurité, à adopter les valeurs les plus faibles trouvées, et à introduire dans les calculs de portance des coefficients de sécurité anormalement élevés.

Dans l'ensemble, les essais in situ répondent à ces impératifs. C'est ce qui explique leur développement très important en Europe, et en particulier en France, au cours des dernières décennies. Ces essais permettent en principe d'étudier le terrain dans son état naturel non remanié.

Quelles que soient les critiques qui peuvent leur être adressé par les puristes, les essais in situ représentent, de nos jours, un moyen d'investigation très précieux, souvent le

plus sûr ; ils ont fait faire un grand progrès à la mécanique des sols appliquées aux problèmes de fondations**.[8]**

Le premier chapitre illustre un aperçus bibliographique de plusieurs recherche établis par des chercheurs afin de pouvoir prédire la performance et le comportement du sol, le deuxième chapitre consiste à collecter des données géotechniques à partir des essais de laboratoire qui seront par la suite reportées dans un tableau en récapitulant leurs propriétés, , le troisième chapitre consiste à calculer la capacité portante des fondation superficielles en effectuant des corrélations entre les paramètres géotechniques, en particulier, les paramètres de l'essai du PDL (nombre de coups et la résistance dynamique R_{dyn}) avec celles des essais de laboratoires (cohésion C, l'angle de frottement interne φ et la charge limite q_l), les résultats obtenus ont étés projetés dans des différents graphes, en fin dans la conclusion général après les analyses on a pus interprétés les courbes tracés dans le but c'est d'essayer de voir la possibilité d'existence des relations entre les paramètres étudiés.

CHAPITRE I

Aperçu bibliographique

I.1. Généralité

I.1.1 Notion de sol

Les matériaux constituant l'écorce terrestre peuvent être classés en trois grands types :

✓ Les roches éruptives constituées à partir du magma profond ;
✓ Les roches sédimentaires formées, après transport et dépôt, de débris d'altération physico-chimique et mécanique de roches préexistantes ;
✓ Les roches métamorphiques qui proviennent de la transformation en place de roches préexistantes.

Les sols sur lesquels portent les essais que nous allons étudier seront constitués par ces trois types de roches à condition qu'elles soient meubles et que la dimension maximale des éléments qui les constituent soit inférieure à 200 mm.**[8]**.

I.1.2 Constitution d'un sol

Un sol est constitué par un mélange d'éléments solides, d'air et d'eau, que l'on peut représenter par le schéma de la (figure II.1)**.** Soit un échantillon de sol de volume V ; il est constitué d'un volume V_s de matière solide, d'un volume V_v de vide qui se décompose en une phase gazeuse de volume $V_{a,}$ et d'une phase liquide V_w.

Le rapport des volumes V_v et V_s est appelé indice des vides e, $e = V_v / V_s$.

Le rapport de ces phases s'exprime également par la porosité n qui est égale au rapport du volume des vides V_o au volume total de l'échantillon, soit :

$n = V_v / V$;

n s'exprime également souvent en pourcentage :

$n\ (\%) = (V_v / V) * 100$.

Comme $V = V_v + V_s$; n et e se déduisent l'un de l'autre par la relation :

$$n\ (\%) = \frac{e}{1+e} * 100$$

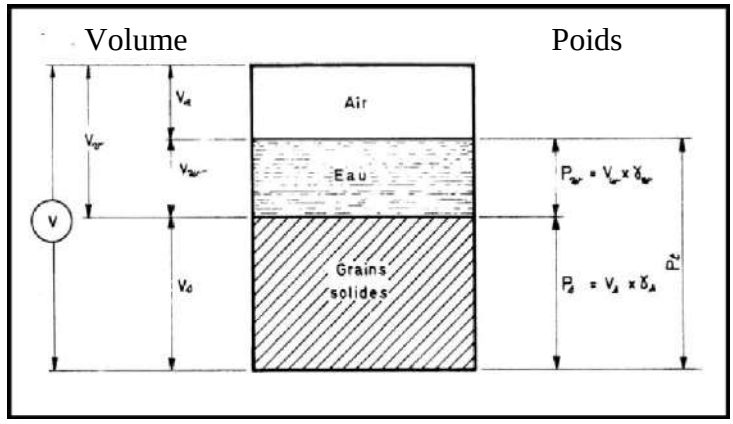


Figure I.01 : Constitution d'un sol [8]

a- La phase liquide

Si on dispose pendant 24 heures un échantillon de sol argileux de poids connu, à l'intérieur d'une étuve, on constate, après pesée, une diminution de poids. Cette perte correspond à l'évaporation d'une eau que l'on appelle interstitielle ; cette eau est celle qui occupe les interstices du sol.

Maintenant, si on observe ce même échantillon au microscope électronique, il apparaît autour de chaque grain solide un film d'eau : cette eau est appelée eau adsorbée.

Enfin, si on réalise sur le même échantillon une analyse thermodifférentielle, il apparaît, une fois l'eau adsorbée disparue, un phénomène endothermique qui correspond à une perte d'eau dite de constitution.

On peut donc rencontrer dans certains sols trois types d'eau : l'eau interstitielle, l'eau adsorbée, l'eau de constitution. Ces trois types d'eau possèdent des propriétés différentes ; nous essaierons d'examiner leurs effets sur les caractéristiques des sols et plus particulièrement sur les argiles qui sont les sols les plus fins.

b- La phase solide

La phase solide des sols est un domaine très complexe et son étude fait appel à plusieurs disciplines. Nous nous contenterons d'examiner : la nature minéralogique, la forme et la

répartition dimensionnelle statistique des grains. La silice (SiO_2) et l'alumine ($A1_20_3$) représentent 75 % des constituants solides des sols. Aussi ces éléments déterminent le poids spécifique des sols et celui des grains solides ; ce dernier s'établit plus souvent autour de 2,7 t/m3. La dimension des grains est très variable. En effet, Atterberg avait proposé la classification granulométrique suivante (Tableau II.01).

Tableau I.01 : Classification du sol selon le diamètre des grains [8]

Dénomination	Diamètre d (en mm) des grains
Caillou et bloc	**$200 > d > 20$**
Gravier	**$20 > d > 2$**
Sable grossier	**$2 > d > 2.10^{-1}$**
Sable fin	**$2.10^{-1} > d > 2.10^{-2}$**
Silt (Limon)	**$2.10^{-2} > d > 2.10^{-3}$**
Argile	**$2.10^{-3} > d > 2.10^{-4}$**
Ultra-Argile	**$2.10^{-4} > d > 2.10^{-5}$**

La forme des grains varie également. Les éléments compris entre 200 mm et 2µ. Sont le plus souvent de forme sensiblement sphérique ; par contre, les argiles se présentent en feuillets, le rapport de la largeur à l'épaisseur pouvant varier de 1 à 10.

I.1.3. Répartition dimensionnelle statistique de la granulométrie d'un sol

La distribution des grains de différentes dimensions dans un sol est un facteur important, qui conditionne les caractéristiques mécaniques du milieu. En effet, un matériau qui possède un pourcentage élevé d'éléments fins réagit autrement qu'un sol constitué d'éléments grossiers, en particulier en présence d'eau.

I.1.4. Aperçu sur la structure d'un sol

Les sols étant constitués par un assemblage de grains de toute nature et de toute forme, leur structure, c'est-à-dire la disposition des éléments les uns par rapport aux autres, est fonction de nombreux facteurs : facteurs géométriques (forme, distribution, diamètre) ou physico-chimiques (constitution, charge électrique).

L'indice des vides, la porosité sont des paramètres qui permettent une première approche de la connaissance de cette structure ; or nous savons que leur valeur varie dans de larges proportions :

- ✓ De 0,35 à 13 pour l'indice des vides ;
- ✓ De 26 % à 93 % pour la porosité.

Si on considère un sol constitué de grains supérieurs à 2µ**,** c'est-à-dire sans colloïdes, la structure est déterminée par un équilibre dû à un arrangement mécanique des grains. Elle tend vers un indice des vides minimal si la granulométrie est continue.

Les courbes de Talbot avec $\gamma = (d_\gamma/d_{100})^n$ avec n compris Entre 0,1 à 0,5, en sont des exemples. Maintenant, si on considère un sol comportant des colloïdes, c'est-à-dire des éléments inférieurs à 2**µ**, les structures observées ne sont plus seulement fonction de la forme et de l'arrangement géométrique des grains, mais également d'un certain nombre de propriétés propres aux argiles.

I.2. Essais de laboratoire

I.2.1. Analyses et essais de laboratoire

Les analyses et essais de laboratoire ont pour but de déterminer l'importance relative (qualitative et quantitative) des diverses phases constituantes sur la résistance mécanique du sol considéré.

- **La description visuelle de l'échantillon.** Elle permet une première définition qualitative du matériau sur la base des éléments suivants : consistance, couleur, odeur, texture, dimension des grains.
- **Les analyses physiques** ont pour but de définir l'importance relative et les caractéristiques physiques des divers éléments constitutifs de l'échantillon. C'est ainsi que l'on mesure : la teneur en eau, le poids spécifique du sol et celui de sa phase solide, la répartition granulométrique des éléments constituants.
- **Les essais mécaniques** réalisés dépendent du type de matériau et de l'information recherchée, c'est-à-dire du but de l'étude. On peut effectuer sur un échantillon plusieurs types d'essais mécaniques ; les principaux sont les suivants :

- Limites d'Atterberg,

- Compressibilité œdométrique,

- Compression simple,

- Cisaillement direct,

- Cisaillement triaxial.

- **Les essais routiers.** Si le matériau est destiné à un usage routier, il peut être soumis à un certain nombre d'essais spécifiques qui permettent de définir son aptitude à l'emploi auquel il est destiné. Les principaux essais routiers sont : l'essai Proctor normal ou modifié, l'essai CBR, la mesure de l'équivalent de sable.

I.2.2. Représentativité des échantillons et des essais

Nous allons étudier les divers essais réalisés habituellement en laboratoire. Ces essais ont fait l'objet de modes opératoires détaillés du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Le matériel de mesure utilisé ne cesse de s'améliorer ; il permet d'obtenir des résultats très fiables, et la validité de l'essai ne peut être mise en cause si le mode opératoire prescrit a été scrupuleusement respecté. Il est toutefois essentiel de s'assurer de la représentativité de l'échantillon traité par rapport à l'horizon géologique dont il a été extrait. En effet, un essai de laboratoire porte sur un échantillon de quelques cm^3, alors que les caractéristiques physiques et mécaniques qu'on en déduit servent à prévoir le comportement de milliers de m^3 de terrain.

Un échantillon doit donc être rigoureusement représentatif de l'horizon étudié au plan de sa composition, mais également à celui de son comportement mécanique. Il doit donc être le Moins possible modifié par les diverses opérations qui le conduisent du site à l'appareil de mesure en laboratoire. Sous cet angle, un échantillon peut être prélevé **intact** ou **remanié.**

a- Échantillons remaniés :

Seule la représentativité de la composition minéralogique doit être respectée. En ce qui concerne les sols cohérents, ils doivent être conservés dans une enceinte étanche (sac plastique par exemple) afin d'éviter la perte d'éléments et le dessèchement.

Pour le prélèvement des sols granuleux (destinés généralement aux essais routiers), on réalise des prises de matériau importantes et on procède en laboratoire à un fractionnement soit manuel, soit à l'aide d'un appareil échantillonneur.

b- Échantillons intacts :

Si l'on veut que l'échantillon prélevé soit représentatif d'un horizon géologique, on doit faire en sorte qu'il soit dans un état identique à celui qu'il possédait dans le milieu avant son prélèvement.

C'est un problème important qui relève avant tout des techniques de sondage et de prélèvement. Il est utile de connaître l'outillage employé si l'on veut vérifier l'état de l'échantillon avant les essais de laboratoire. Les matériels de prélèvement des sols cohérents peuvent être classés schématiquement en deux types : les **carottiers à battage et** les **carottiers à pression,** ces derniers étant plus particulièrement employés pour les sols plastiques. Ces deux catégories d'équipements doivent avoir des dimensions qui ont été définies par **H vorslev** :

Coefficient de paroi : $C_p = \frac{D_e^2 - d}{d^2} < 15$

Coefficient d'entrée : $C_e = \frac{D_i - d}{d} < 2$

d : diamètre intérieur du tranchant ;

D_e : diamètre extérieur du carottier ;

D_i : diamètre intérieur du carottier.

Pour les sols cohérents très compacts, on admet des échantillons prélevés par rotation (carottier double).

On laissera à l'entreprise de sondage, le choix de l'outillage et des techniques à adopter pour chaque famille de terrain, en se rappelant toutefois que plus grand est le diamètre des outils de prélèvement employés, plus faible est le remaniement de l'échantillon.

Le remaniement d'un échantillon peut intervenir sous divers aspects :

-Par modification de la composition ; par exemple par délavage du matériau, les fines sont éliminées ;

-par dessèchement : l'échantillon est abandonné à l'action de l'air et du soleil ;

-par apport d'eau (de forage par exemple) : la teneur en eau de l'échantillon est très supérieure à celle du milieu en place ; sur une argile, l'apport d'eau peut entraîner une désorganisation de l'échantillon par gonflement ;

-par cisaillement, brisure, malaxage : l'échantillon perd l'essentiel de sa résistance mécanique.

I.3. Caractéristiques physiques d'un sol

I.3.1. La teneur en eau

Par convention, la teneur en eau d'un sol se détermine par la dessiccation d'un échantillon maintenu à 105°C pendant un temps suffisant pour que son poids demeure constant. La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids de l'eau libre présente dans un certain volume de sol, au poids des éléments solides compris dans ce volume :

$$\omega = \frac{poid\ d'eau\ libre}{poids\ des\ élements\ solides} = \frac{W_W}{W_S}$$

I.3.2. Le degré de saturation

Le degré de saturation permet de définir le volume des vides occupé par de l'eau :

Le degré de saturations $\quad Sr\ (\%) = \frac{W_W}{W_V} x\ 100$

Tab.I.02 : Nomenclature d'un sol selon le degré de saturation (Terzaghi et Peck) [8]

Etat du sable	Degré de saturation S_r(%)
Sec	0
légèrement humide	1/25
Humide	26/50
Mouillé	51/75
Détrempé	76/99
Saturé	100

II.3.3. Les poids spécifiques d'un sol

Compte tenu de l'existence de plusieurs phases, on doit prendre en compte plusieurs poids spécifiques.

a)- Le poids spécifique du sol humide (apparent) : est le poids de matériau (phase liquide + phase solide) contenu dans une unité de volume d'échantillon. C'est le poids spécifique « naturel » ou « en place » du matériau. On le représente par $\boldsymbol{\gamma_h}$; lorsque le sol est saturé, on écrit aussi, pour éviter toute ambiguïté, γ_{sat}.

b)- Le poids spécifique du sol sec : Ici le poids de matériau pris en compte dans le volume unitaire d'échantillon est uniquement le poids de la phase solide, la phase liquide étant supposée éliminée. On le représente par le symbole γ_d venant du mot anglais dry (sec).

c)- Le poids spécifique des grains : C'est celui du matériau constituant le squelette solide du sol. On le représente par le symbole $\boldsymbol{\gamma_s}$ qui est défini par $\gamma_S = \frac{W_S}{V_S}$ Où V_s et W_s représentent respectivement le volume des grains solides constituant l'échantillon et le poids de ces grains.

d)- Le poids spécifique déjaugé : On le représente par le symbole $\boldsymbol{\gamma'}$; il est égal au poids spécifique du sol considéré supposé saturé $\boldsymbol{\gamma_{sat}}$ diminué du poids spécifique de l'eau interstitielle $\boldsymbol{\gamma_w}$.

$\boldsymbol{\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w}$,

Comme $\boldsymbol{\gamma_w \neq 1}$, on a donc : $\boldsymbol{\gamma' \neq \gamma_{sat}}$, -1.

I.3.4. Détermination de y et de y_d

a)- Méthodes de mesures

Il s'agit de mesurer, soit le volume d'un échantillon connaissant son poids, soit, inversement, le poids d'un échantillon connaissant son volume. D'où deux méthodes de mesures.

b)- Réalisation de l'essai

- Mesure du poids d'un volume déterminé d'échantillon : On prélève l'échantillon de sol à l'aide d'un carottier dont on connaît les dimensions et le poids. Après pesée, on peut calculer le poids spécifique $\mathbf{y_h}$ du sol humide. L'échantillon est ensuite placé en étuve, ce qui permet de mesurer sa teneur en eau et d'en déduire le poids spécifique du sol sec $\mathbf{y_d}$.
- Mesure du volume d'un échantillon : Après immersion, on procède généralement à la mesure de la poussée hydrostatique au moyen d'une balance équipée à cet effet. L'échantillon est préalablement enrobé de paraffine afin d'empêcher toute imbibition d'eau. On tient compte, bien entendu, du volume et du poids de la paraffine.

I.3.5. Détermination de y_s au pycnomètre

La mesure s'effectue par pesée hydrostatique, c'est-à-dire par immersion et déplacement du liquide. Où l'échantillon est séché en étuve suivant les dispositions décrites ci-dessus (détermination de la teneur en eau), puis il est broyé afin d'obtenir des éléments inférieurs à 0,4 mm. Ensuite, Un poids déterminé de cet échantillon est introduit dans un flacon à col étroit (pycnomètre) qui permet la mesure du volume de liquide déplacé, soit par différence de poids, soit par mesure directe du volume déplacé (Fig I.7).

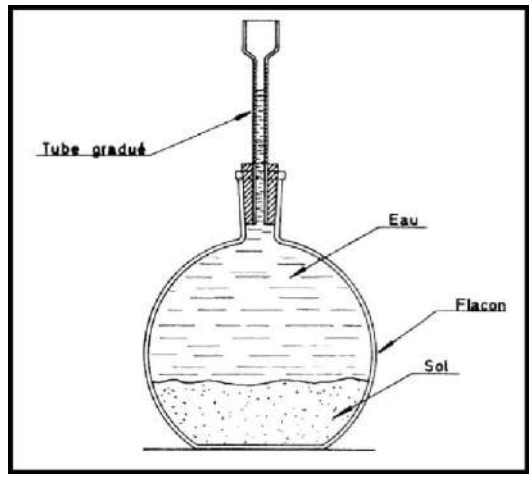


Fig I.02 : Détermination du poids des grains solides au pycnomètre [21].

I.4. L'analyse granulométrique d'un sol

I.4.1. Définition, but de l'essai

L'analyse granulométrique se propose de définir la répartition des grains constitutifs d'un sol par classes de taille. Elle est réalisée :

-Par un tamisage mécanique pour les grains supérieurs à 0,1 mm ;

-Par un essai de sédimentation pour les particules inférieures à 0,1 mm.

I.4.2. Analyse par tamisage

a)- Principe de l'essai

Pour un échantillon donné, il s'agit, au moyen d'une série de tamis, de séparer les grains en fonction de leur dimension. On utilise généralement une série normalisée de tamis à mailles carrées (normes XII 500, 501, 504 et 507 AFNOR) dont la dimension croît selon une progression géométrique de raison 1,25 (photos n° : I.1 et I.2). Un module correspond à chaque dimension de maille et permet une correspondance avec les passoires à trous ronds.

b)- Processus de l'essai :

Le poids d'échantillon W soumis à l'essai est fonction de la dimension maximale D des éléments les plus gros ; on prend :

200 D < W < 500 D

W est exprimé en grammes, D en mm.

Cette limitation du poids a pour but, d'une part de réaliser l'essai sur une fraction suffisamment importante et représentative du sol ; d'autre part, d'effectuer les tamisages successifs avec une quantité limitée d'éléments dans chacun des tamis employés. L'échantillon qui sera soumis à l'essai étant constitué, on procède à son séchage suivant le processus déjà décrit, afin de déterminer son poids sec. Cette opération effectuée, on imbibe l'échantillon pour le désagréger complètement ; puis on sépare les grains par lavage et tamisage « en cascade » sur la série de tamis. Les « refus » laissés dans chaque tamis sont alors séchés, puis représentés sur les tamis de la série normale. Si l'on ne désire pas procéder à une analyse par sédimentométrie de la fraction inférieure à 0,1 mm, le « passant » à ce dernier tamis est jeté.



Figure I.03 : Collection de tamis à maille carrée [10]



Figure I.04 : Analyse granulométrique.' Mise en place de l'échantillon sur la colonne de tamis(Maille décroissante) [11]

Les tamis doivent être secoués d'un mouvement rapide (120 secousses par minute) et d'amplitude moyenne (70 mm) ; un mouvement circulaire peut accompagner ces secousses.

c)- Exploitation et présentation des résultats :

On pèse les « refus » de la série de tamis en commençant par les mailles les plus grandes. Ces poids sont comparés au poids total sec de l'échantillon et calculés en pourcentage de ce poids total. Les chiffres ainsi obtenus sont ensuite portés sur un diagramme approprié (en abscisses le diamètre des tamis utilisés, en ordonnées le poids des « refus » cumulés). Ainsi on construit par points la courbe, dite cumulative, de répartition des grains, encore appelée courbe granulométrique du sol considéré

d)- Critique des essais :

Deux points sont à surveiller, plus attentivement qu'il ne paraît a priori :

- la quantité de matériau « le refus » sur chaque tamis doit rester peu importante et respecter les limites précédemment définies ; une quantité excessive empêche en effet les grains de se présenter à la surface du tamis

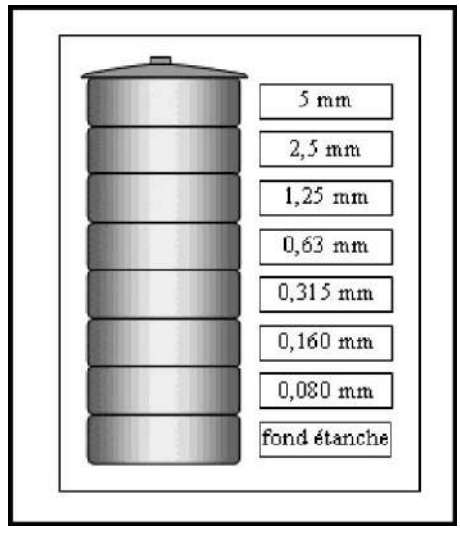


Fig I.05 : Analyse granulométrique. [12]

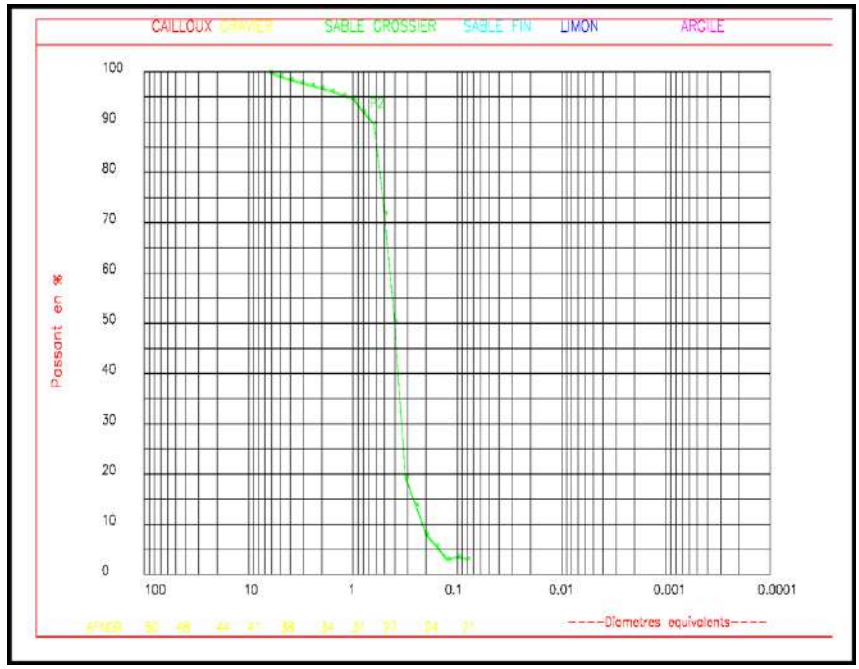


Figure I.06 : Construction par point de la courbe granulométrique. [3]

La déformation des mailles des tamis fausse les résultats. On doit éviter d'exercer sur les tamis (pour accélérer le tamis-sage ou pour le nettoyer), des pressions qui peuvent le déformer ; également vérifier régulièrement la dimension et la propreté des mailles. La précision des mesures est fonction de la dimension des grains ; elle est de l'ordre de 2 à 3 % pour des conditions normales d'essai.

Les analyses granulométriques sont également à la base d'un certain nombre de classifications : LCPC, Atterberg, H.R.B. dont nous parlerons ultérieurement. Enfin, sur la base de l'analyse granulométrique, on a défini des coefficients qui permettent une approche rapide des qualités géotechniques d'un sol (par exemple sa perméabilité):

Coefficient de Hazen : $U = d_{60} / d_{10}$; Si $U < 2$: granulométrie uniforme ; Si $U > 2$: granulométrie continue.

Coefficient de Terzaghi : $U' = d_{70} / d_{20}$.

I.4.3. Analyse par Sédimentométrie

a) Principe de l'essai

La sédimentométrie est employée pour définir la répartition des grains dont le diamètre est inférieur à 0,1 mm ; elle complète donc normalement l'analyse par tamisage. La sédimentation, c'est-à-dire la décantation par gravité des grains d'un échantillon mis en suspension dans un liquide visqueux, se réalise à des vitesses différentes selon le diamètre des grains. La loi de Stokes exprime la relation qui existe entre la vitesse de décantation et le diamètre d'une particule sphérique. Elle s'écrit :

$$\upsilon = g * \frac{\gamma_S - \gamma_W}{18\,\mu} * d^2$$

Avec

υ: vitesse de la décantation de la particule (cm/s)

d : diamètre de la particule (cm)

γ_s : poids spécifique de la particule (g/cm^3)

γ_w : poids spécifique du liquide utilisé (g/cm^3)

μ : viscosité de ce liquide (poise)

g :accélération de la pesanteur (981 cm/s^2).

Dossier : 215 / 76
Chantier : 76 Rue J. JAURES Gentilly
Echantillon : N° 24 sondage S3
Nature : tout venant argileux
Date : 25 / 10 / 1976

Poids total Humide /
Poids total sec 2000
w % : /

GRANULOMÉTRIE				DENSIMÉTRIE							
Ouverture des Tamis (mm)	Refus (g)	Tamisats Cumulés (g)	%Tamisats Cumulés (%)	T°	Heures de lect.	Durée de chute	R Lecture densimètre	R'=R+Cm Correction ménisque	Diamètre équivalent mm	% des grains <D	% des grains par rapport à l'échantillon total
50	0	2000	100%	22°		30"	11,5	10,4	0076	83	34,1
20	13	1987	99,3	"		1'	10,5	9,4	0054	74	30,4
10	306	1681	84	"		2'	10,0	8,9	0038	70	28,8
5	263	1418	70,9	"		5'	9,5	8,4	0025	66	27,2
2	226	1192	59,6	"		10'	8,4	7,3	0018	57,5	23,6
1	108	1084	54,2	21°		20'	7,5	6,4	0013	51	21
0,5	94	990	49,5	"		40'	6,3	5,2	0009	41,1	16,9
0,2	106	884	44,2	"		80'	6,1	5,0	0006	39,6	16,3
0,1	62	822	41,1	22°		2h	5,6	4,5	0005	35,8	14,7
				"		4h	4,8	3,8	0004	30,3	12,4
				"		24h	3,2	2,1	0001	16,7	6,8
				"							

Fig I.07 : Présentation des résultats d'une analyse granulométrique [8].

Les particules naturelles surtout les argiles qui sont lamellaires sont rarement sphériques. On remplace donc le diamètre réel de la particule par son diamètre dit « équivalent »qui permet l'utilisation de la loi de Stockes. Considérons deux particules, l'une sphérique, l'autre de forme quelconque, constituées du même matériau et se décantant à la même vitesse. On dit que le diamètre de la particule sphérique est le diamètre équivalent de la particule de forme quelconque. Le mode opératoire consiste à mesurer, après un temps de décantation donné t, la densité de la suspension à une profondeur h. Cette densité indique la concentration en particules ayant un diamètre égal ou inférieur à la dimension d ; ce diamètre équivalent d est donné par la relation de Stockes qui peut s'écrire :

$$d = \frac{\sqrt{18\mu}}{\sqrt{\gamma_S - \gamma_W}} * \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{t}}$$

avec υ= h/t et η= μ /g : viscosité dynamique du liquide.

Cette opération est répétée plusieurs fois afin de connaître le pourcentage des particules de différents diamètres.

b)- Préparation de l'échantillon

On recueille le « passant » au tamis de 0,1 mm qu'on place dans une étuve jusqu'à dessiccation complète. Le matériau séché est désagrégé, puis bien mélangé afin d'obtenir un échantillon homogène.

L'essai est réalisé avec 40 g de ce matériau pour un litre de liquide de suspension. Cette fraction d'échantillon est alors mise à l'imbibition pendant 24 heures dans le liquide de suspension auquel on a ajouté une solution défoulant d'hexa- méta phosphate de sodium (50 cm^3 d'une solution à 5 %, par litre de liquide de suspension). Enfin, la suspension est placée pendant 3 minutes dans un agitateur mécanique (vitesse 10 000 à 12 000 tours/mn).

c)- Exécution de l'essai :

On verse dans une éprouvette de 2 litres, la suspension ainsi préparée ; le volume est complété par addition d'eau distillée, puis on agite vigoureusement l'ensemble à l'agitateur manuel. En fin d'agitation, on déclenche le chronomètre, ce qui définit le début de la

sédimentation. On mesure ensuite la densité aux temps suivants (en minutes) : 1/2 - 1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 40 - 80, puis (en heures) : 4 - 12 - 24.

d)- Calculs et présentation des résultats :

Il est nécessaire de connaître au préalable les constantes relatives au densimètre utilisé ; puis de pratiquer les corrections liées à la température d'essai, à l'effet de ménisque, à la présence du dé floculant, à la dimension de l'éprouvette. Ensuite, pour chaque lecture de densité, on détermine la concentration (en pourcentage), en fonction du volume de la suspension, du poids et de la densité des grains. Enfin, on calcule, à l'aide de la formule de Stockes, le diamètre équivalent d pour une profondeur et un temps de décantation donnés**.**

I.4. Les caractéristiques physique d’un sol

I.4.1 Les limite d'Atterberg

Pour un matériau fin, elles mettent en évidence l'influence de la teneur en eau sur la consistance du matériau. La fraction argileuse d'un sol des éléments inférieurs à 0,40 mm peut se présenter sous différents états de consistance, qui sont fonction, d'une part de la quantité d'eau interstitielle, d'autre part de la quantité d'eau adsorbée. Un ingénieur agronome suédois, Atterberg, puis par la suite Casagrande, ont défini de façon conventionnelle, à partir de la teneur en eau du milieu, les limites de divers états de consistance d'un sol donné :

- ✓ La limite de liquidité $\mathbf{w_L}$ sépare l'état liquide de l'état plastique ;
- ✓ La limite de plasticité $\mathbf{w_p}$ sépare l'état plastique de l'état solide (avec retrait);
- ✓ La limite de retrait $\mathbf{w_s}$ sépare l'état solide (avec retrait) de l'état solide (sans retrait).
- ✓ Les limites d'Atte berg, qui sont des teneurs en eau particulières, s'expriment comme **w**, en général en %.

On peut schématiser ces différents états par la (figure **I.08).** A partir des limites ci-dessus, on calcule des indices qui permettent à l'ingénieur une appréciation rapide du comportement du matériau.

- ✓ L'indice de plasticité définit l'étendue du domaine plastique ; il est défini par la relation :

$$I_P = w_L - w_P$$

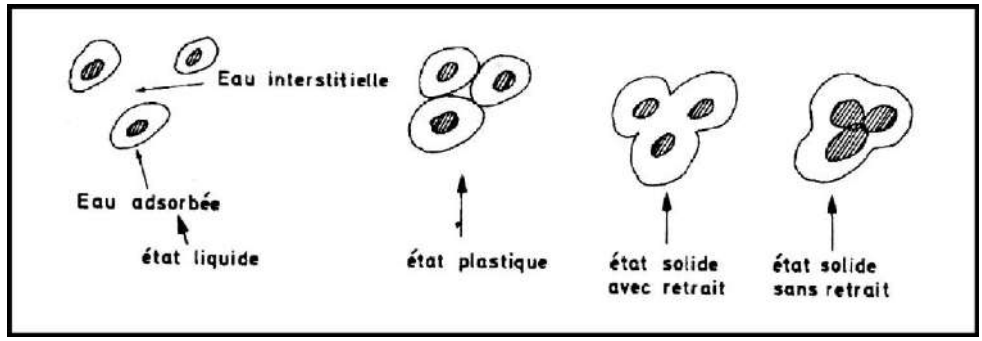


Fig.I.08 : Différents états d'un sol.[8]

✓ L'indice de consistance relative est défini par la relation : $I_C = (w_L - w)/ I_P$ qui permet de situer, sous l'angle de la teneur en eau, l'état naturel d'un sol par rapport aux limites d'Atterberg. Ainsi, I_c est voisin de 1 si la teneur en eau naturelle w est voisine de w_p ; il est d'autant plus faible (< 1) que w se rapproche plus de w_L.

✓ L'indice de liquidité est défini par la relation : $I_L = (w - w_P)/ I_P$; il fournit une approche inverse de l'indice de consistance relative.

I.4.2. Détermination des limites d'Atterberg :

a)- Préparation du matériau :

Elle prédétermine, dans une grande mesure, la précision et la fidélité des résultats. Les opérations de préparation sont, dans l'ordre, les suivantes :

✓ Immersion dans l'eau de l'échantillon pendant 12 heures au minimum ; cette opération est destinée à obtenir une saturation complète de la phase argileuse ;

✓ Tamisage complet du matériau, par voie humide, à l'aide du tamis de 0,40 mm (Module 27) ;

✓ En cas de présence d'une phase liquide trop importante, séchage préalable de l'échantillon à l'air libre.

✓ On recherche successivement la limite de liquidité, puis la limite de plasticité.

b)- Recherche de la limite de liquidité :

On utilise l'appareil de Casa grande (Figure. I.09). La coupelle sphérique étant remplie de matériau, on trace à l'aide de l'outil spécial une rainure dans le sens longitudinal. On fait ensuite subir à la coupelle une série de chocs égaux et réguliers, jusqu'à ce que la rainure se soit refermée sur une longueur de 1 cm. On note le nombre N de coups appliqués, puis on effectue un prélèvement de la pâte et on détermine sa teneur en eau.

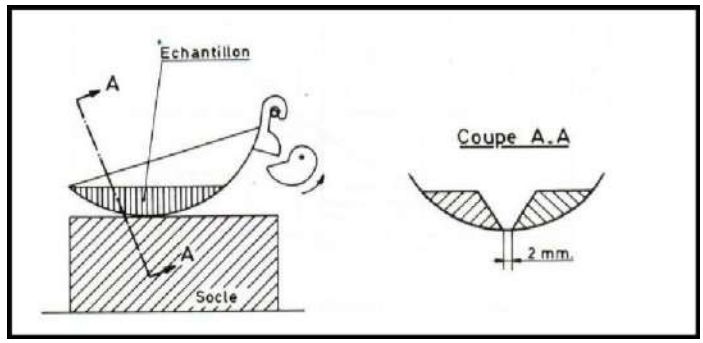


Fig.I.09 : Mesure de la limite de liquidité.[8]



Fig. I.10 : Appareil de Casa grande de mesure de la limite de liquidité [13].

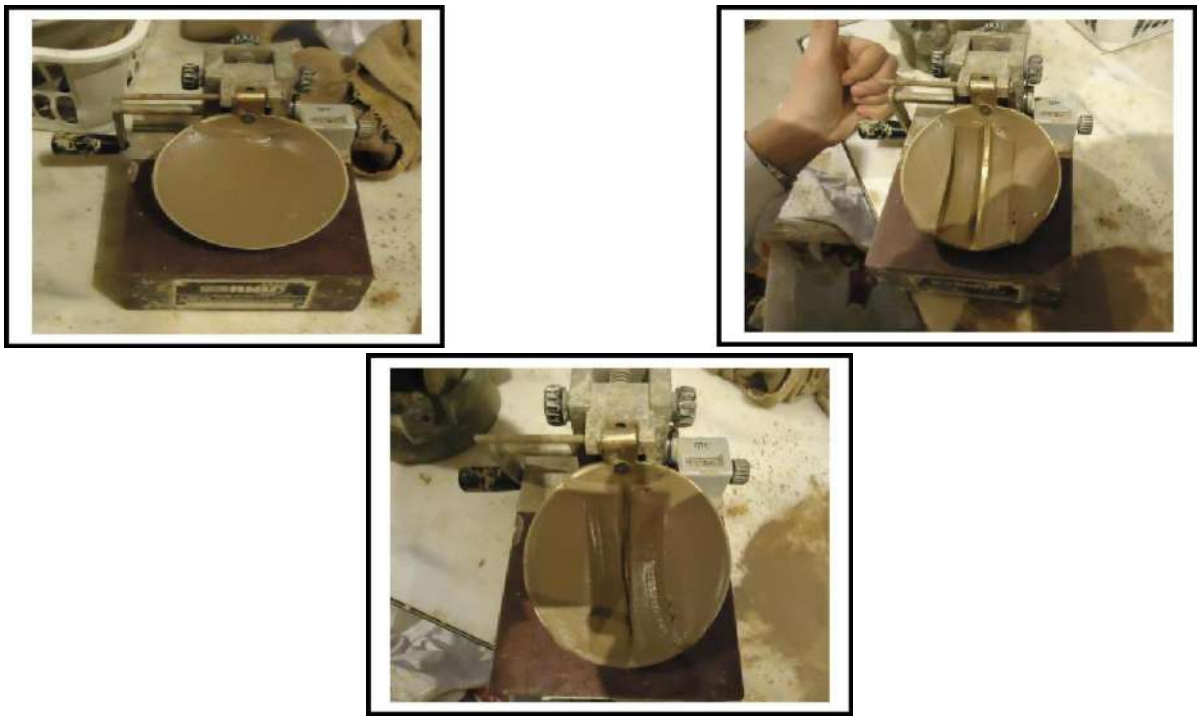


Fig.I.11 Opération de mesure de la limite de liquidité. [13]

Par séchage, on réduit un peu la teneur en eau de la pâte et on répète l'opération décrite ci-dessus. On réalise en général trois opérations successives au moins, cinq au plus. Le nombre de coups doit environ se situer entre 15 et 35. Le couple fourni par chaque opération (N,w) permet de construire la courbe de la figure I.12.

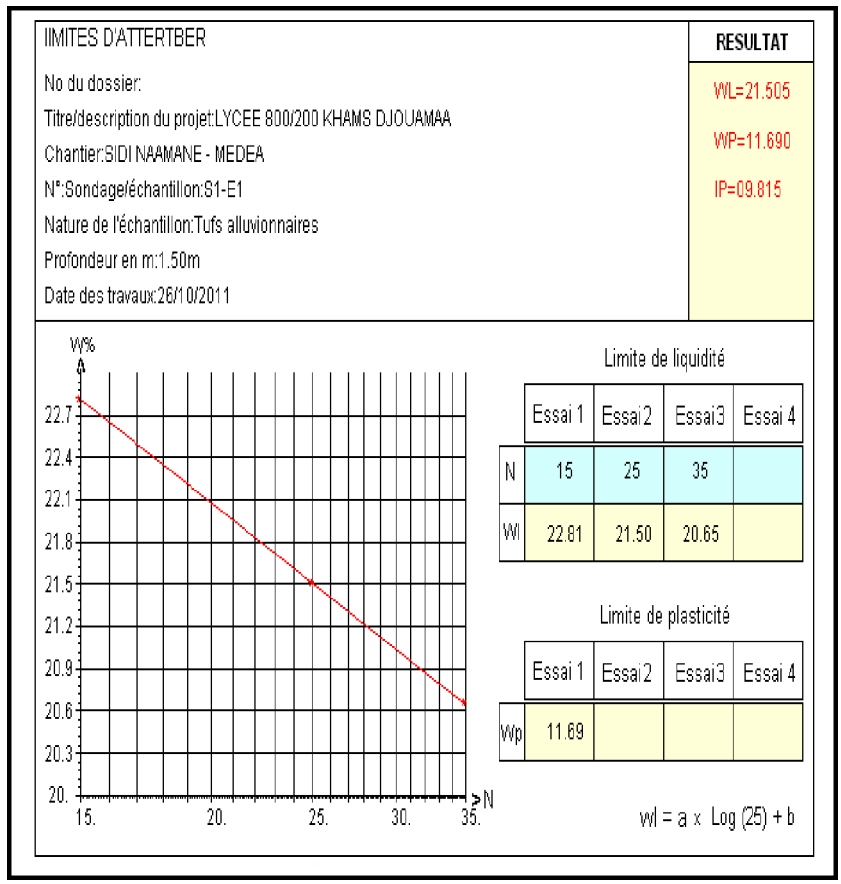


Fig.I.12 : Limites d'Atterberg feuille d'essai. [3]

c)- Recherche de la limite de plasticité :

Il s'agit de former, à l'aide d'une plaquette en bois, un rouleau de pâte qu'on amène progressivement à 3 mm de diamètre. Par définition, on dit que la teneur en eau de la pâte est la limite de plasticité lorsqu'en soulevant légèrement le rouleau par le milieu, il se fissure et se casse. Ce rouleau est alors pesé, puis mis à l'étuve pour détermination de sa teneur en eau, laquelle représente w_p.

d)- Critique des méthodes d'essais :

Malgré leur apparente simplicité, ces essais sont en fait difficiles à réaliser correctement. Une bonne fidélité des résultats ne peut être obtenue que si on suit scrupuleusement les modes opératoires prescrits. Il convient, en particulier, de ne jamais accélérer le séchage de la pâte par étuvage, la saturation des grains pouvant alors ne plus être réalisée ; des écarts très importants (10 à 20 %) peuvent résulter de cette pratique défectueuse. Si les essais sont effectués par un opérateur entraîné, la précision des résultats est couramment de 0,5 point pour la limite de liquidité, et de 2 points pour la limite de plasticité.

e)- Intérêt des limites d'Atterberg :

A priori, les limites d'Atteberg ont un caractère très empirique et peu scientifique. En réalité, leur facilité d'exécution et leur fidélité offrent une classification commode et précise des sols fins à partir des valeurs de w_L et w_p. D'après Casagrande, les droites d'équation (Figure.I.13)

$I_p = 0{,}73(w_L - 20)$; $w_L = 30$; $w_L = 50$ définissent 6 domaines de plasticité et de compressibilité différents que l'on peut définir ainsi :

A = grande compressibilité limon

B = moyenne compressibilité

C = faible compressibilité

D = Argile de forte plasticité

E = moyenne plasticité.

Dans la réalité, on se trouve pratiquement toujours en présence d'un mélange d'argile et de limon. La droite $I_p = 0{,}73(w_L - 20)$ est intéressante car elle permet, pour les sols courants, d'obtenir IP à partir de la seule valeur de la limite de liquidité. D'autres relations existent en fonction du type d'argile prédominant dans le sol considéré. Il est à noter que pour une argile, un autre facteur conditionne les valeurs de $\mathbf{w_L}$ et $\mathbf{w_P}$: c'est la nature des cations adsorbés. Le tableau suivant donne une idée de l'importance, pour une même argile de base, des échanges de cations qu'on peut y pratiquer et des variations qui en résultent.

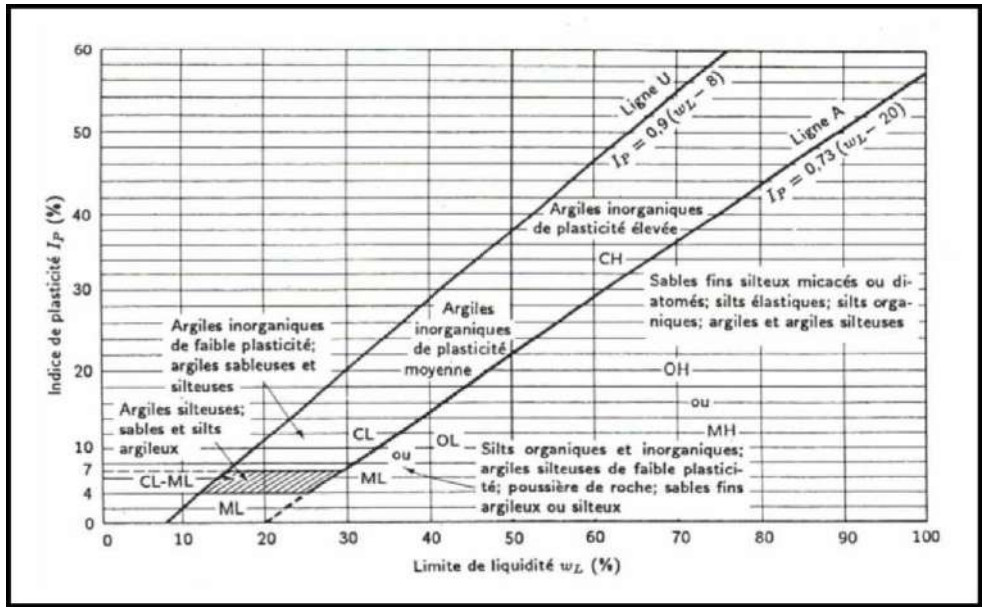


Fig.I.13 : Classification des sols fins. [5]

II.4.3. Les essais de cisaillement

a)- Equilibres limites :

L'équilibre limite d'un sol est défini par le passage de l'état élastique à l'état plastique; il se traduit par l'apparition des grandes déformations irréversibles, c'est-à-dire, dans la pratique, par la «rupture» cet équilibre limite, dans la représentation de mohr, est défini par la loi de coulomb.

$$\boldsymbol{\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}$$

$\boldsymbol{\tau_f}$, est la résistance au cisaillement du sol considéré pour une contrainte normale **σ** appliquée à la facette DC. C est la cohésion ; φ l'angle de frottement interne du milieu (Fig. **I.14).**

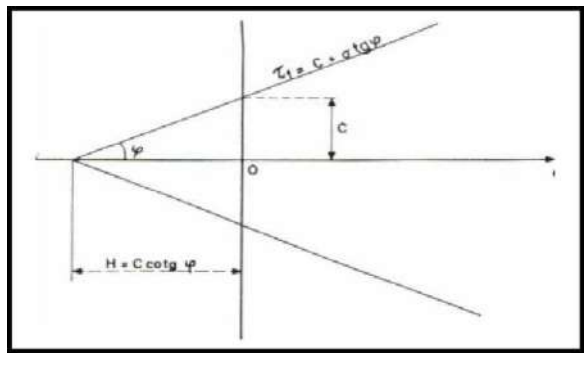


Fig.I.14 : Loi de Coulomb[8]

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale a et d'en déduire la valeur des deux constantes **c** et **φ** qui représentent des caractéristiques mécaniques du milieu. Inversement, lorsque **c** et **φ** sont connues, on peut aisément, au moyen de l'équation de Coulomb, calculer la résistance au cisaillement $\boldsymbol{\tau}_f$ qui n'est pas une constante propre au milieu puisqu'elle dépend de **σ**.

b)- Mécanismes de rupture d'un sol :

Examinons les principaux facteurs qui interviennent dans la rupture d'un sol. Dans un sol sature, l'application d'une charge se porte dans un premier temps sur l'eau interstitielle, puis progressivement, elle se reporte sur le squelette solide du milieu ; la rapidité de ce report est fonction de la perméabilité du sol considéré. Ce report peut être instantané pour les sols ne comportant pas d'éléments très fins ou argileux. Dans ce cas, la résistance au cisaillement du milieu est essentiellement due au frottement des grains les uns sur les autres. Elle dépend donc, dans une certaine mesure :

- ✓ De la nature et de la forme des grains,
- ✓ De leur disposition par rapport aux directions principales du champ des contraintes,
- ✓ De l'indice des vides du sol.

Si au contraire, la perméabilité du milieu est faible (sol chargé en éléments très fins ou argileux), le processus de cisaillement dépend beaucoup plus de la vitesse d'application des contraintes de l'ensemble des deux phases. On peut donc envisager pour ces sols, deux types de comportement.

- o Le comportement à long terme : Dans ce cas, la pression interstitielle peut se dissiper lentement ; la résistance au cisaillement est alors celle du squelette solide. Si ce squelette est constitue d'éléments argileux, sa cohésion est d'abord mobilisée. Elle est elle-même fonction des liaisons physico-chimiques des éléments minéraux qui sont au contact, soit directement, soit par l'intermédiaire de la coquille d'eau adsorbée. On peut d'ailleurs remarquer que ces contacts sont eux-mêmes fonction du degré de consolidation du sol, c'est-à-dire de l'indice des vides qui conditionne la distance entre les éléments solides, de l'orientation des particules solides par rapport à l'orientation du champ des contraintes. La partie de la résistance au cisaillement due à la cohésion est mobilisée pour de faibles déplacements, puis est ensuite détruite. Seul subsiste alors la résistance au cisaillement qui trouve son origine dans le

frottement des particules entre elles. En rupture lente on assiste à une réorientation progressive des particules argileuses en cours de l'essai.

- Le comportement à court terme : L'application brutale des contraintes conduit à une rupture instantanée; la résistance au cisaillement du sol est, dans ce cas, conditionnée, par le comportement de l'ensemble solide/eau interstitielle.

c)- Les trois types d'appareils de cisaillement :

La résistance au cisaillement peut être mesurée au moyen de trois catégories de matériel:

- ✓ L'appareil triaxial ;
- ✓ L'appareil de cisaillement rectiligne (boîte de Casagrande) ;
- ✓ L'appareil de compression simple.

I.4.4 L'essai triaxial

a)- Définition des contraintes :

Soit une éprouvette de sol (Figure. **I.15** et **I.16**) soumise à un champ de contraintes (σ_1,σ_2 ,σ_3). La contrainte normale σ qui agit sur une facette quelconque située dans l'échantillon se décompose en une contrainte effective σ' supportée par le squelette solide du sol et une contrainte neutre u reprise par la phase liquide (u est la pression interstitielle).

On peut écrire : $\sigma = \sigma' + u.$

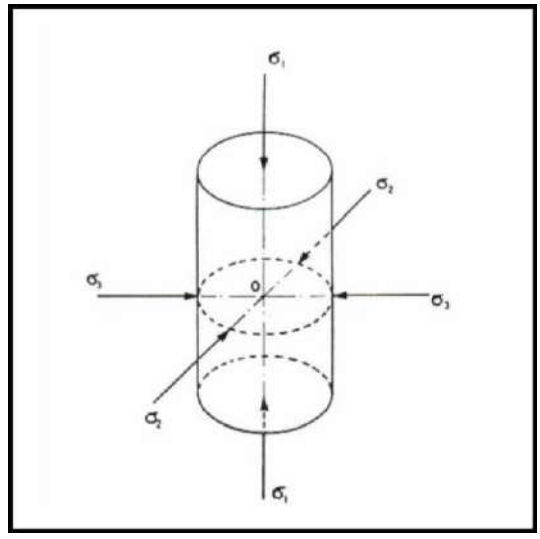


Fig.I.15 : Essai triaxial. Position des contraintes principales σ_1, σ_2, σ_3***.[8]***

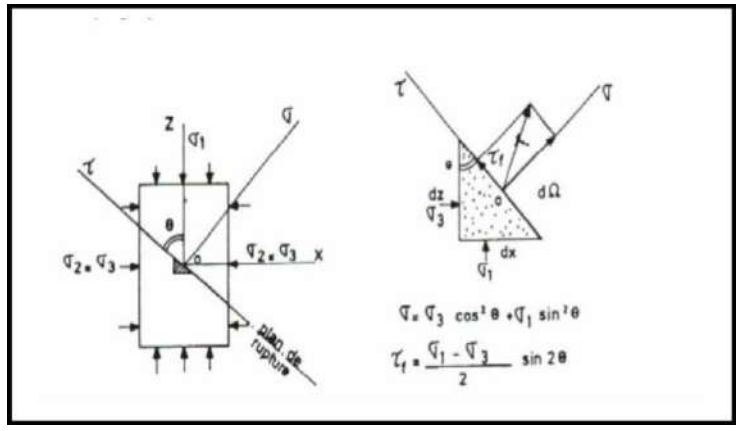


Fig.I.16 : Position du plan de rupture dans un essai triaxial.[8]

Les contraintes qui sont appliquées à un échantillon placé dans la cellule triaxiale sont de deux types

✓ une compression de type hydrostatique correspondant à un champ de contraintes sphérique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) que nous désignerons par σ_3 .

✓ une charge axiale ($\sigma_1 + p$), qui crée un champ de contraintes déviatorique, appelée déviateur. Ces deux types de contraintes superposées correspondent d'ailleurs aux deux phases d'un essai triaxial.

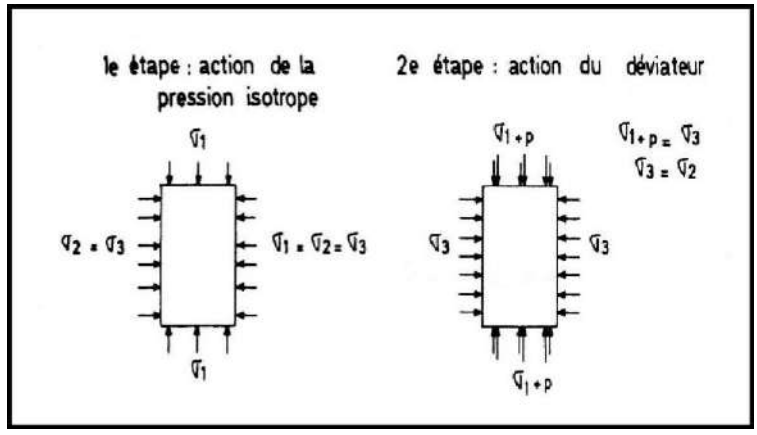


Figure I.17 — Les deux étapes de l'essai triaxial.[8]

b)- Différents types d'essais :

b1)- Essai consolidé-drainé CD :

L'éprouvette est d'abord consolidée sous la contrainte sphérique σ_3 jusqu'à ce que la pression interstitielle u soit devenue nulle. On applique alors le déviateur à une vitesse telle qu'aucune nouvelle pression interstitielle ne puisse se manifester en cours d'application. Cet essai permet de mesurer les caractéristiques à long terme du milieu puisque seul le squelette solide s'oppose au cisaillement. On a à chaque instant :

$\sigma = \sigma'$; la relation de Coulomb peut donc s'écrire (Fig. **I.18**) :

$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$

c' et φ'. Désignent les caractéristiques effectives (on dit encore, à long terme) du sol.

En ce qui concerne les sols sans cohésion (sols dits pulvérulents) la relation précédente s'écrit :

$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \varphi$

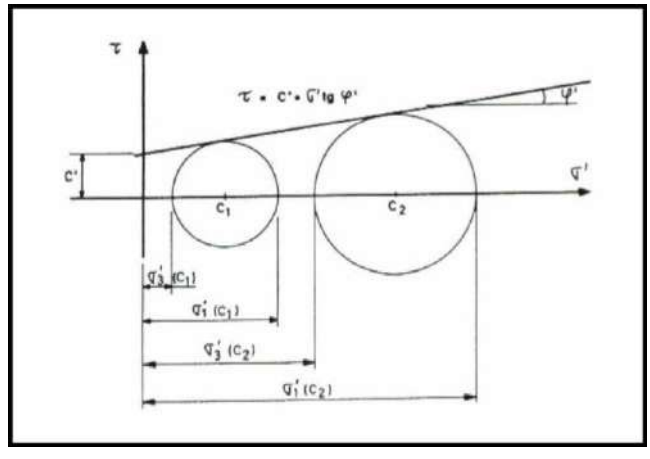


Fig.I.18 : Essai consolidé-drainé (CD).[8]

b2)- Essai consolidé-non drains CU :

Comme dans l'essai CD, l'éprouvette est d'abord consolidée sous une contrainte sphérique σ_3 jusqu'à disparition de la pression interstitielle. Elle est ensuite cisaillée par application du déviateur qui fait naître une pression interstitielle u au sein, de l'échantillon en cours d'essai ; on peut mesurer en continu cette pression. Cet essai permet de connaître également les caractéristiques effectives du sol. En effet, la connaissance de la valeur u de la pression interstitielle qui se manifeste dans l'échantillon au moment de la rupture permet le calcul de σ ' par la relation :

$$\sigma' = \sigma - u$$

Ce qui ramène à la relation précédente (Fig. **I.19**).

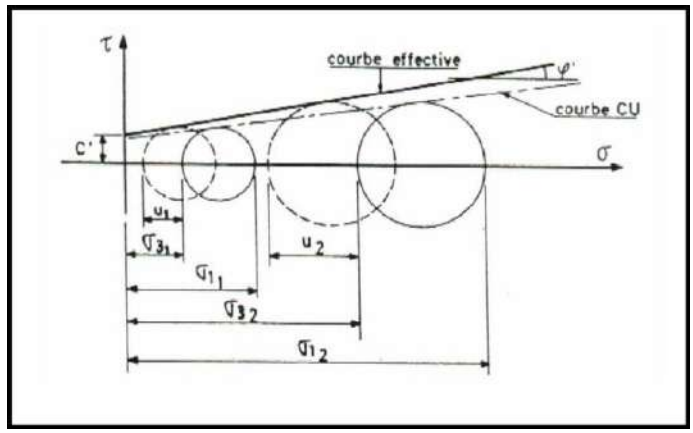


Fig.I.19 : Essai consolide-non drains (CU).[8]

B3)- Essai non consolidé-non drainé UU :

Cet essai permet de définir la résistance à court terme du sol. L'échantillon est d'abord soumis à une pression sphérique σ_3, le drainage étant fermé, c'est-à-dire sans possibilité de consolidation du matériau. On lui applique ensuite le déviateur jusqu'a obtention de la rupture, et ce également sans possibilité de drainage (drainage fermé). Si l'on soumet un autre échantillon du même matériau à une pression sphérique (σ_3+ $\Delta\sigma_3$), la pression supplémentaire $\Delta\sigma_3$ est supportée par l'eau interstitielle ; les contraintes effectives reprises par le squelette solide lorsqu'on applique le déviateur sont donc les mêmes. Ceci explique que, si on trace les cercles de Mohr correspondant à ces ruptures (Fig. **I.30)** on s'aperçoit

qu'en contraintes effectives, un seul cercle de Mohr peut être tracé. Cet essai ne permet donc pas de construire la courbe intrinsèque du milieu, laquelle, rappelons-le, n'est définie qu'en contraintes effectives. Par contre, en contraintes totales, l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture (qui ont tous le même diamètre) est une droite parallèle à l'axe des abscisses, d'ordonnée à l'origine égale à : $\tau_f = c_u$

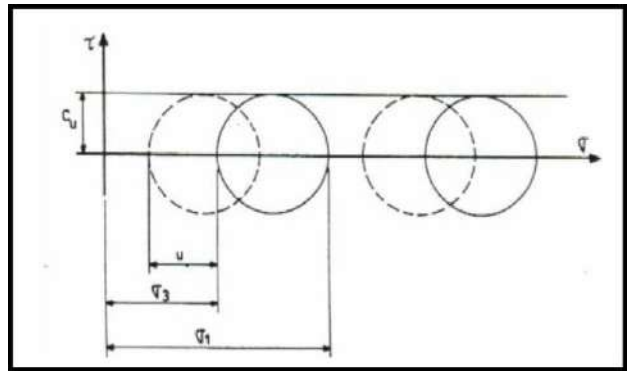


Fig.I.20 : Essai non consolide-non drains (UU).[8]

C_u est dénommée cohésion non drainé (on dit encore apparente) du milieu.

Remarque

c_u est proportionnelle à la pression de consolidation (σ'_c de l'argile considérée ; Habib a trouvé pour l'argile de Provins, la relation : $c_u = (0{,}34 + 0{,}04\ \sigma'_c)$

c)- Modalités d'exécution d'un essai triaxial

Le matériel se présente sur la (photo I.32). Le schéma de principe de l'appareil est représenté par la figure I.33; il comprend les éléments principaux énumérés ci-après.

- La cellule d'essai (photo **I.32)** (chaque appareil dispose de plusieurs cellules) qui comporte:
  - ✓ Une embase inférieure destinée, d'une part à recevoir les circuits d'application de σ_3 (raccord 1) et de mesure de u (raccords 2 et 3) ; d'autre part à permettre la mise en place de:
  - ✓ L'échantillon enveloppé latéralement d'une membrane de caoutchouc ;
  - ✓ Un cylindre en plexiglas ;
  - ✓ Un couvercle doté d'un piston destine à appliquer le déviateur et d'un comparateur mesurant les raccourcissements de l'échantillon au cours des différentes phases de l'essai (consolidation, puis écrasement).



fig I.21 : Appareil, triaxial en état de fonctionnement [9].

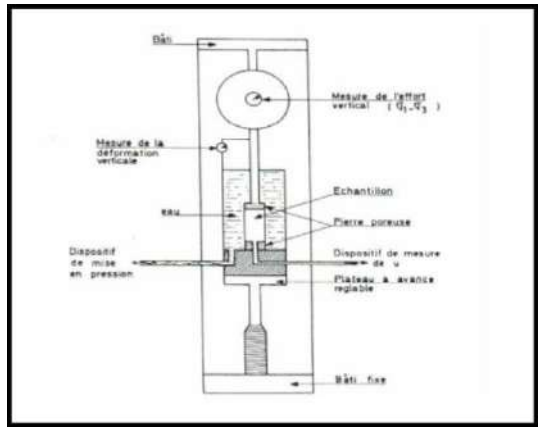


Fig.I.22 : Schéma de Principe d'un appareil Triaxial.[8]



fig I.23 : Cellule triaxiale [9].

- l'échantillon enveloppé latéralement d'une membrane de caoutchouc

✓ un cylindre en plexiglas

✓ un couvercle dote d'un piston destiné à appliquer le déviateur et d'un comparateur mesurant les raccourcissements de l'échantillon au cours de différentes phases de l'essai (consolidation, puis écrasement).

- Le circuit de pression de consolidation comprend trois circuits indépendants (un pour chaque cellule). Les pressions de consolidation sont obtenues, pour l'appareil représentas figure **I.24** par des colonnes de mercure qui agissent sur le circuit hydraulique. Des manomètres dispos sur les circuits permettent de contrôler les pressions σ_3 à tout moment de l'essai. Des dispositifs à air comprimé ou à autres générateurs de pression sont aussi employés.

- Le circuit « pression interstitielle u » permet, d'une part de suivre la consolidation de l'éprouvette à la pression hydrostatique σ_3 ; d'autre part, lors de la phase de cisaillement, de mesurer l'évolution de la pression interstitielle.

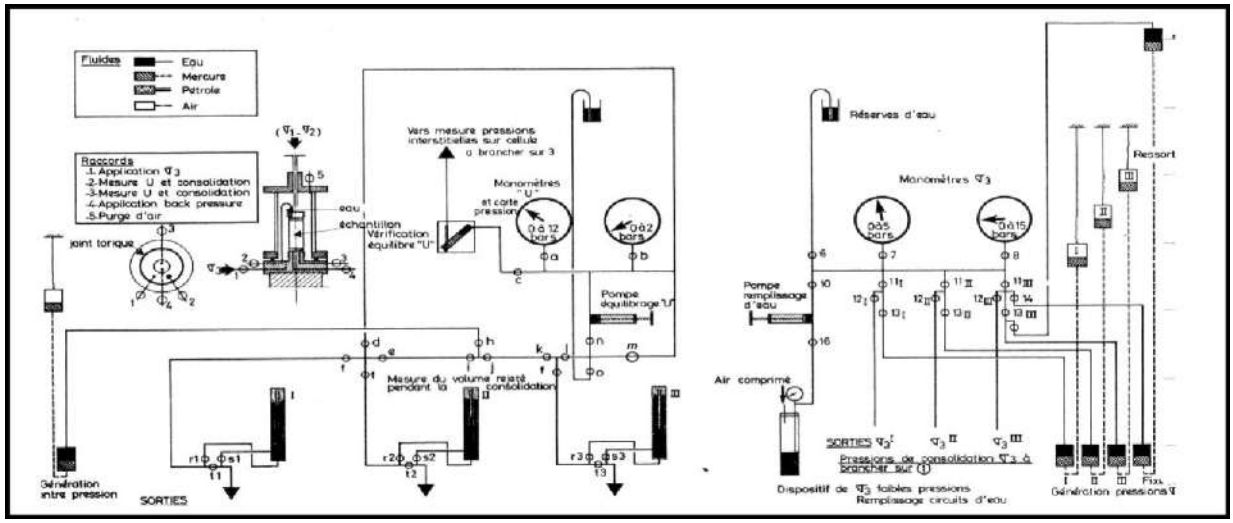


Fig.I.24 : Essai triaxial. Schéma des différents circuits hydrauliques d'application et de mesure des pressions.[8]

Ce circuit comprend: un indicateur de zéro à mercure (**Figure. I.24**), un manomètre et une pompe d'équilibrage.

Lorsqu'une pression interstitielle se développe au sein de l'échantillon, elle tend à expulser de l'eau, cette expulsion est perceptible a l'indicateur de zéro. On peut alors la compenser par le vérin de la pompe l'équilibrage; le manomètre indique la pression d'équilibre. Ce dispositif peut être remplacé par un capteur de pression disposé directement sur la cellule (raccord 2 ou 3).

Le dispositif de la figure **I.24** comprend un circuit dit de « contrepression » qui permet, au cours de la phase de consolidation, d'appliquer à l'éprouvette une

« Contrepression » et donc de dissoudre l'air contenu dans des éprouvettes de sols qui ne seraient pas saturées.

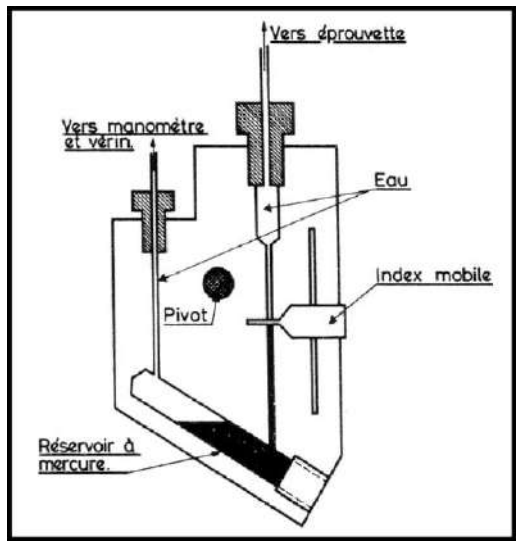


Fig.I.25 : Essai triaxial. Indication du zéro de la pression interstitielle.[8]

- la presse d'écrasement (voir figure **I.25)** est composée d'un bâti, d'un plateau mobile (dont la vitesse est réglable et de l'ordre de quelques microns / minute) et d'un anneau dynamométrique**.**

d)- Choix de l'échantillon :

Nous rappelons l'importance de ce choix qui conditionne la validité des résultats. On doit d'abord sortir la carotte de son étui de protection, puis choisir, après description de celle-ci, les zones de prélèvement, en excluant les zones remaniées par les opérations de carottage. II s'agit d'obtenir trois éprouvettes d'élancement 2. On peut les découper a la main, a l'aide d'un touret, ou bien, ce qui est plus courant, les prélever a l'aide d'un carottier a paroi mince. Le diamètre de ces éprouvettes est en général de 38 mm, mais certain appareils triaxiaux acceptent des éprouvettes de plus grand diamètre. Les éprouvettes taillées sont pesées, puis dis posées sur les bâtis de consolidation.

e)- Consolidation des éprouvettes sans contrepression :

L'échantillon est place dans la cellule disposent préalablement, à sa périphérie, un papier filtre destine à accélérer le drainage vertical (Fig. **I.26**). La pression de consolidation est appliquée à l'éprouvette par le branchement (1), puis on ouvre les robinets (2) et (3) qui permettent, soit l'absorption, soit l'expulsion de l'eau. En cours

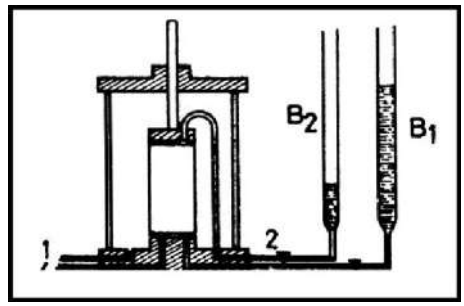


Fig.I.26 : Essai triaxial. Dispositif d'essai en phase de consolidation.[8]

De consolidation on relève, selon un horaire bien détermine, les niveaux d'eau dans les burettes reliées à

(2) et (3). Les temps de mesure sont les suivants (en minutes) : 1/2, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 30 ; puis en heures : 1, 2, 4, 8, 24, 48. La consolidation est poursuivie jusqu'a stabilisation des niveaux d'eau.

f)- Consolidation des éprouvettes avec contrepression

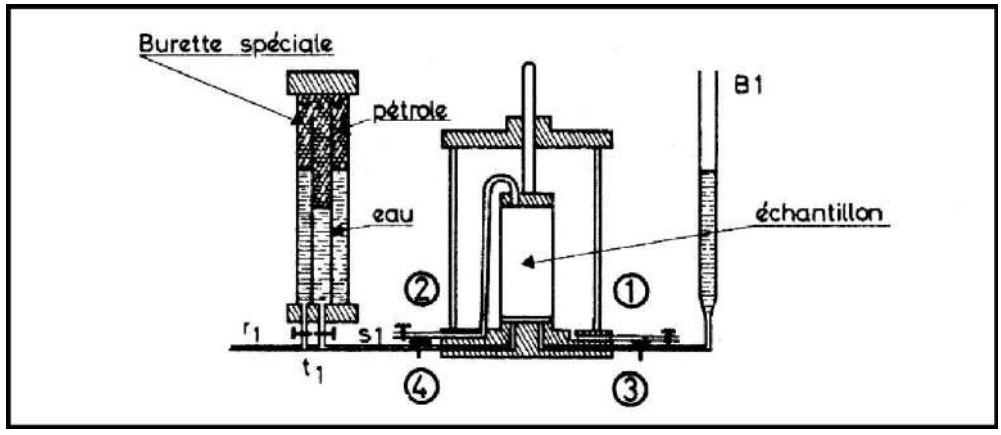


Fig.I.27 : Essai triaxial. Consolidation des éprouvettes avec contrepression. [8]

L'échantillon étant disposé au sein de la cellule, on lui applique la pression de consolidation choisie σ_3, de la contrepression adoptée (de 1 à 5 bars suivant la perméabilité du sol). Cette contrepression est appliquée à l'intérieur de l'échantillon par l'intermédiaire de la burette spéciale (Figure. **I.27**). L'évolution de la consolidation est suivie par lecture de cette burette ; on la suppose acquise lorsqu'il y a stabilisation du niveau repéré. On peut, en fin de consolidation, vérifier la saturation de l'échantillon en augmentant σ_3**,** de $\Delta\sigma_3$, et en contrôlant l'accroissement correspondant Δu de u**.**

Si $\Delta u / \Delta\sigma_3 \geq 0{,}95$, le sol est saturé.

Cisaillement drainé (essai CD)

La cellule étant disposée sous la presse d'écrasement, on applique le déviateur à une vitesse telle qu'aucune pression interstitielle ne puisse se développer dans l'échantillon. Pratiquement, cette vitesse peut être de quelques microns/mn ; ce qui conduit a une durée d'écrasement de plusieurs jours.

— Cisaillement non draine avec mesure de u, sans contrepression (Fig. **I.28**).

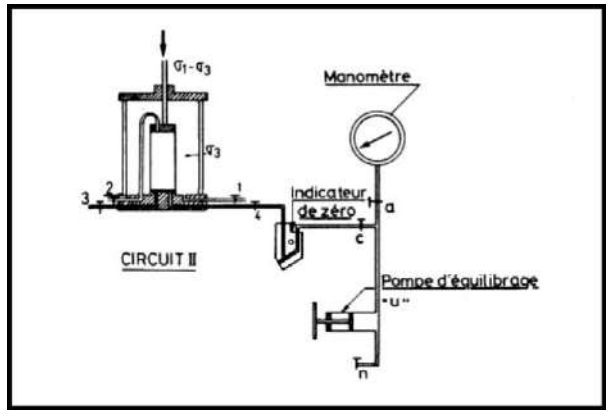


Fig.I.28 : Essai triaxial. Cisaillement avec mesure de la pression interstitielle sans contrepression. [81

✓ La cellule est disposée sous la presse d'écrasement équipée d'un circuit permettant la mesure de u pendant la phase de cisaillement.

✓ Par l'intermédiaire du piston, on applique le déviateur à une vitesse telle que la pression interstitielle puisse se développer uniformément au sein de l'échantillon.

On adopte en général une vitesse permettant le cisaillement de l'éprouvette en 5 ou 6 heures. Au cours de l'essai, on contrebalance la pression interstitielle en utilisant le vérin et l'indicateur de zéro. Le manomètre dispos dur le circuit permet de suivre quantitativement la valeur de u.

- Cisaillement non drainé, avec mesure de u et contrepression (figure. **I.29**)

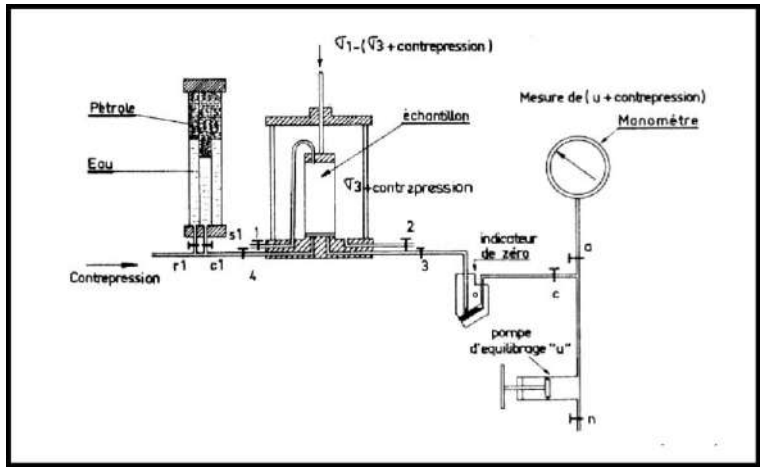


Fig.I.29 : Essai triaxial. Cisaillement non drainé comportant la mesure de la pression interstitielle avec contrepression. [8]

I.4.4.1 L'essai cisaillement rectiligne

Permet le cisaillement d'un sol suivant un plan impose et défini par le contact des deux demi-boites constituant l'appareil. En principe, cet appareil permet l'exécution des essais CD, CU, UU. En fait, il est difficile de contrôler la vapeur prise par la pression interstitielle et la précision des résultats s'en ressent pour les deux premières catégories d'essai.

a)- Matériel

L'appareil comprend (Fig. **I.30):** la boite de cisaillement, dite « boite de Casa grande

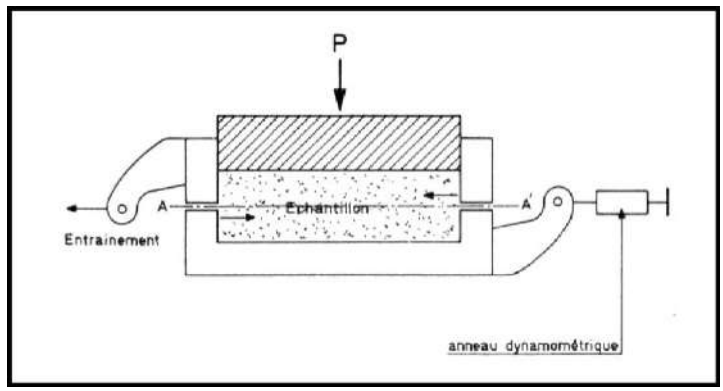


Fig.I.30 : Schéma de principe d'une boîte de cisaillement rectiligne AA' : plan de cisaillement impose. [8]

- La bâte proprement dite est constituée :

— d'une demi-boîte inferieure comportant une pierre poreuse et un circuit d'eau qui permet l'imbibition de l'échantillon ;

— d'une demi-boîte supérieure dans laquelle on dispose, au-dessus de l'échantillon, une pierre poreuse, puis un piston destine à transmettre la charge verticale N appliquée à l'échantillon.

- Un bâti de consolidation sur lequel on dispose la boite surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N, la boîte de cisaillement est rempli d'eau afin d'assurer la saturation de l'échantillon.
- Le dispositif de cisaillement permet le cisaillement du sol à vitesse constante, il est constitué :

— d'un anneau dynamométrique,

— d'un chariot dans lequel on vient placer la boite de Casagrande ; ce chariot est animé par un moteur d'un mouvement de translation a vitesse constante et réglable.

b)- Préparation de l'éprouvette :

On taille, dans l'échantillon extrait de l'horizon à étudier, 3 ou 4 cylindres de 4 cm d'épaisseur. Ces cylindres sont ensuite soigneusement découpés suivant des parallélépipèdes ayant les dimensions de la boite de Casagrande. Les débris de la taille servent a la mesure de la teneur en eau avant essai.

c)- Consolidation des éprouvettes :

✓ **Sols pulvérulents**

Le matériau sableux est mis en place dans la boîte, soit sec, soit saturé. Pour ce matériau, la consolidation est acquise quasi instantanément.

✓ **Sols cohérents**

L'échantillon étant place dans la boite de cisaillement, on dispose l'étrier de chargement, on règle le comparateur de mesure du tassement de consolidation et on met en place les poids nécessaires au chargement. Les pressions de consolidation adoptées sont fonctions du type d'essai à réaliser ; en général, pour les essais CD et CU, elles varient de 1 a 4 bars. Pour les essais UU, on calcule le poids théorique des terres qui surmontent l'échantillon in situ. La consolidation est supposée acquise quand le tassement de l'échantillon est terminé ; en général, le temps de consolidation est de l'ordre de 24 heures.

d)- Processus de cisaillement :

La boite de cisaillement est disposée dans le bâti de cisaillement et la pression de consolidation est de nouveau appliquée. On procède alors au cisaillement de l'échantillon à la vitesse de 1,5 mm/mn ; on note, a intervalles réguliers, la déformation de l'anneau dynamométrique. L'essai de cisaillement est arrête lorsque l'anneau

dynamométrique fait apparaitre une diminution de lecture. On extrait alors l'échantillon pour mesurer sa teneur en eau finale et son poids spécifique.

e)- Compte rendu de l'essai : II doit comprendre :

— les caractéristiques physiques du sol étudié (initiales et finales) ;
— les conditions d'essai
— les résultats obtenus et leur interprétation.

Un tel compte rendu peut se présenter selon (la figure **I.31)** .On dessine la courbe intrinsèque (Figure.**I.32)** des essais CD ou CU, et la droite enveloppe de l'essai UU, en précisant toujours le type d'essai effectue.

FEUILLE DE CALCUL **ESSAI DE CISAILLEMENT** Selon NF P 94-071-1

N° Projet : 00296
Projet : MOSQUEE ALI IBN ABI TALEB
Client : ASSOCIATION RELIGIEUSE
N° Sond : SC 01 Prof : 3,00/3,30

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

	σ_1 = 1 bars / K = 1,45			σ_2 = 2 bars / K = 1,45			σ_3 = 3 bars / K = 1,45		
Déformation (mm)	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée
0,25	6,00	0,24	35,85	13,00	0,53	35,85	18,00	0,73	35,85
0,50	10,50	0,43	35,70	21,00	0,85	35,70	30,00	1,22	35,70
0,75	13,50	0,55	35,55	25,50	1,04	35,55	35,00	1,43	35,55
1,00	15,00	0,61	35,40	28,00	1,15	35,40	39,00	1,60	35,40
1,25	16,50	0,68	35,25	30,00	1,23	35,25	41,00	1,69	35,25
1,50	18,00	0,74	35,10	31,00	1,28	35,10	43,00	1,78	35,10
1,75	19,00	0,79	34,95	32,50	1,35	34,95	44,50	1,85	34,95
2,00	20,00	0,83	34,80	33,00	1,38	34,80	45,00	1,88	34,80
2,25	20,50	0,86	34,65	33,50	1,40	34,65	45,50	1,90	34,65
2,50	21,00	0,88	34,50	33,50	1,41	34,50	46,00	1,93	34,50
2,75	21,00	0,89	34,35	34,00	1,44	34,35	46,00	1,94	34,35
3,00	21,50	0,91	34,20	34,00	1,44	34,20	46,00	1,95	34,20
3,25	21,50	0,92	34,05	34,00	1,45	34,05	45,50	1,94	34,05
3,50	21,50	0,92	33,90	34,00	1,45	33,90	45,00	1,93	33,90
3,75	21,50	0,92	33,75	33,50	1,44	33,75	45,00	1,93	33,75
4,00	21,50	0,93	33,60	33,50	1,45	33,60	44,50	1,92	33,60
4,25	21,00	0,91	33,45	33,50	1,45	33,45	44,50	1,93	33,45
4,50	21,00	0,91	33,30	33,50	1,46	33,30	44,00	1,92	33,30
4,75	20,50	0,90	33,15	33,00	1,44	33,15	44,00	1,93	33,15
5,00	20,00	0,88	33,00	33,00	1,45	33,00	44,00	1,93	33,00

Fig.I.31 : Feuille d'essai[3]

f. Essai de compression simple

Dans cet essai on à une contrainte latérale nulle : $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; seul le déviateur σ1est donc appliqué à échantillon. L'essai peut bien entendu 'être effectue a ('appareil triaxial, mais on utilise en général un appareil plus simple. Il s'agit d'une presse (Fig. I.48) comportant un bâti, un anneau dynamométrique et un plateau a avancement contrôle. L'essai ne peut être réalise qu'avec des sols cohérents puisque l'éprouvette doit « se tenir » sans frettage latéral.

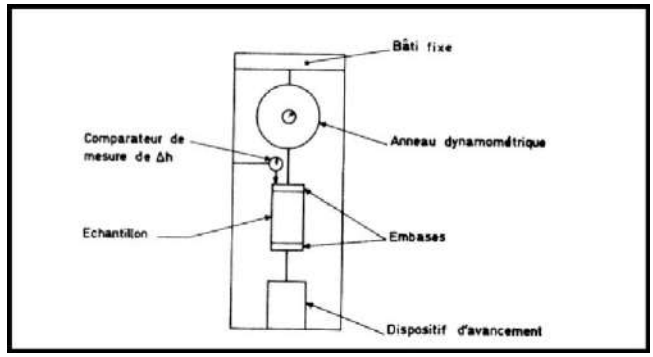


***Fig.I.32 : Schéma d'un appareil de compression simple* .[8]**

L'échantillon est taillée de la même manière que pour un essai triaxial ; ii est ensuite dispose sur le bâti, entre les deux embases. On procède en général au cisaillement par déformation contrôlée, a une vitesse suffisante (1,5 a 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai. On trace la courbe $\sigma_1 = f(\Delta h/h)$, Δh représentant le raccourcissement de la hauteur initiale h. A partir de cette courbe, la rupture est définie :

- ✓ soit par le maximum de σ_1 si celui-ci apparait ;
- ✓ soit par une valeur de σ_1 correspondant a un certain pourcentage de déformation relative de l'échantillon : 10 a 15 % pour les sols argileux normalement consolides ; 5 a 10 % pour les marnes. Cette solution est adoptée lorsqu'il y a déformation plastique sans apparition d'un maximum de σ_1. Connaissant σ_1 et $\sigma_3 = 0$, on peut tracer le cercle de Mohr a la rupture (Fig. **I.33)**. L'essai de compression simple est donc un essai UU ; si le sol est sature, on a alors a la rupture : $\tau_f = R_c/2 = c_u$ et R_c : résistance à la compression

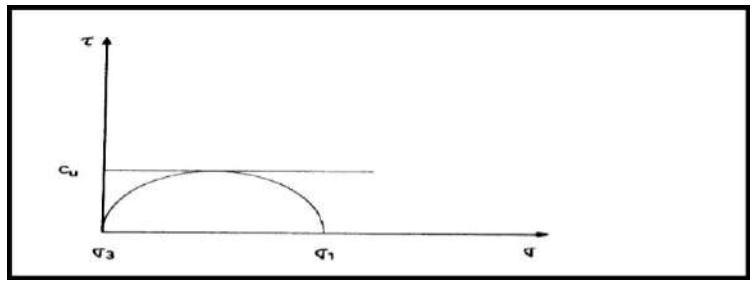


Fig.I.33 : Diagramme d'un essai de compression simple. [8]

I.5. Les essais de pénétration :

L'essai de pénétration représente, avec le chargement direct, l'essai le plus simple à concevoir. Enfoncer un clou dans une planche, c'est réaliser une pénétration dynamique. Enfoncer une punaise dans un mur, c'est faire une pénétration statique. Le vieux test des chefs de chantier consistant à apprécier la résistance d'un terrain au moyen d'une barre à mine enfoncée à la masse dans le sol, représente sans conteste l'ancêtre même des essais modernes de pénétration. On comprend ainsi les raisons pour lesquelles, parmi les divers types d'essais in situ, les essais de pénétration dynamique, puis' statique, ont été les premiers à se développer.

C'est aux Etats-Unis, et à peu près simultanément aux Pays-Bas, que l'essai de pénétration tel que nous le concevons maintenant, a réellement vu le jour. Ces pays offrent en effet de vastes régions dans lesquelles, la nature même des terrains rencontrés, se prête particulièrement à la réalisation, dans les meilleures conditions, de ce type d'essai. Ainsi sont apparus, au début du siècle, et à peu près en même temps, aux Etats-Unis le standard pénétration test, et en Hollande le pénétromètre dynamique, puis, un peu plus tard, le pénétromètre statique. Ces techniques d'investigation, Simples, rapides et économiques, se sont rapidement développées jusqu'à s'imposer pratiquement de manière systématique en sus des techniques classiques de laboratoire. C'est en particulier le cas du S.P.T. à c U.S.A.

Toutefois, avec leur développement et l'usage de plus en plus intensif que l'on en faisait, les limites de ces techniques sont peu à peu apparues. Ces limites, qui portent à la fois sur la possibilité de mise en œuvre de l'essai lui-même, et sur l'interprétation que l'on peut en faire, sont différentes selon la méthode de pénétration. Il en résulte que, face à la concurrence de techniques présentes, certains types d'essais de pénétration tendent maintenant à être délaissés, tandis que d'autres, au contraire, se maintiennent et continuent même parfois à se

développer. Nous décrivons ci-après les trois types d'essais de pénétration les plus couramment utilisés.

I.5.1. Le pénétromètre dynamique

Parmi les matériels employés pour la reconnaissance du sol et appréciation de ses caractéristiques mécaniques, le pénétromètre dynamique apparaît comme l'un des plus simples et des plus économiques.

Le pénétromètre dynamique est le descendant direct de la technique sommaire d'investigation à la barre à mine enfoncée a la masse. Cette technique rudimentaire a fait l'objet d'une certaine normalisation au début du xx^{e} siècle, avec l'apparition du « compressimètre » de Dorsinfang. Cet essai consistait à enfoncer une barre à mine, de longueur et de section connues, sous une volée de 10 coups d'un mouton de poids connu, tombant .d'une hauteur déterminée. Le développement du S.P.T. aux Etats-Unis et en Amérique du Sud, a constitué un nouveau pas en avant pour l'essai de pénétration. Cependant, en Europe, où la S.P.T. ne parvenait pas à s'imposer, le besoin d'une technique d'investigation rapide et efficace se faisait fortement sentir. Le besoin était particulièrement sensible aux Pays-Bas où les problèmes de fondations dans les anciennes zones de polders étaient spécialement difficiles, et où les méthodes jusqu'alors employées se révélaient le plus souvent insuffisantes. C'est dans ces conditions qu'est apparu le pénétromètre dynamique.

I.5.2. L'appareillage

Le pénétromètre dynamique s'inspire fortement du S.P.T., mais il est à la fois plus simple et plus robuste que celui-ci. Il est constitué d'un train de tiges métalliques, terminé par une pointe de section déterminée, que l'on enfonce dans le sol par battage au moyen d'un mouton de masse M, tombant en chute libre d'une hauteur fixe H. La méthode consiste à mesurer, de proche en proche, le nombre de coups nécessaires à l'enfoncement de l'appareil d'une longueur L. Le matériel le plus simple (pénétromètre dynamique léger) .comprend (figure. **I.34) à**: Un train de tiges constitué d'éléments de tubes en acier vissés bout à bout ;

Une pointe conique vissée ou emboîtée à la partie inférieure du train de tiges (figure **I .35)**; Une enclume métallique solidaire de la tête du train de tiges et un mouton de battage, de

masse déterminée, coulissant sur le train de tiges, au-dessus de l'enclume. L'ensemble est parfois complété par un système de guidage des tiges.

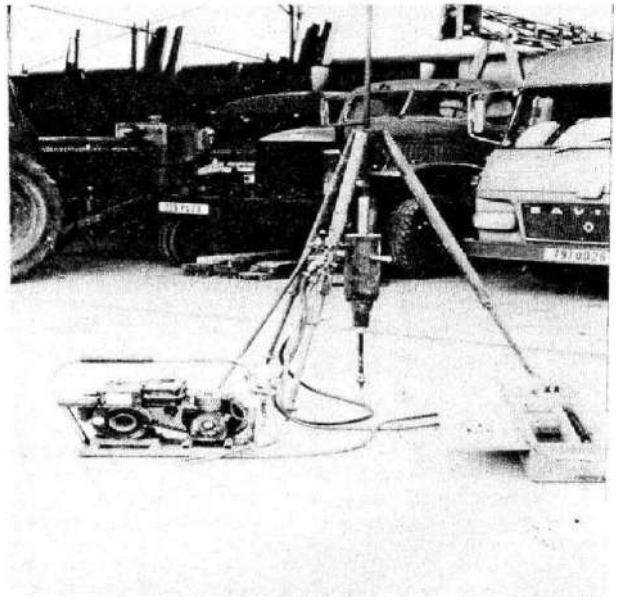


Fig I .34 : Pénétromètre dynamique léger à moteur Bevac. [8]

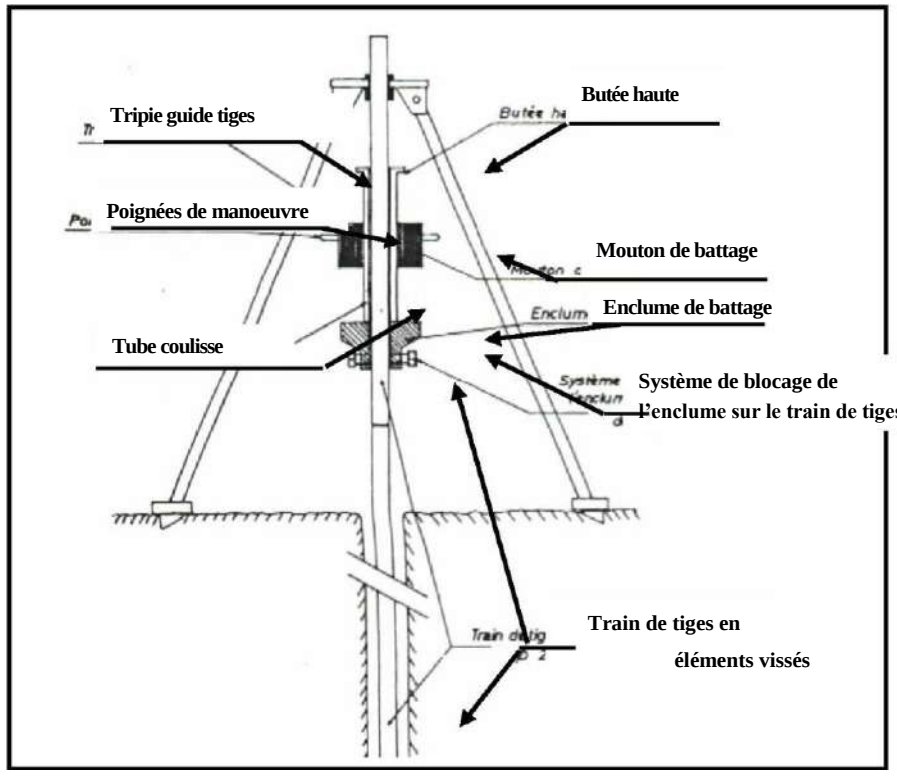


Fig.I .35 : Schéma du pénétromètre dynamique léger manuel.[8]

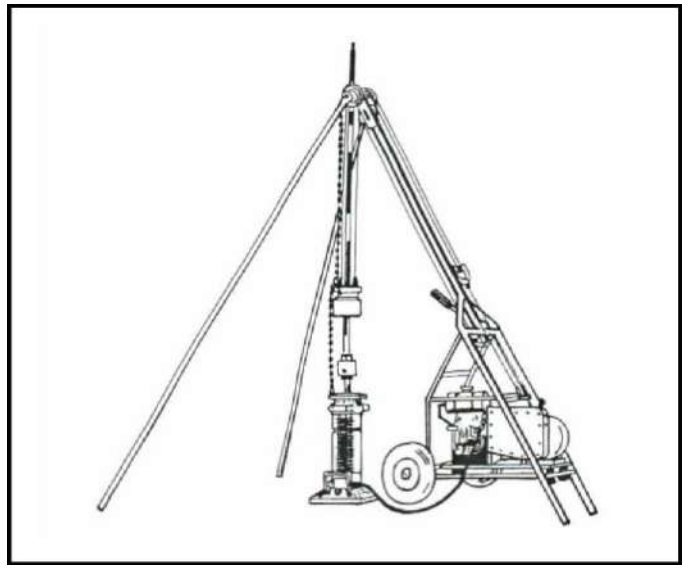


Fig.I .36 : Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur.[8]

Par exemple, le mouton delmag, surtout utilise pour le battage: des pieux et des palplanches, est constitué par un moteur monocylindre a explosion commandée, qui vient coiffer directement la partie supérieure du train de tiges. Le piston solidaire du train de tiges et comporte tine enclume ; a chaque explosion, l'ensemble cylindre + réservoir a carburant est projeté vers le haut et, a l'échappement, retombe d'une hauteur (fixe correspondant a la course du piston. Sur les gros modèles, le poids du mouton est généralement de 60 kg et la hauteur de chute de 80 cm ; ces caractéristiques sont voisines de celles de l'appareil S.P.T. En fait, les types d'appareils que l'on rencontre sur la marche sont extrêmement variables. Ils différent les uns des autres par la forme et la section de la pointe, son type (pointe perdue et pointe fixe), le diamètre des tiges, le système d'élimination de frottement latéral parasite, le poids du mouton, sa hauteur chute, etc... II en résulte qu'il est extrêmement difficile, et même dangereux, de vouloir interpréter a priori, a la simple vue des courbes d'essais, des mesures de pénétration dynamique réalise avec un appareil] dont on ne connait pas exactement routes caractéristiques. Devant le foisonnement des modèles, la Commission Internationale de Standardisation a décidé [22]de ne retenir que deux types :

- ✓ les pénétromètres dynamiques type A (P.D. A) utilisait. soit une boue de forage, soit un tubage de revêtement ex rieur, pour extérieur le frottement latéral ;

- ✓ les pénétromètres dynamiques type B (P.D. B) mis en œuvre sans tubage extérieur ni boue de forage, et dans lesquels valeur du frottement latéral sur les tiges est estimée par mesure du couple nécessaire a la rotation du train de tiges.[16]

  Pour l'un comme pour l'autre de ces appareils, les points peuvent être du type (fixe ou du type «perdue» deux modèles de pointes ont été standardises :

- ❖ pour le pénétromètre P.D. A :
- ✓ angle de la pointe 90°,
- ✓ section nominale 30 cm^2,
- ✓ diamètre 62 ± 0,2 mm,
- ✓ longueur de la partie cylindrique 62 ± 0,2 mm,
- ✓ diamètre des tiges 40 à 45 mm ;
- ❖ pour le pénétromètre P.D. B
- ✓ angle de la pointe 90°
- ✓ section nominale 20 cm^2
- ✓ diamètre 51 :4, 0,2 mm,
- ✓ longueur de la partie cylindrique 51 ± 0,2 mm,
- ✓ diamètre des tiges 32± 0,3 mm.

De la même manière, le poids du mouton et la hauteur de chute ont été codifies :

- ✓ poids du mouton 63,5 ± 0,5 kg,
- ✓ hauteur de chute 0,75 ± 0,02 m.

La cadence de battage recommandée est de 30 coups par minute Cette cadence ne doit pas être dépassée dans les sols cohérents.

II convient à ce propos de noter qu'en principe, l'essai de pénétration dynamique n'est pas adapté à l'étude des sols cohérents, ni a celle des sols très !aches. En U.R.S.S., cet essai n'est pas autorisé dans les argiles.**[**17**]**

I.5.3. Mise en œuvre de l'essai

La mise en œuvre du pénétromètre dynamique est particulièrement simple et ne nécessite aucun forage préalable. L'appareil étant installé sur le point d'exploration, l'operateur trace sur le train de tiges, une série de repères espaces entre eux de 10 ou de 20 cm,

et comptes a partir de la pointe. Lors du battage en continu, il note le nombre de coups de mouton n nécessaire à l'enfoncement du train de tiges, d'une hauteur comprise entre deux repères successifs. L'investigation est poursuivie si possible jusqu'a la profondeur désirée, sauf si l'énergie de battage est devenue insuffisante (refus) pour faire pénétrer la pointe plus avant dans le terrain. Ces essais nécessitent une interprétation qui s'avère souvent délicate. La résistance à la pénétration enregistrée au cours de l'essai est en effet la somme de deux résistances : la résistance en pointe et le frottement latéral. Il n'est pratiquement pas possible de séparer ces deux termes. Divers fabricants ont tenté de pallier cet inconvénient en équipant leur pénétromètre de systèmes permettant d'éliminer, autant que faire se peut, le frottement latéral :

- ✓ par une pointe de diamètre supérieur à celui des tiges ;
- ✓ par mise en place d'un tubage externe de diamètre sensiblement égal a celui de la pointe, les deux étant battus ensemble ou séparément, ce qui permet une mesure distincte du terme de pointe, du frottement latéral, et de la résistance totale ;
- ✓ par utilisation d'éléments de tiges assembles a l'aide de manchons en forme d'olive ; etc...

Dans la pratique, aucun de ces systèmes ne se révèle parfaitement satisfaisant. Le pénétromètre dynamique reste cependant un outil économique, relativement aise à mettre en œuvre, qui permet de multiplier le nombre de points d'investigation, et de procéder à une étude comparative qualitative des terrains traversés.

I.5.4. Présentation des résultats :

Les résultats d'un essai de pénétration dynamique (Figure. **I .37**) sont fournis sous forme d'un diagramme en coordonnées normales ou semi-logarithmiques. On porte en ordonnées la profondeur de la pointe, et en abscisses

- ✓ soit le nombre de coups n nécessaire pour obtenir un enfoncement Δh ;
- ✓ soit directement la résistance en pointe R_{dyn} déduite de la formule de battage dite « formule des Hollandais

Ces diagrammes fournissent un « profit H continu de la résistance du terrain a la pénétration, jusqu'a la profondeur atteinte.

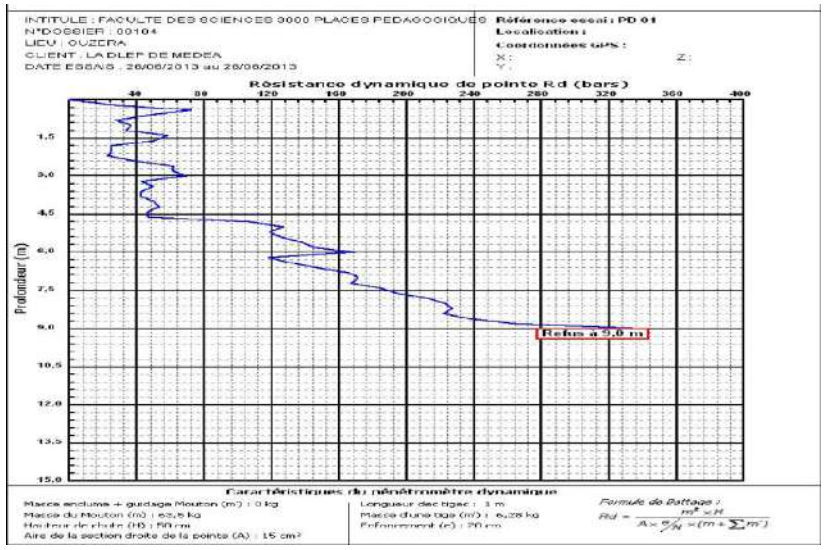


Fig.I.37 Diagramme d'essai de pénétration dynamique. [3].

On appelle refus e, à une profondeur donnée de la pointe, l'enfoncement de celle-ci correspondant à un coup de mouton. On a donc e =Δh / n (***Fig.I.38***) et, si on a pris Δh = 10 cm, e = 10/n. Au lieu du graphique n /profondeur, on construit parfois le graphique correspondant e /profondeur.

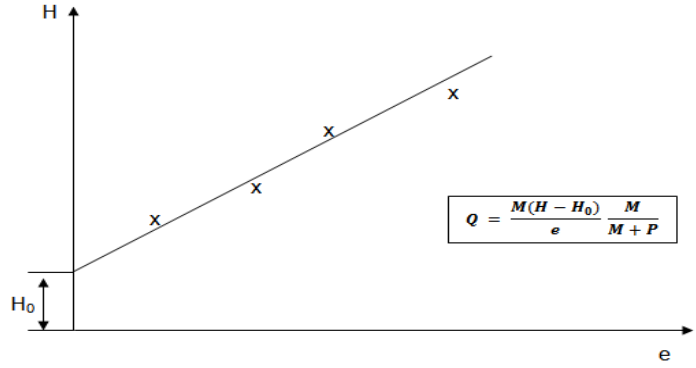


Fig.I.38 Estimation graphique du refus élastique. [3].

Remarque

On design par refus absolu l'impossibilité d'enfoncer plus avant un pénétromètre, une palplanche ou un pieu. Le refus e étant un enfoncement, le refus absolu correspond au refus e = 0.

Ces graphiques n'ont de réelle signification que s'ils se rapportent à la seule résistance de pointe, c'est-à-dire si le frottement latéral des tiges sur le terrain à pu être éliminé. En effet, ce frottement devient très vite important et masque alors totalement la résistance à la pénétration de la pointe. D'où l'intérêt d'un pénétromètre à pointe débordante qui, soit éliminé le frottement latéral (gaine ou boue), soit permet des mesures distinctes de la résistance de pointe et de la résistance totale (appareil à pointe mobile).

I.5.5. Interprétation de l'essai de pénétration dynamique

L'interprétation de l'essai de pénétration dynamique est essentiellement fonction du type d'appareil utilise. Lorsque le diamètre de la pointe est sensiblement identique à celui du train de tiges, il est pratiquement impossible de dissocier l'effort de pointe du frottement latéral. Tout au plus peut-on tenter d'obtenir un ordre de grandeur de la valeur du frottement latéral en mesurant, lors de la remontée, l'effort nécessaire a l'arrachement du train de tiges.

En pratique, ce modèle d'appareil est maintenant à peu près partout abandonne au profit des modèles a pointé élargie ou de ceux munis d'un dispositif éliminant le frottement latéral.

Les appareils à pointe élargie ne mobilisent en principe que la résistance de pointe. Cependant, dans le cas de milieux pulvérulents à texture lâche (sable pur par exemple), le matériau peut, en s'éboulant, recréer un frottement latéral sur les tiges. Ce frottement reste toutefois faible par rapport à l'effort en pointe.

Il en va tout autrement dans l'argile plastique susceptible de fluer et de se resserrer sur les tiges, et ce d'autant plus que la profondeur d'investigation est plus grand.

Dans la mesure donc ou l'effort de battage est uniquement dépense pour la pénétration de la pointe, on peut considérer que la courbe : nombre de coups n /profondeur, fournit une bonne appréciation qualitative de la résistance des terrains traverses.

Cette résistance est directement conditionnée, pour les terrains pulvérulents secs, ou pour les terrains pulvérulents aquifères de grande perméabilité par la densité relative du milieu.

Pour les terrains cohérents satures, ou les terrains pulvérulents fins et aquifères, une grande part de l'énergie de battage est absorbée par l'eau interstitielle sous l'effet du choc, ce qui fausse l'interprétation. L'essai de pénétration dynamique doit donc être réserve à la première catégorie de terrains. De toute façon, le pénétromètre dynamique ne devra jamais être utilise seul, mais conjointement avec d'autres essais qui fourniront l'étalonnage indispensable. Un sondage carotté permet notamment d'interpréter les refus absolus, vrais ou faux, observes à la pénétration dynamique. Dans ce contexte, le pénétromètre dynamique permet un repérage très sûr du toit d'un horizon dur sous des formations meubles ; par exemple d'un substratum cristallin sous une vase d'estuaire et sous une croûte d'arène granitique.

a)- Détermination de la résistance de pointe R_{dyn} :

Dans la mesure où l'énergie de battage est exclusivement utilisée pour la pénétration de la pointe, il est possible d'appliquer les formules de battage au pénétromètre dynamique, et de définir la résistance dynamique unitaire de pointe $\mathbf{R_{dyn}}$ du milieu.

Parmi toutes les formules de battage (grandall, Delmag, Engineering News Records, etc...), la plus connue et la plus employée reste la formule des Hollandais.

Les essais comparatifs réalises sur un même site pour défier montrent que, pour $\mathbf{R_{dyn}} < 100$ bars, les valeurs fournies par application des formules des Hollandais et Delmag sont comparables. Par contre, lorsque $\mathbf{R_{dyn}}$ est > 200 bars, c'est-à dire lorsque e devient très petit, la formule des Hollandais fournit des valeurs 3 à 4 fois supérieures à celles obtenues par la formule de Delmag. Ceci confirme le fait que l'utilisation de la formule des Hollandais est à bannir dans les terrains durs.

Ainsi il convient de définir $\mathbf{R_{dyn}}$ à partir de la formule de battage la mieux adaptée au site et, dans un calcul, d'indiquer toujours clairement la formule de battage qui a été utilisée pour calculer $\mathbf{R_{dyn}}$.

b)- Méthodes d'exploitation des résultats

L'application de la formule de battage (formule des hollandais) Permet la détermination de

R_{dyn} en fonction de la profondeur.**[8]**

$$R_{dyn} = \frac{M^2 * H}{A} * \frac{g}{M + PZ} * \frac{1}{e}$$

M = poids du « mouton » = 63 kg.

H = hauteur de chute du mouton = 50 cm.

PZ = masse pointe + poids des tiges à la hauteur z.

e = enfoncement moyen par coup ; ($e = \Delta h / n$).

n = nombre de coups.

$g = 9.31 m/s^2$.

R_{dyn} : Résistance dynamique de pointe en KPa.

Les résultats de ces essais sont repris sous forme de graphes appelés « Pénétrogrammes » joints en annexe.

Les graphes obtenus expriment les différentes valeurs de la résistance en pointe (R_{dyn}) en fonction de la profondeur.

Réalisation

a)- Détermination du taux de travail admissible d'un sol de fondation a partir d'un essai au pénétromètre dynamique

Deux cas sont à considérer :

- ✓ celui des fondations superficielles (semelles et radiers) ;
- ✓ celui des pieux battus.

a.1)- Calcul du taux de travail admissible d'une fondation superficielle :

En dehors du calcul par l'intermédiaire de R_d, on a proposé des relations directes entre q_a et $\mathbf{R_{dyn}}$; ces relations sont toutes d'origine expérimentale et statistique.

La plus courante est :

$$\mathbf{q_a = R_{dyn}/ 20}$$

$\mathbf{R_{dyn}}$ étant calculé à partir de la formule des Hollandais. Selon Sanglerat, cette relation garantirait un coefficient de sécurité au moins égal à 4.[22] Très fréquemment utilisée, la validité de cette relation parait confirmée par les faits. Elle doit toutefois être utilisée avec prudence et en parallèle avec d'autres modes de calcul de q_d. Elle est à bannir dans les sols fins satures.

b)- Estimation des tassements

Vessai de pénétration dynamique ne permet d'estimer ni le module de déformation d'un sol, ni l'indice de compression C_c.

En conséquence, il est déconseille de tenter d'estimer le tassement d'une fondation à partir d'essais de pénétration dynamique.

I.5.6. Relation entre la résistance à la pénétration dynamique R_{dyn} et la résistance à la pénétration statique R_p

Sur la base d'essais comparatifs réalises sur plusieurs sites, Cassant à obtenu, avec la plupart des terrains (sables, graviers, sables fins et sables cohérents au-dessus de la nappe), la relation suivante :

$$R_p \approx R_{dyn}$$

Restant toutefois dans tous les cas inferieur à R_p

Cette règle est totalement faussée par l'effet de l'eau dans les terrains très fins ou cohérents situes sous la nappe, qui peuvent donner pour R_d, des valeurs aberrantes très supérieures à R_p

Des recherches statistiques ont conduit Sanglerait à admettre la relation :

$0,5 \leq R_p / R_{dyn} \leq 0,75$.

De toute façon, comme toutes les relations d'origine expérimentale, la relation entre R_p et R_{dyn} doit être établie pour un site donne et un matériel donne.

Si on admet une relation entre R_p et $R_{dyn,}$ ('interprétation du diagramme R_{dyn} /profondeur peut se faire à partir des règles établies pour R_p**.** Il est évident toutefois que cette corrélation indirecte est risquée, et ne peut être envisagée que pour des sites bien reconnus et par des praticiens expérimentes.

I.6. Calcule de la capacité portante :

I.6.1. Introduction

La capacité portante d'une fondation superficielle est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a parlé d'importants travaux de recherche. **[19]**

I.6.2. Coefficient de sécurité

Pour déterminer la contrainte admissible à utiliser dans le projet de fondation, on affecte les valeurs calculées à la rupture d'un certain coefficient de sécurité.
Ce dernier en fait remplit plusieurs rôles. Il sert d'abord à se prémunir contre les variations locales de la qualité des formations géologiques, éventuellement aussi il peut pallier une certaine insuffisance de la connaissance de l'assise. Mais si l'on connaissait parfaitement le sol, il pourrait être très réduit, moins de 1,5 par exemple. Cependant pour des bâtiments on le prend généralement entre 2 et 4 ; on adopte le plus souvent la valeur de 3.
En fait le véritable rôle du coefficient de sécurité, bien qu'il soit pris par rapport à une valeur de rupture, consiste à réduire la contrainte de travail de façon que les déformations du sol restent faibles. On a vu en effet a la fin de I que le tassement est fonction de la charge appliquée et augmente beaucoup lorsque l'on s'approche de la rupture.
Par suite, pour des ouvrages fragiles ou coûteux on adoptera une contrainte relativement éloignée de la rupture et donc un coefficient de sécurité élevé. Par contre, pour des ouvrages provisoires ou ne craignant pas les déformations, on choisira une faible sécurité.[8]

I.6.3 Méthode d'application du coefficient de sécurité

Il ne serait pas logique d'affecter d'un coefficient de sécurité le poids des terres enlevées pour la construction ; du reste cela risquerait de pénaliser beaucoup trop les sols mous et pourrait conduire à des absurdités.

On appliquera donc un coefficient de sécurité seulement à la surcharge de rupture.

Dans le cas habituel on obtient donc la formule pratique suivante :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F}\left[\left(1 - 0.2\,\frac{B}{L}\right)\left(\gamma\,\frac{B}{2}\right)Ny + \gamma D(N_q - 1) + \left(1 + 0.2\,\frac{B}{L}\right)c\,Nc\right]$$

Pour un milieu a frottement interne nul, on a:

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F}\left[C\left(1 + 0.2\,\frac{B}{L}\right)(2 + \pi)\right]$$

I.6.4. Détermination de la contrainte de calcul q :

La détermination de la contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol. **[6]**

I.6.4.1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

I.6.4.2 Détermination de la valeur ultime qu ou limite ql

La valeur ultime q_u ou bien limite q_l peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation.

I.6.4.3 Essais de laboratoire

En général les essais de laboratoire ont conduit à la connaissance des 3 paramètres suivants :

- C : cohésion
- φ : angle de frottement interne
- y : masse volumique.

Les valeurs à prendre en compte pour φ et C sont :

- pour l'équilibre à court terme C_{uu} et φ_{uu}
- pour l'équilibre à long terme C' et φ'.

  Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

  $q_u = Sc\ C\ Nc + S_\gamma\ \gamma\ B\ N\gamma + Sq\ \gamma\ D\ Nq$

  A savoir que :

  $S_C = 1 + 0{,}2 * \frac{B}{L}$

  $S_\gamma = 1 - 0{,}2 * \frac{B}{L}$

  $S_q = 1$

I.7. Conclusion

Nous avons effectué une recherche bibliographique concernant les essais de laboratoires et in situ pour pouvoir mettre en évidence des paramètres géotechniques qui peuvent se corrélés entre eux, ainsi que l'évaluation de la capacité portante a partir d'essai pénétromètrique.

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en œuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps, malgré que l'essai de pénétration dynamique donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol; le pénétromètre dynamique n'est pas adapté à l'étude des sols très lâches et des sols cohérents : dans les niveaux argileux très plastiques, le frottement assez important du terrain contre les tiges peut fausser l'interprétation de l'essai.

Alors la plupart des essais géotechniques in situ ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol, cependant, pour caractérisé et classé ces sols, on fait appel a une autre méthode complémentaire, c'est la méthode des essais de laboratoire avec l'laquelle on peut identifier plusieurs paramètres physiques, granulométrie, plasticité ,porosité ,humidité …….etc, qui permettent de désigner ces sols, de les décrire et de prévoir leur maniabilité de terrassement. On les caractérise au moyen de plusieurs paramètres mécaniques, module d'élasticité, angle de frottement, cohésion, compressibilité, perméabilité ….etc.

Tous ces paramètres, plus ou moins indépendants, doivent être mesurés spécifiquement au moyen d'essais in situ et/ou de laboratoire sur échantillons prélevés au cours de sondages réalisés dans les sites étudiés, aux emplacements des ouvrages projetés.

CHAPITRE II

Base de données

II.1 Introduction

L'étude de sol est le segment le plus complexe dans la concrétisation d'un projet de génie civil. La difficulté est fonction du type de site auquel le bureau d'étude du sol est confronté (conditions géologiques et hydrogéologiques) et de la complexité de l'ouvrage à implanter.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols, afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leurs stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme).

Le coût élevé des sondages carottés incite actuellement les bureaux d'étude de sols à faire recours aux essais in situ.

A cause de certaines difficultés liées à l'opération de prélèvement d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport du chantier au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développé les essais in situ qui permettent d'aller solliciter le milieu naturel en place et de s'affranchir en grande partie des contraintes importantes du carottier .[18].

Notre idée est d'essayer de profiter des avantages qu'offre l'exécution des essais in situ, de les exploiter économiquement et techniquement dans le but de faire des corrélation entre les paramètres géotechnique à partir des essais in situ et des essais en laboratoire. Pour aboutir, on doit passer par deux étapes importantes qui consistent en :

- ✓ La collecte des données.
- ✓ Leurs exploitations.[18]

II.2 Implantation des sites étudiés sur la carte d'ALGERIE

Les sites étudiés dans notre recherche sont généralement situes au niveau de la région de Médéa comme indiquer en ANNEXE II

J'ai ramené les rapports des projets des sites à travers des régions de la wilaya de Médéa de laboratoire « BET BENABDI» c'est rapports contient des essais in situ et des essais de laboratoire.

a. Essais in situs

Les essais in-situ effectués sur la parcelle d'étude ont pour objet de connaître le comportement mécanique et la nature géotechnique du sol d'assise, ces essais comportent :

b. Essais de résistance

Les essais de pénétration dynamique ont été exécutés sur place à l'aide d'un PDL de type « BORRO-B2 » dans le but de :

- Evaluer la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur, et d'estimer la capacité portante du sol.
- Détecter d'éventuels anomalies morphologiques ou présence de nappe souterraine.

Principe de l'essai:

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique ; elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tiges terminé par une pointe métallique à un rythme de 25 coups/mn.

L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol, par application de la formule des hollandais. (BORRO type2) est le pénétromètre à pointe utilisé dans cet essai

Interprétation

La corrélation établie entre les graphes des diverses stations pénétrométrique nous a permis de déduire la résistance minimale à la pénétration.

$$q_{adm} = \frac{R_{dyn}min}{F}$$

Avec : F coefficient de sécurité, pour les Argiles nous prenons F = 20

R_{dyn}min : la résistance minimale à la pointe (le cas le plus défavorable)

Cette contrainte sera maintenue ou réduite par la suite en fonction des caractéristiques physiques et mécaniques du sol étudié.

c. Sondages lithologiques

Les sondages carottés ont été effectués à l'enceinte du projet pour définir la nature géotechnique des différentes formations du sol avec récupération d'échantillons intacts pour des tests au laboratoire géotechnique.

d. Essai de laboratoire

Les essais de laboratoires sont divisés en 03 parties :

Partie 01 : Détermination des caractéristiques physiques du sol :

Plusieurs essais sont effectués sur des échantillons du sol remanié :

- Limite d'Atterberg
- Analyse granulométrique
- Détermination des caractéristiques physiques (γ_d, ω, S_r, γ_s, ... etc).

Dans le but de classifier le sol d'après da classification LCPC.

Partie 02 : Détermination des caractéristiques mécaniques :

En utilisant les essais suivants :

- Cisaillement à la boite de CASAGRAND - Compressibilité à l'odomètre
- Appareil pour la mesure de perméabilité...etc.

Partie 03 : Analyse chimique du sol :

Des échantillons prélevés par des sondages carottés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure ainsi que pour déterminer la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorures pour mieux identifié le matériau étudie.

II.3 Bases de données

C'est très important de rappeler que les points qui nous intéressent sont les points ou on dispose de la classification du sol qui est faite par le système LCPC.

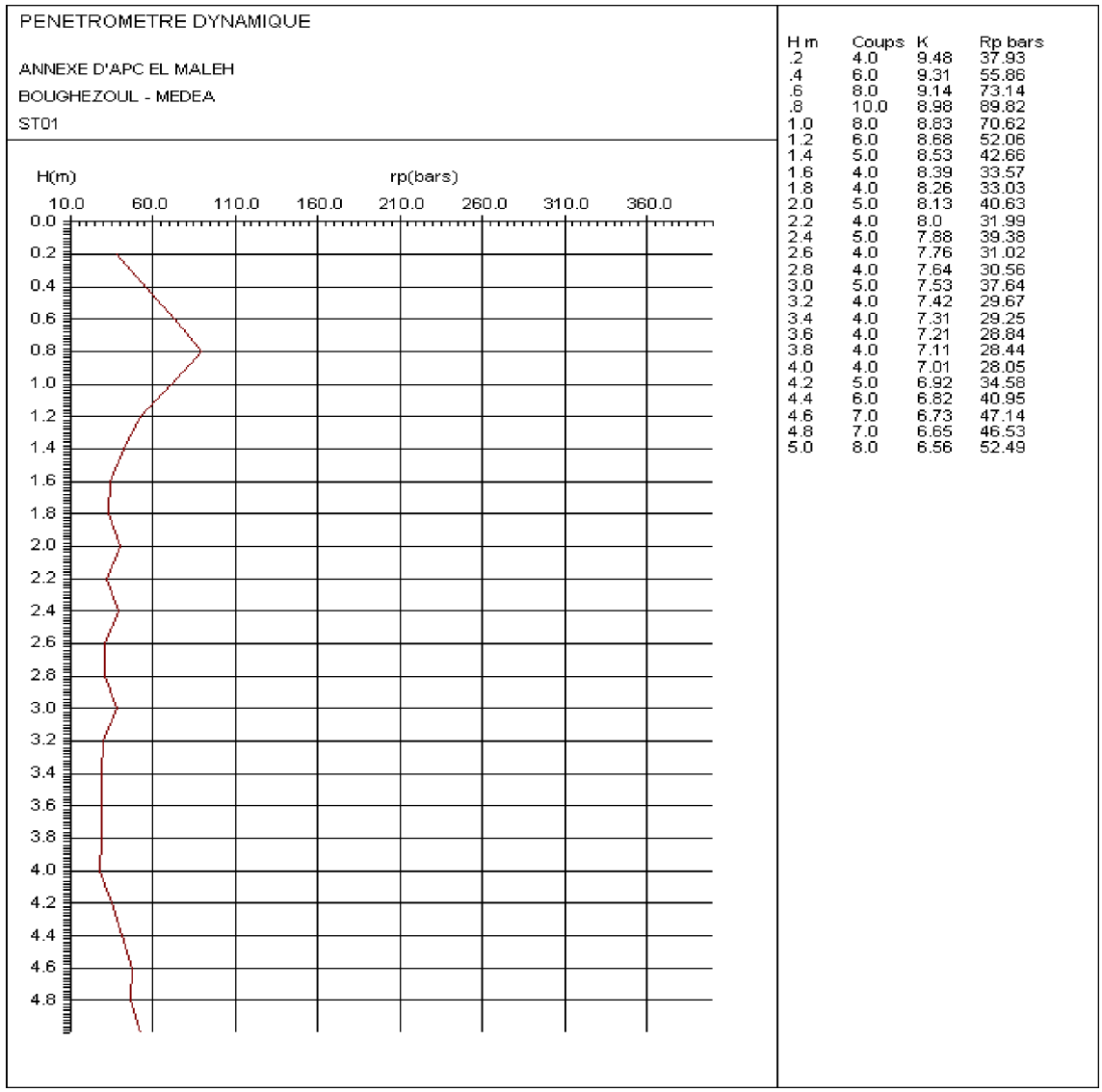
a) Donnes pénétromètrique :

1- Déterminations du R_{dyn} qui a été effectué comme suite :

On prend les diagrammes pénétromètrique a partir des rapports des sites étudies

N : Le nombre de coups.

R_{dyn}: la résistance à la pointe en Kpa.



H m	Coups	K	Rp bars
.2	4.0	9.48	37.93
.4	6.0	9.31	55.86
.6	8.0	9.14	73.14
.8	10.0	8.98	89.82
1.0	8.0	8.83	70.62
1.2	6.0	8.68	52.06
1.4	5.0	8.53	42.66
1.6	4.0	8.39	33.57
1.8	4.0	8.26	33.03
2.0	5.0	8.13	40.63
2.2	4.0	8.0	31.99
2.4	5.0	7.88	39.38
2.6	4.0	7.76	31.02
2.8	4.0	7.64	30.56
3.0	5.0	7.53	37.64
3.2	4.0	7.42	29.67
3.4	4.0	7.31	29.25
3.6	4.0	7.21	28.84
3.8	4.0	7.11	28.44
4.0	4.0	7.01	28.05
4.2	5.0	6.92	34.58
4.4	6.0	6.82	40.95
4.6	7.0	6.73	47.14
4.8	7.0	6.65	46.53
5.0	8.0	6.56	52.49

Figure :II-02 Exemple du diagramme pénétromètrique.

b) Données de cisaillement :

1. Pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement en utilisant le graphe de cisaillement a partir des rapports des sites étudiés on a procédé comme suit :

- on a tiré les valeurs de C en bars en la transfère en Kpa et φ en ° calculé.

1bars = 100 Kpa

- Cemp et φ_{emp} sont respectueusement la cohésion et l'angle de frottement interne calculé à partir des équation de corrélation qu'on a fait au chapitre IV.

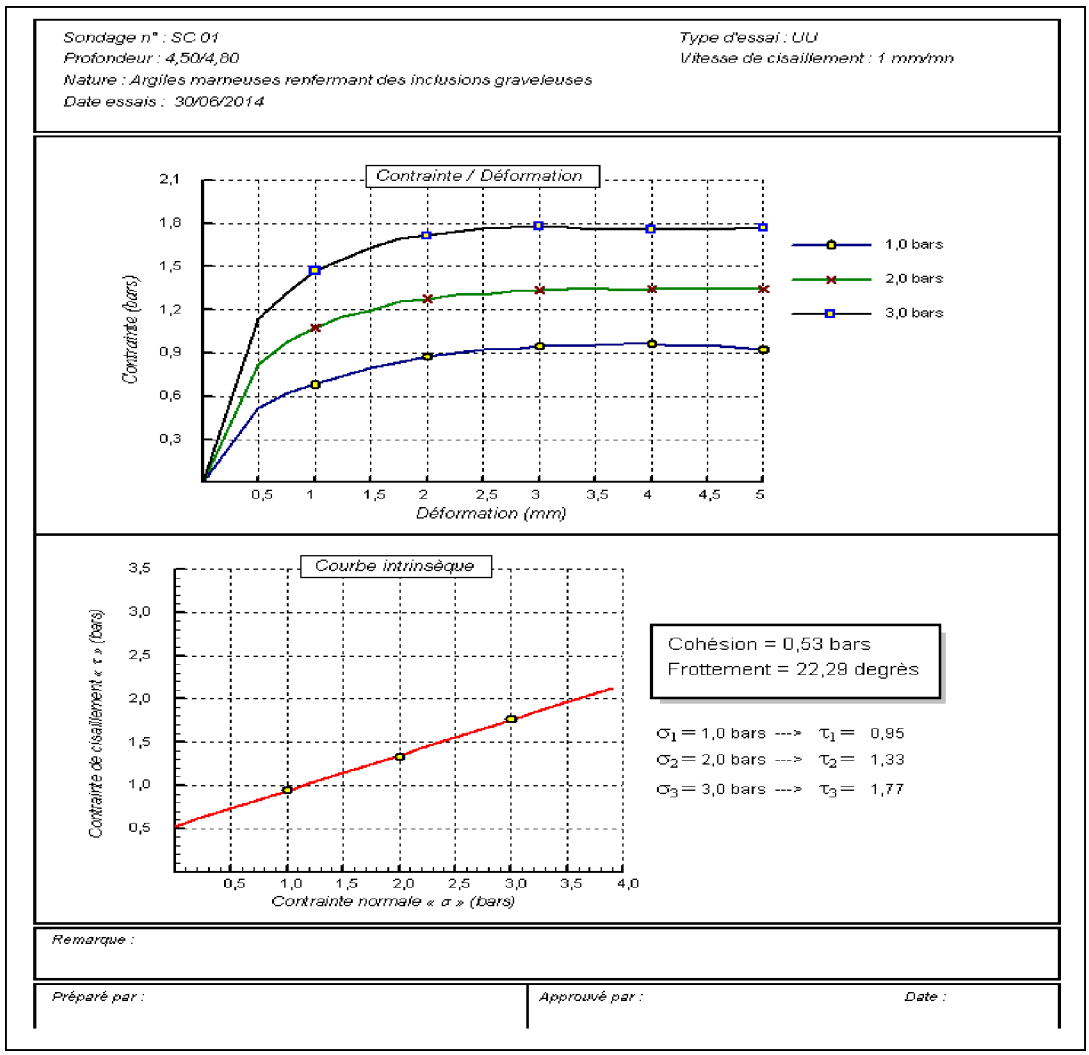


Figure II-03 Exemple de graphe de l'essai de cisaillement.[3]

c) Données des caractéristiques physique et mécanique d'un sol :

En ramènent les même rapports des sites étudiés et enlever les valeurs des caractéristique physique et mécanique de sol.

ω : Teneur en eau en % .

γ_h : Poids volumique humide en KN/m^3 .

γ_d : Poids volumique sèche

γ_s Poids volumique des grains solides avec γ_s =26.5 Kn/m^3.

γ' Poids volumique immergé en Kn/m^3 avec $\gamma' = \gamma d\ (1 - \frac{\gamma w}{\gamma s})$

n : l'indice des vides sans dimension. Sr : degré de saturations en %

avec Sr < 10 en utilise $\gamma_{d.}$

10 < Sr < 90 en utilise γ_h .

Sr >90 en utilise γ'.

W_l : limite de liquidité

W_p : limite de plasticité

I_p : indice de plasticité.

Pour calculé le q_l (q_u) la charge limite ou ultime en utilise la formule suivante :

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * \left(\gamma * \frac{B}{2}\right) * N_\gamma\right] + \left[\gamma * D * N_q\right] + \left[\left((1+0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * C * N_C\right]$$

CHAPITRE III

Etude des corrélations

III.1. Intérêt des corrélations

Si l'on veut chercher à corréler deux paramètres, et c'est là une démarche intéressante, tant au point de vue pratique que théorique. La corrélation ainsi obtenue, présentera alors un caractère fonctionnel. Généralement le but de ces corrélations est de s'assurer qu'il existe effectivement un lien fiable entre ces paramètres étudiés et d'essayer, dans un stade ultérieur de rechercher, à élaborer une théorie globale plus réaliste qui permettrait d'expliquer ces relations fonctionnelles.

La collecte des informations est un paramètre très important dans l'établissement de ces corrélations et plusieurs tendances se manifestent actuellement :

- La première de ces tendances, et la plus scientifique, se situe au niveau de la recherche pure et consiste à sélectionner les sites et les appareils en se plaçant dans des conditions expérimentales idéales.

- L'autre tendance, plus pratique, utilise les essais courants étudiés en MDS et les compare entre eux, et c'est cette tendance qu'on a adopté pour notre collecte de données.

Le choix des essais nécessite une bonne connaissance de leurs spécificités et performance qui sont largement exposés dans les ouvrages spécialisés de la MDS[18]

III.2. Corrélations entre paramètres

Cette étude va se baser essentiellement sur les résultats d'essai pénétrométrique et les essais de laboratoire (mise au point au chapitre III), les corrélations faisant objet de ce chapitre sont :

$$C/N_{20},\ \varphi/N_{20} \text{ et } R_{dyn}/q_l$$

Il faut préciser qu'en ce qui concerne les corrélations C/N_{20}, φ / N_{20} et R_{dyn} / q_l, on a choisis les points d'un sondage carotté et pénétrométrique les plus proches d'après le plan d'implantation dans le rapport géotechnique (figure III-1).

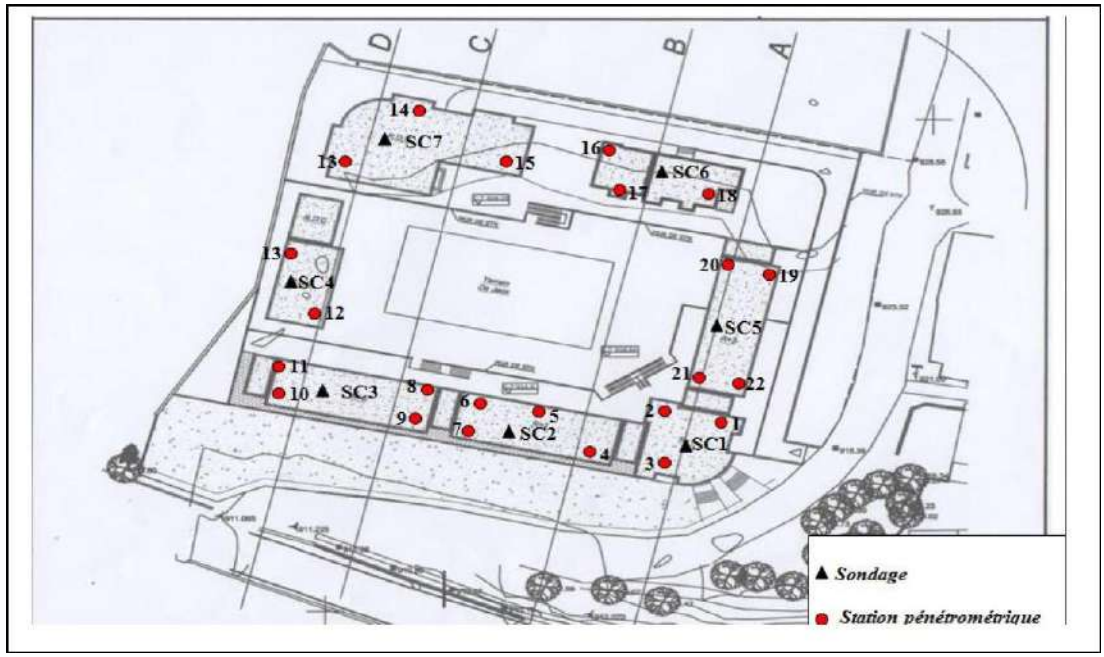


Figure III-1 : Plan d'implantation des essais in situ.

Dans une première étape on va voir s'il y a une relation entre les différents paramètres en utilisant un ajustement linéaire par moindre carrée, cet ajustement sera apprécier par le coefficient de corrélation R qu'on impose égale à plus de 80% pour un bon ajustement linéaire. [7]

III.2.1. Corrélation entre N_{20} et C

III.2.1.1. Présentation des résultats

A partir de la base de données mise au point dans le chapitre III, on a rassemblé tous les résultats trouvés de N_{20} et C pour tous les sites argileux.

L'analyse se fait en suivant les étapes suivantes :

- Représentation et construction de la courbe C = f(N_{20}), (figure III-2).
- Détermination d'une relation entre N_{20} et C à partir de la courbe C = f(N_{20}) tout en procédant à un ajustement linéaire qui est le plus simple en supposant que l'ajustement est supérieur a 80 %, dans le cas contraire on procède a l'ajustement non linéaire (état statistique).

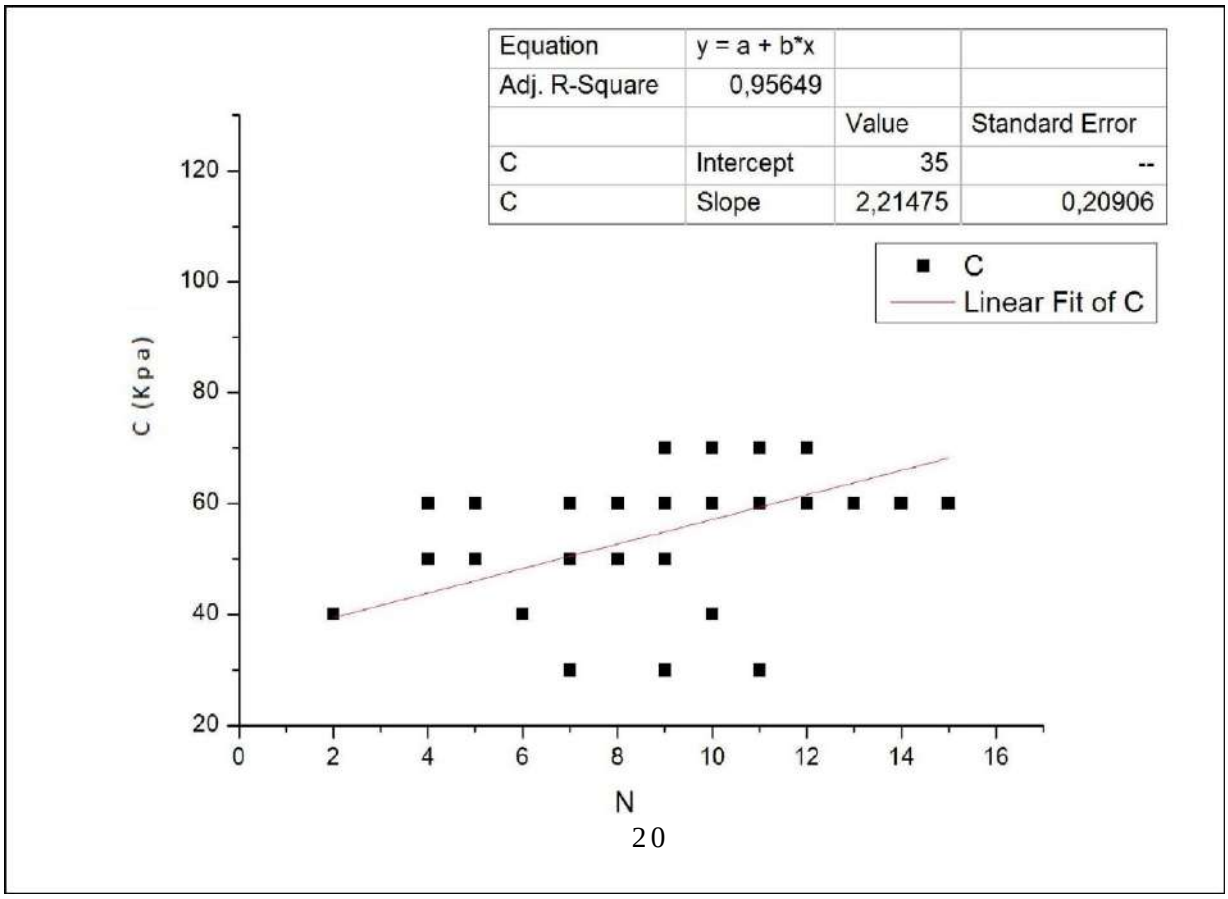


Figure III-2 : Corrélation entre N_{20} et C pour les sites argileux.

On constate que la dispersion des points a une tendance linéaire, ce qui laisse entendre qu'il y a de très forte chance que N_{20} et C sont liés par une équation de la forme $y = a + bx$.

a : Interception: tel que, a=35.

b : La pente : tel que, b=2

R^2 c'est l'ajustement : tel que, R^2 = 0.95 donc $R = \sqrt{0,95}$ donc R = 97%.

$C = 35 + 2 * N_{20}$ Avec R = 97%

R est le coefficient de corrélation qui indique la dépendance entre les deux variables étudiés N_{20} et C et R > 80 %

III.2.1.2. Analyse et interprétation des corrélations

Le graphique de la figure III.2 montre l'évolution de la cohésion « C » en fonction du nombre de coups « N_{20} », la courbe obtenue traduit une faible dispersion des valeurs mais elle montre aussi, d'une manière générale, que le nombre de coups croit lorsque la cohésion augmente. Par exemple, à partir de l'équation de corrélation obtenue $C = 35 + 2 * N_{20}$ pour des nombres de coups de 3 et de 45 on obtient des cohésions de 39 et de 149 kPa respectivement. Ceci peut s'expliquer d'une part, de la bonne qualité des sols rencontrés dans les sites étudiés (il s'agit généralement des terrains argileux) et d'autre part, de la densité humide des sols qui semble très élevée laquelle varie de 16 à 19 KN/m^3. La teneur en eau d'un matériau granulaire a une influence significative sur sa résistance et son comportement mécanique. Les recherches effectuées sur l'influence de la teneur en eau dans les couches granulaires ont montrées que la rigidité du matériau dépend de son degré de saturation ; un fort degré de saturation et une faible perméabilité produisent une augmentation de la pression interstitielle et engendrent une diminution de la rigidité du matériau **[10],** mais on pourrait, toutefois, avoir d'autres travaux de corrélation entre certains paramètres géotechniques qui touchent d'autres propriétés, à titre d'exemple, **[4]** ont étudiés la corrélation entre les paramètres dynamiques et physicomécaniques de certains types de sols, et selon eux, il n'existe pas une relation biunivoque entre la résistance à la pointe au pénétromètre dynamique et la cohésion non drainée. Alors que dans notre cas, on assiste à une corrélation parfaitement cohérente entre ces deux paramètres où nous avons enregistré un coefficient de corrélation de R= 97%, ceci est un résultat très encourageant pour servir comme un moyen de vérification surtout vis-à-vis les contraintes rencontrées lors des compagnes de reconnaissance in situ. Et selon **[1]** l'intérêt que peuvent présenter ce genre d'étude pour appréhender la variabilité des paramètres et pour établir les corrélations qui peuvent exister entre eux d'une part, et pour faciliter le choix des paramètres à prendre en compte pour le calcul et le dimensionnement des projets géotechniques, d'autre part.

III.2.2. Corrélation entre N_{20} et φ

III.2.2.1. Présentation des résultats

En suivant la même procédure de N_{20} et φ pour la corrélation de N_{20} et φ, et pour cela en traçant la courbe φ = f(N_{20}) où elles sont liées par une équation de la forme $y = a + bx$ (figure III-3) :

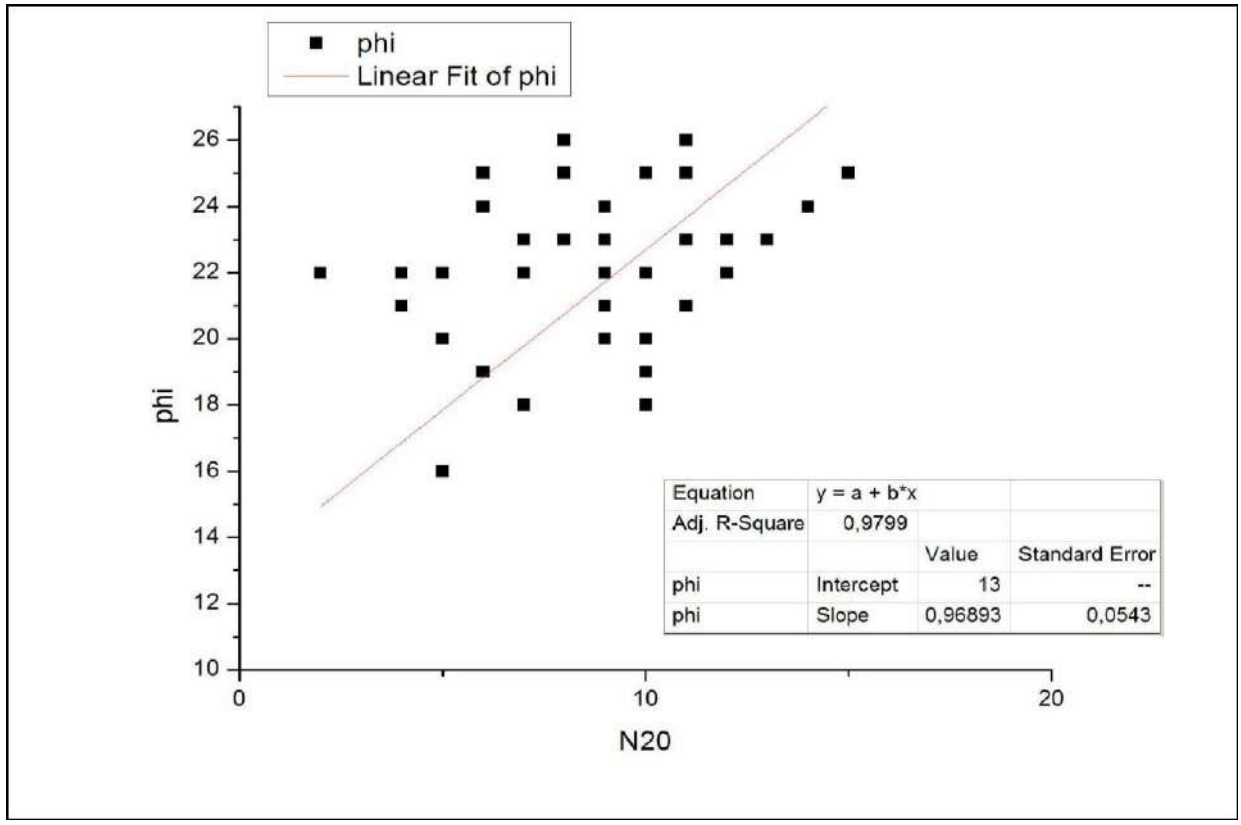


Figure III-3 : Corrélation entre N_{20} et φ pour l'argiles.

On trouve :

$\varphi = 13 + N_{20}$ avec R = 98%

Le coefficient R de corrélation qui indique la dépendance entre les deux variables étudiés N_{20} et C est R > 80%.

III.2.2.2. Analyse et interprétation des corrélations

Les variations de l'angle de frottement interne (φ) en fonction du nombre de coups (N_{20}) sont présentées sur la figure III.3. La courbe obtenue montre une faible dispersion des valeurs où l'examen de ce graphique permet de noter que le nombre de coups, dans l'ensemble, augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne; Par exemple, à partir de l'équation de corrélation obtenue [$\varphi = 13 + N_{20}$] , pour des nombres de coups faibles qui varient de 3 à 45 on obtient des angles de frottement interne varient de 16 à 70° respectivement. En effet, ces valeurs de l'angle de frottement interne obtenu

empiriquement sur des terrains cohérant (il s'agit généralement des terrains argileux) sont très élevées et deviennent comparables à celles d'une roche de comportement très lâche. Ces valeurs qui semblent très élevées peuvent être attribuées probablement à la disposition horizontale des couches d'argiles rencontrées sur site, lesquelles fournissent une capacité portante bien plus élevée que celle fournie par un sable posé en pente agressive où les sols meubles présentent généralement des cohésions très faibles. A partir de ces résultats, nous pouvons conclure que la corrélation entre ces deux paramètres reste difficile à établir malgré qu'on assiste à une corrélation parfaitement cohérente entre ces deux paramètres où nous avons enregistré un coefficient de corrélation de R= 98%. Parce que ce qu'il fallait trouvé ne sera jamais en concordance avec ceux-ci (les résultats obtenus). Donc, l'interprétation de ces résultats, dans certains cas, pouvant nous conduire à des conclusions erronées et désastreuses vis-à-vis la prise de décision à construire des ouvrages de grande importance sur des sites qui font l'objet d'une étude faite à la base de corrélation entre les essais de laboratoire et in situ.

De plus, il ne faut pas perdre de vue que ces corrélations sont des armes très dangereuses qui ne peuvent être mises entre toutes les mains. Elles n'ont de valeur que si elles sont utilisées par ceux-là même qui les ont établies. C'est pourquoi, il est préférable de se fier à certaines règles empiriques qui les ont été consacrées par l'expérience.

Ceci confirme qu'il n'est pas toujours possible d'établir des corrélations entre l'angle de frottement interne et le nombre de coups car, toutes les applications que l'on peut faire des essais de pénétration dynamique se ramènent à des corrélations du terme de pointe dynamique ou du S.P.T. **[15]**

D'ailleurs, très grande dispersion observée des valeurs de l'angle de frottement interne, estimées par des corrélations avec l'essai de pénétration standard et avec l'indice de densité peut amener à surestimer ou sous-estimer la charge limite par un facteur parfois supérieur à dix, relativement à la charge limite observée. **[7]**.

III.2.3. Corrélation entre R_{dyn} et q_l

III.2.3.1. Présentation des résultats sous forme de graphe

On prend toutes les valeurs de R_{dyn} et de q_l assemblées dans la base de donnée et on les représente sous forme graphique de type de nuage de point $R_{dyn} = f(q_l)$, tout en procédant à un ajustement linéaire (Figure III-3).

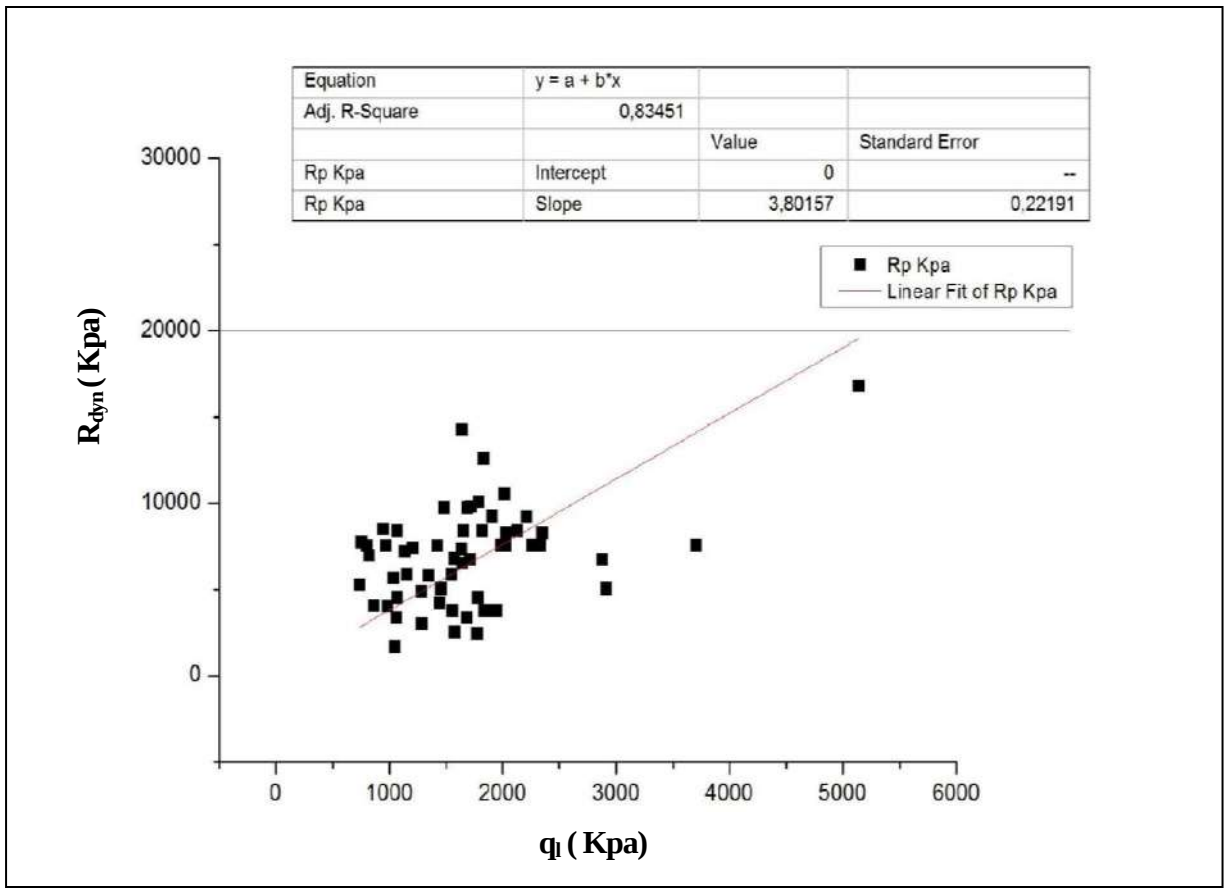


Figure III.4 : Corrélation entre R_{dyn} ***et*** q_l ***pour les sites argileux.***

On constate que la dispersion des points a une tendance linéaire, ce qui laisse entendre qu'il y a de très forte chance pour que R_{dyn} et q_l soient lié par une équation de la forme $y = a + bx$

R est le coefficient de corrélation qui indique la dépendance entre les deux variables étudiés R_{dyn} et q_l avec R > 80%.

III.2.3.2. Analyse et interprétation des corrélations

Les variations de la résistance dynamique en pointe (R_{dyn}) en fonction de la charge limite (q_l) sont présentées sur la figure III.4. La courbe obtenue montre une faible dispersion des valeurs avec présence de certains points aberrent sans pouvoir influer sur la droite de corrélation car, ils sont en même prolongement que celle-ci. En revanche, l'examen de ce graphique permet de déduire que la résistance dynamique en pointe varie directement proportionnelle à la variation de la charge limite. En effet, dans l'ensemble, elle augmente (R_{dyn}) avec l'augmentation de la charge limite (q_l); Par exemple, à partir de l'équation de corrélation obtenue [$R_{dyn} = 4 * q_l$], pour des charges limites varient de 3011 à 47823 Kpa on obtient des résistances dynamiques en pointe varient de 12044 à 191292 Kpa respectivement. Mais nous constatons que ces valeurs sont extrêmement importantes et sont aussi comparables, ou voire supérieures, à celles d'une roche saine alors qu'ici on assiste à une surestimation de la résistance en pointe R_{dyn} vis-à-vis d'un terrain sableux dont il peut nous conduire par la suite à fournir des conclusions certainement dangereuses malgré que le coefficient de corrélation est fortement élevé à savoir que R=91%. **[20]** les sols naturels hétérogènes (en plan et en profondeur); corrélations parfois floues et difficilement utilisables; ceci est en parfaite concordance avec notre cas où on peut conclure que les résultats fournis par ce type de corrélation doivent être utilisés avec prudence afin d'éviter tous désastres pouvant survenus lors ou après la réalisation des ouvrages géotechniques.

III.3. Détermination de la contrainte de calcul q :

La détermination de la contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol. **[6]**

III.3.1. Contrainte de calcul déduite de l'expérience

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

III.3.2. Détermination de la valeur ultime q_u ou limite q_l

La valeur ultime q_u ou bien limite q_l peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation.

III.3.3. Essais de laboratoire :

En général les essais de laboratoire ont conduit à la connaissance des 3 paramètres suivants :

- C : cohésion
- φ : angle de frottement interne
- γ : masse volumique.

Les valeurs à prendre en compte pour φ et C sont :

- pour l'équilibre à court terme C_{uu} et φ_{uu}
- pour l'équilibre à long terme C' et φ'.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

$q_u = Sc\ C\ Nc + S_\gamma\ \gamma\ B\ N\gamma + Sq\ \gamma\ D\ Nq$

A savoir que :

$$S_C = 1 + 0{,}2 * \frac{B}{L}$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}2 * \frac{B}{L}$$

$$S_q = 1$$

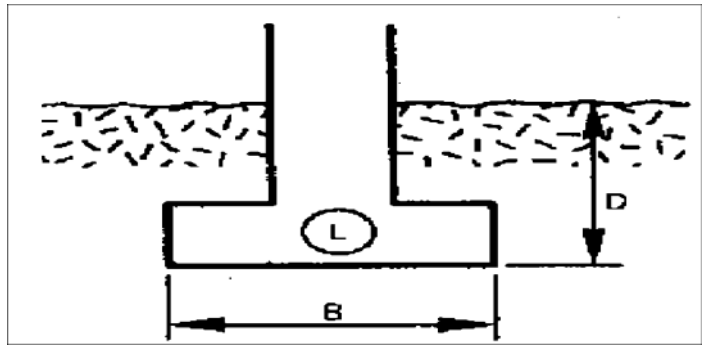


Figure III -5 Dimension de la fondation. [6]

N_c , N_γ et N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de φ. Ils sont donnés par le tableau suivant :

Tableux III-01 paramètres sans dimension par rapport à φ[6]

Φ	N_e	N_y	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

III.4. Exemples de calcule

III.4.1 Exemples de calcule q_l ,(q_u)

Dans ce qui suit on propos d'évaluer les formules empiriques qu'on a écrire avec le même style trouvé en les confrontant au méthode trouver dans la littérature.

a. Méthode des essais de laboratoire

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * \left(\gamma * \frac{B}{2}\right) * N_\gamma\right] + \left[\gamma * D * N_q\right] + \left[\left((1+0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * C * N_C\right]$$

Exemple de calcule N°01:

En prend un exemple de calcule à partir du tableau des données (voir chapitre N°III)

Et calcul de R_{dyn} à partir du diagramme de pénétration dynamique

Site N° 02

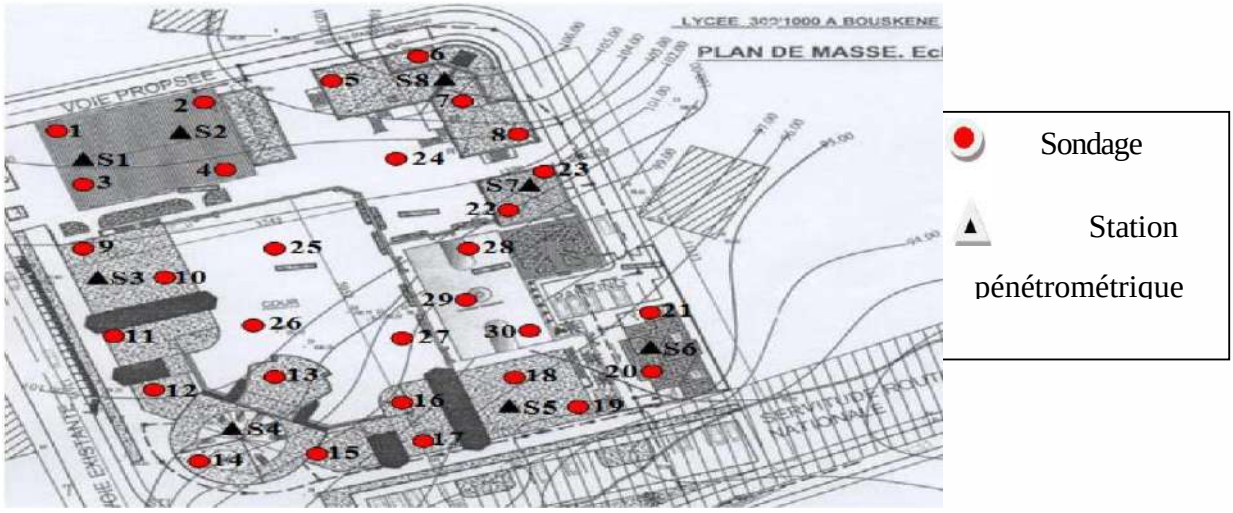


Figure III-6- Carte d'implantation des essais in situ,site N°02

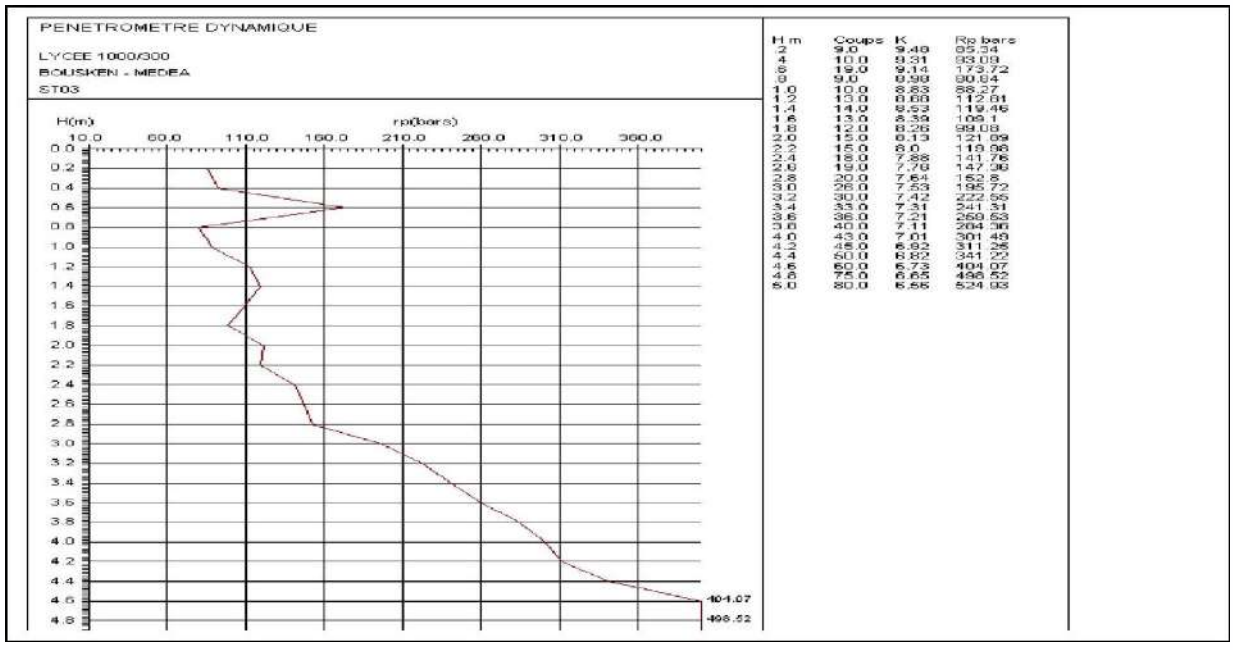


Figure III-7- Diagramme d'essai de pénétration dynamique, site N° 02.

Les données

R_{dyn} = 10910.00 Kpa Résistance au point.

Sr = 42.5% C-à-d 10% < Sr < 90% on prend

γ_h = 17.60 KN/m^3 Densité apparente.

D = 1.50 m Profondeur d'ancrage.

B = 1.50 m Dimension de la semelle.

L = 1.50 m Largeur de la semelle.

C = 70 KPa Cohésion.

φ = 25° Angle de frottement.

N_γ = 10.40 , N_q = 10.70 , N_c = 20.70 .

Application numérique

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*\left(17.6*\frac{1.5}{2}\right)*10.4\right] + [17.6*1.5*10.7] + \left[\left((1+0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*70*20.7\right]$$

d'où:

q_l = 2 131,10 Kpa

Exemple de calcule N°02:

En prend un exemple de calcule à partir du tableau des données (voire chapitre N°III) Site N° 10

Projet : SC01-PD02

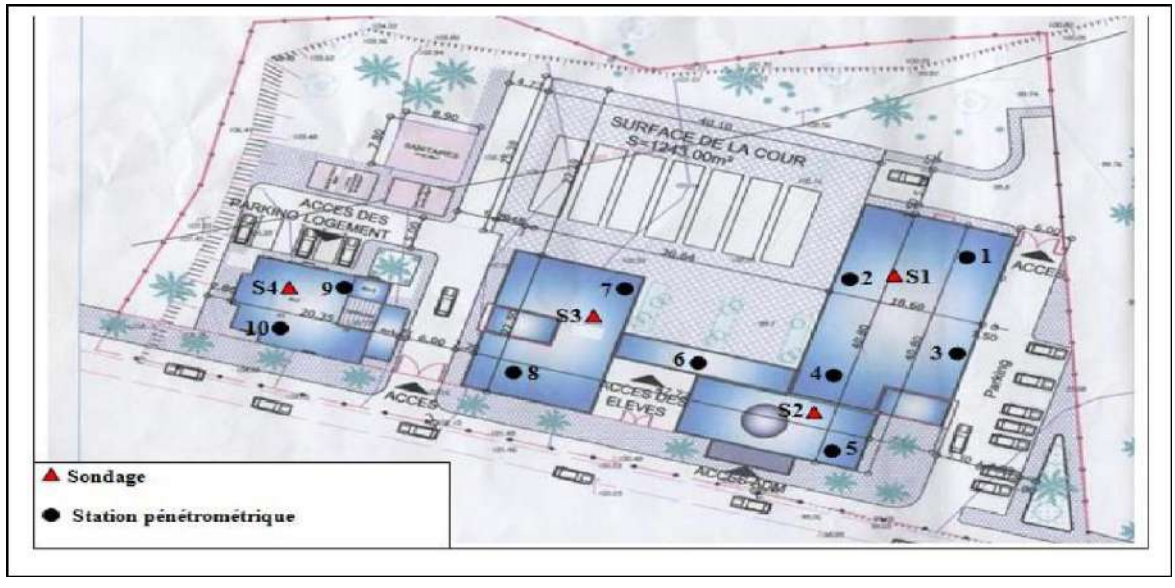
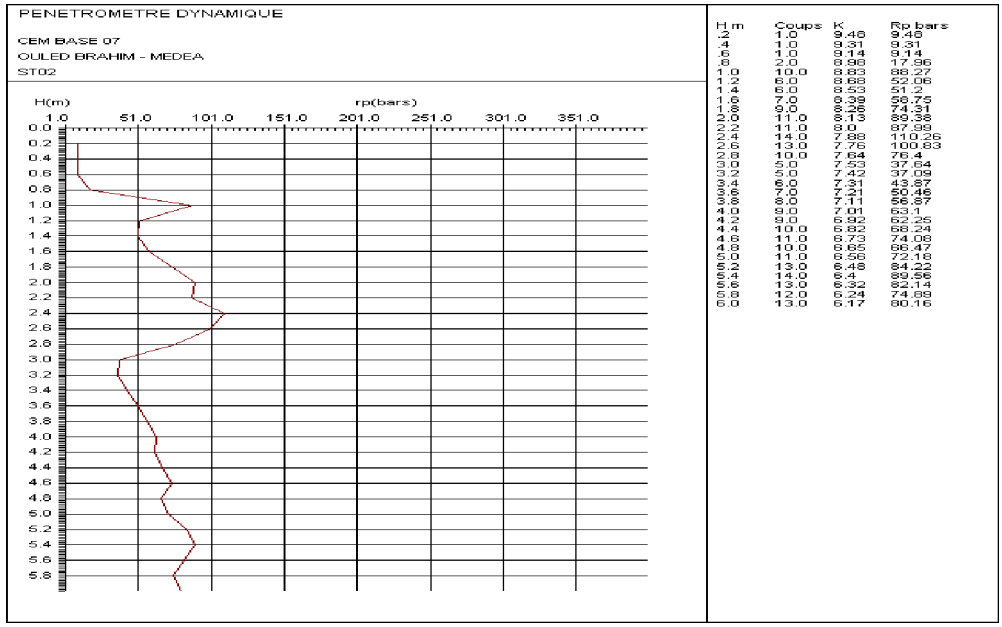


Figure III.08- Carte d'implantation des essais in situ, site N°10.



H m	Coups	K	Rp bars
.2	1.0	9.48	9.48
.4	1.0	9.31	9.31
.6	1.0	9.14	9.14
.8	2.0	8.98	17.96
1.0	10.0	8.83	88.27
1.2	6.0	8.68	52.06
1.4	6.0	8.53	51.2
1.6	7.0	8.39	58.75
1.8	9.0	8.26	74.31
2.0	11.0	8.13	89.38
2.2	11.0	8.0	87.99
2.4	14.0	7.88	110.26
2.6	13.0	7.76	100.83
2.8	10.0	7.64	76.4
3.0	5.0	7.53	37.64
3.2	5.0	7.42	37.09
3.4	6.0	7.31	43.87
3.6	7.0	7.21	50.46
3.8	8.0	7.11	56.87
4.0	9.0	7.01	63.1
4.2	9.0	6.92	62.25
4.4	10.0	6.82	68.24
4.6	11.0	6.73	74.08
4.8	10.0	6.65	66.47
5.0	11.0	6.56	72.16
5.2	13.0	6.48	84.22
5.4	14.0	6.4	89.56
5.6	13.0	6.32	82.14
5.8	12.0	6.24	74.89
6.0	13.0	6.17	80.16

Figure III-09- Diagramme d'essai de pénétration dynamique , site N°10. **Les données**

R_{dyn} = 5875.00 Kpa Résistance au point.

Sr = 100.66% C-à-d Sr > 90% en prend γ', $\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s}\right)$

γ' = 8.47 KN/m^3 poids volumique immergé.

D = 1.60 m Profondeur d'ancrage .

B = 1.50 m Dimension de la semelle .

L = 1.50 m Largeur de la semelle .

C = 50 KPa Cohésion.

φ = 22° Angle de frottement .

Nγ = 6.68 , Nq = 7.83 , Nc = 16.90 .

Application numérique :

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*\left(8.47*\frac{1.5}{2}\right)*6.68\right] + [8.47*1.6*7.83] + \left[\left((1+0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*50*16.9\right]$$

d'où: q_l = 1154.03 Kpa

b. Méthode Empirique

Dans cette méthode de calcul en utilisé les nouvelles équations qu'on a conclu à partir des corrélations des paramètres de C (cohésion) et φ (l'angle de frottement) par rapport au N_{20} (nombre de coups).

C = f(N_{20}) ⟶ C_{emp} = 35 + 2* N_{20}.

φ = f(N_{20}) ⟶ φ_{emp} = 13 + N_{20}.

En remplace les deux paramètres C_{emp} et φ_{emp} dans la formule de q_l on trouve ql_{emp}

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * \left(\gamma * \frac{B}{2}\right) * N_{\gamma emp}\right] + \left[\gamma * D * N_q\right] + \left[\left((1+0{,}2) * \frac{B}{L}\right) * C_{emp} * N_{Cemp}\right]$$

$N_{\gamma emp}$, N_{qemp} et N_{cemp} sont les paramètres qu'on a obtenu à partir φ_{emp}

Exemple de calcul

On prend les mêmes sites ou bien les mêmes exemples de la méthode des essais de laboratoire

Exemple N°01

Les données : (voire le tableau des données chapitre N°III). Site N° 02 ; SC01-PD03

N20 = 13 coups Nombres de coups. (À partir du diagramme de pénétration dynamique). (Figure III-6)

C_{emp} = 35 + 2*N20 ⟹ C_{emp} = 35 + 2*13.

C_{emp} = 61 KPa Cohésion.

φ_{emp} = 13 + N20. ⟹ φ_{emp} = 13 + 13.

φ_{emp} = 26° Angle de frottement.

$N_{\gamma emp}$= 12 , N_{qemp} = 11.8 , N_{qemp} = 22.2 .

Application numérique

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*\left(17.6*\frac{1.5}{2}\right)*12\right] + [17.6*1.5*11.8] + \left[\left((1+0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*61*22.2\right]$$

q_{lemp} = 2063.28 Kpa

Exemple N°02

Les données : (voir le tableau des données chapitre N°III).

Site N° 10 ; SC01-PD02

N_{20} = 7 coups Nombres de coups.(À partir du diagramme de pénétration dynamique).

Figure III-8

C_{emp} = 35 + 2*N20 ⟹ C_{emp} = 35 + 2*7.

C_{emp} = 49 KPa Cohésion.

φ_{emp} = 13 + N20. ⟹ φ_{emp} = 13 + 7.

φ_{emp} = 20° Angle de frottement.

$N_{\gamma emp}$= 4.97 , N_{qemp} = 6.40 , N_{qemp} = 14.80 .

Application numérique

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*\left(8.47*\frac{1.5}{2}\right)*12\right] + [4.94*1.6*6.40] + \left[\left((1+0{,}2)*\frac{1.5}{1.5}\right)*49*14.8\right]$$

q_{lemp} = 982.20 Kpa

III.4.2 Corrélation entre q_{llabo} et q_{lemp}

III.4.2.1 Présentation des résultats sous forme de graphe

A partir de la base de données mise au point dans le chapitre III, on a rassemblé tous les résultats trouvés de q_{llabo} et a partir des calculs de q_{lemp} qu'on a fait avec les nouvelles équations de C_{emp} et φ_{emp} pour tous les sites. et pour ce là en traçant la courbe $q_{lemp} = f(q_{llabo})$ où elles sont liés par une équation de la forme$y = a + bx$; (figure III-4) :

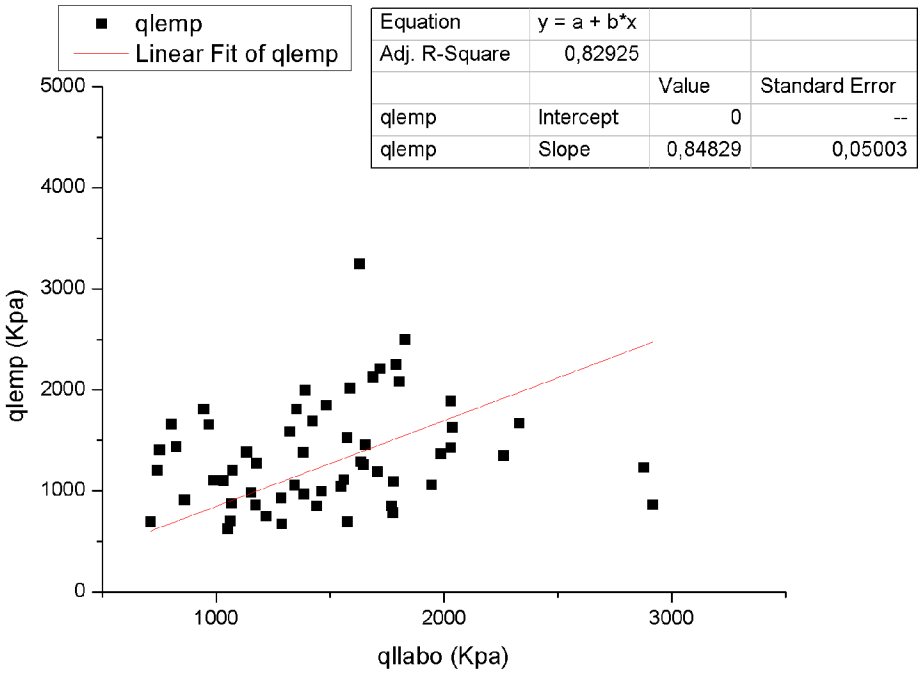


Figure III-10 : Corrélation entre q_{llabo} et q_{lemp} pour les sites argileux.

On trouve :

$q_{lemp} = 0.84 * q_{llabo}$ avec R = 91%

Le coefficient R de corrélation qui indique la dépendance entre les deux variables étudiés q_{lemp} et q_{llabo} est R > 80%.

III.4.2.2 Analyse et interprétation des corrélations

Le graphique de la figure III.10 présente la relation qui existe entre la charge limite déterminée à partir des relations empiriques «q_{lemp}» et la charge limite déterminée directement à partir des essais de laboratoire «q_{llabo}», la courbe obtenue montre pour qu'une faible variation de q_{lemp} on obtient une forte variation de q_{llabo}, donc il n'y a pas vraiment une corrélation assez forte entre elles malgré que le coefficient de corrélation est supérieur à 80% tel que R=91%. En effet, ces résultats peuvent être exploités en termes de comparaison par rapport aux autres paramètres géotechniques comme la cohésion, l'angle de frottement interne et le module d'élasticité où plusieurs travaux de recherches sont effectués dans ce contexte **[23]**.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Ce travail nous a permis de nous baigner dans le calcule de la capacité portante des fondations superficielle à partir de l'essai PDL.

A cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet de fondation est la reconnaissance des sols in situ et au laboratoire. Ceci dépend de plusieurs aspects à savoir principalement : l'aspect technique, l'aspect cout et le temps d'exécution.

Les performances des méthodes font l'objet actuellement de plusieurs controverses.

Notre étude consiste à essayer d'établir des corrélations à partir de données obtenu suite au traitement de différents rapports géotechnique réaliser dans la Wilaya de Médéa. Ces corrélations sont faites entre les paramètres de l'essai du PDL (nombre de coups et la résistance dynamique R_{dyn}) et des essais de laboratoires (cohésion C, l'angle de frottement interne φ et la charge limite q_l) dans le but d'essayer de voir la possibilité d'existence de relation entre ces derniers. Des résultats concluant dans l'ensemble ont été obtenus, ce qui nous a permis de passer à l'étape suivante relative au calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Cette étape consiste en l'exploitation des résultats obtenus précédemment lors de l'étude des corrélations en démarrant de la formule de la charge limite q_l.

A cet effet, on a commencé par essayer de trouver une relation régissante liant le nombre de coups N_{20} du pénétromètre dynamique l'or d'un essai in situ avec la cohésion C et l'angle de frottement interne φ au laboratoire d'un même sol.

- $C = 35 + 2 * N_{20}$
- $\varphi = 13 + N_{20}$

Une distribution linéaire a été remarquée entre ces trois paramètres confirmés par un bon coefficient de corrélation.

Par la suite, on a étudié la possibilité que les couples suivant : R_{dyn}/q_l et q_{lemp}/q_{llab} peuvent êtres liés entre eux, cette possibilité a été examiné et des résultats acceptables dans l'ensemble ont été trouvé et qui sont relativement proche de ceux déjà trouver par d'autres recherches.

Aussi, on a essayé de trouver une formule empirique de la charge limite par l'utilisation des corrélations déterminé entre les paramètres d'essai pénètromètrique et essais de laboratoire dans la formule de la charge limite :

$$q_L = \left[\left((1-0{,}2)*\frac{B}{L}\right)*\left(\gamma*\frac{B}{2}\right)*N_{\gamma emp}\right] + \left[\gamma*D*N_q\right] + \left[\left((1+0{,}2)*\frac{B}{L}\right)*C_{emp}*N_{Cemp}\right]$$

Au terme de ce travail, on ne prétend pas trouver une relation finale mais son Intérêt principale réside sur le fait qu'elle constitue le début d'un travail qui doit être complété par d'autres études de ce genre pour enfin avoir des données statistiques représentatives afin d'affiner l'étude sur le choix des méthodes en l'adaptant au contexte de notre pays.

Ainsi, pour terminer, nous tenons à formuler des perspectives dans le souci de parfaire et de compléter ce travail :

- ✓ approfondir l'investigation sur les argiles qui peuvent faire l'objet des fondations semi-profondes et profondes lesquelles n'étaient pas le but de cette étude.

Les corrélations que l'on peut établir entre les paramètres physiques et mécaniques des sols sont plus ou moins générales suivant les paramètres concernés. Habituellement, la validité d'une corrélation est limitée à la nature du sol étudié : les propriétés des sables, des tourbes ou des argiles n'obéissent pas aux mêmes lois, elles sont d'ailleurs souvent décrites par des paramètres spécifiques et il n'est pas étonnant que les corrélations établies pour un type de sol ne soient pas valables pour les mêmes propriétés d'un autre type de sol. Les sites étudiés dans cette présente illustrent ce fait dans le cas des paramètres mesurés au pénétromètre dynamique. Certaines corrélations établies sur un site et parfaites pour ce site, peuvent aussi être totalement inadaptées sur un autre, même constitué d'un sol de même nature.

Références

Bibliographies

Références Bibliographiques

[1] A.Dhouib,(2002),variation et corrélation des paramètres des sols étudiés des essais en laboratoire, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris

[2] ALI BOUAFIA,(2006),Les essaie in situ dans les projets de fondations, Office des publication universitaire, Alger

[3] BET BENABDI Ahmed,(2010),Rapport de sols, Médéa

[4] Cosenza Philippe,(2006),Correlations between geotechnical and electrical data, Journal of Applied Geophysics, Volume 60, France

[5] Daniel CORDARY,(1994),Mécanique des sols, Édition LAVOISIER Tec & Doc, Paris

[6] DTU 13.12,(2009),Règles de calcul des fondations superficielles, Edition 158,13.12

[7] G.Stavros Christoulas,(1988),Dimensionnement de pieux Quelques expériences et recherches ,Bull, liaison Labo P. et Ch. Réf. 3269,Grèce

[8] Georges FILLIAT,(1981),La pratique des SOLS ET FONDATION, Editions du MONITEUR, Paris

[9] Hal de technologie, (2014), photo d'essaie triaxial, Université de Médéa, Médéa

[10] http://www.la.refer.org,

[11] http://www.la.refer.org/materiaux,

[12] http://www.unisol.fr/bundles/unisolsite/site/images-static/laboratoire-de-mecaniquedes-sols_essais-d-identification_09.

[13] LABORATOIRE SARL LEGO,(2012),Essaies de laboratoire, Tipaza

[14] Maurice CASSAN,(1978),les essaies in situ en mécanique des sols Tome 01,Edition EYROLES, France

[15] Maurice CASSAN,(1978),les essaies in situ en mécanique des sols Tome 02,Edition EYROLES, France

[16] Normes Française NFP 94-115,(1990),essaie pénétromètre dynamique type A, France

[17] Normes Françaises NFP 94-115,(1990),Sondage pénétromètre dynamique type B,,France

[18] Otsmane LALAHOUM,(2008),Analyse et conception informatisé des essaies de laboratoire en géotechnique, Mémoire de fin d'étude, Université Yahia Fares, Médéa

[19] PHILIPPONNA Gérard,(1979),Fondations & ouvrages en 1ere, Edition EYROLES, France

[20] Pioline Michel,(2009),paramètres de forage et caractéristiques mécaniques des

sols ,Centre d'Études Techniques de l'Équipement Normandie Centre, Rouen

[21] ROBERTD.HOLTZ & WILLIAMD KOVACS,(1991),Introduction a la

géotechnique, Édition de l'école polytechnique, Montréal

[22] SANGLERAT,(1981),cours pratique de mécanique des sols ,édition DUNOD, Paris

[23] Thao Phuong Nguyenpham,(2008),étude en place et au laboratoire du comportement en petite déformation des sols argileux naturels, thèse de doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris

ANNEXES

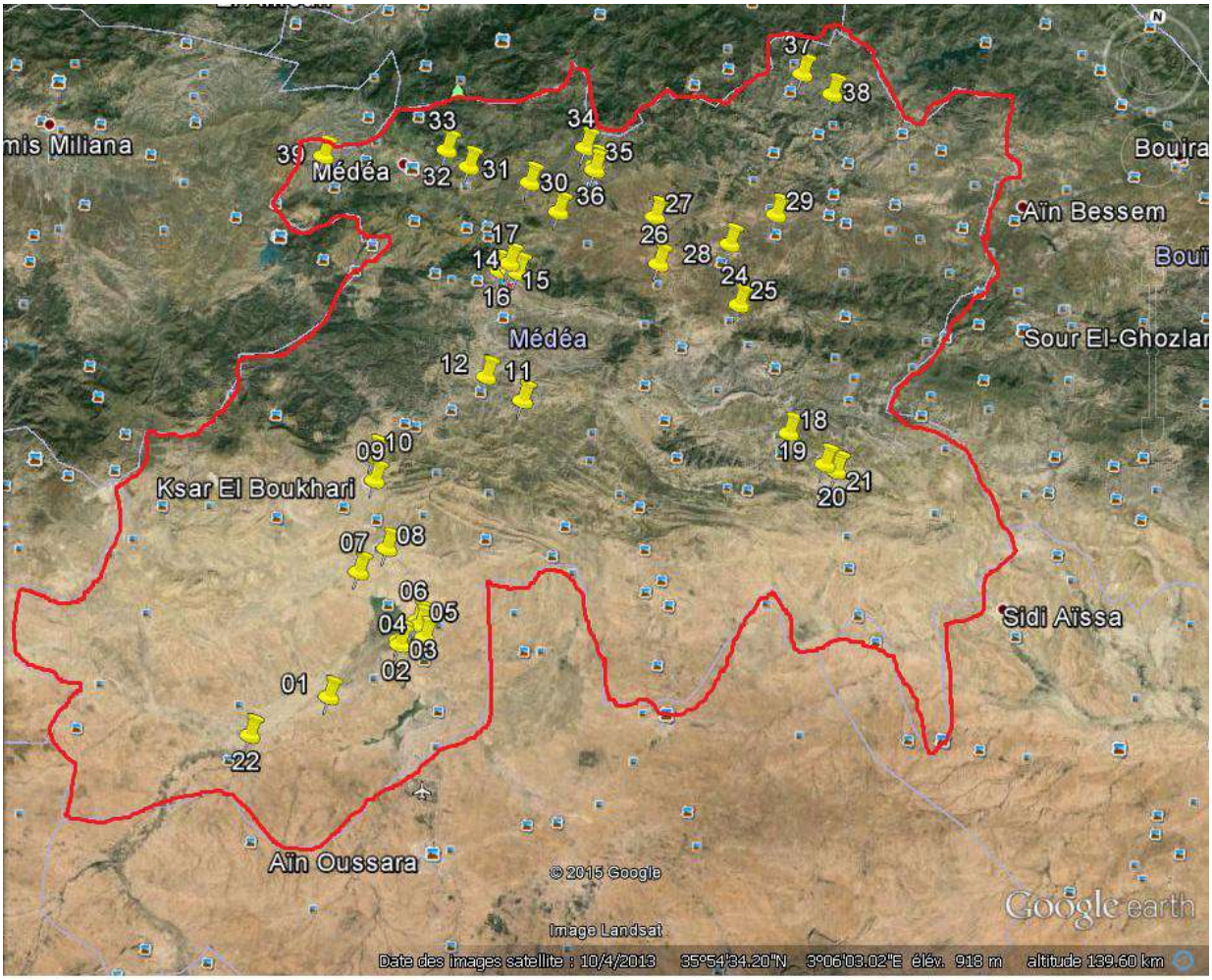
ANNEXE I

Coefficient des termes de portance pour les fondations superficielles horizontale chargées verticalement et reposant sur un milieu horizontal selon le document technique français unifié D.T.U. 13-12

φ °	Nγ	Nq	Nc	φ °	Nγ	Nq	Nc	φ °	Nγ	Nq	Nc
0	0,00	1,00	5,14	22	6,68	7,83	16,90	36	56,60	37,80	50,60
5	0,20	1,56	6,47	23	7,73	8,66	18,10	37	67,00	42,90	55,70
10	1,00	2,49	8,45	24	8,97	9,60	19,30	38	79,50	48,90	61,40
11	1,20	2,71	8,80	25	10,40	10,70	20,70	39	94,70	56,00	67,90
12	1,43	2,97	9,29	26	12,00	11,80	22,20	40	113,00	64,20	75,40
13	1,69	3,26	9,80	27	13,90	13,20	24,00	41	133,00	73,90	83,90
14	1,99	3,59	10,40	28	16,10	14,70	25,80	42	164,00	85,40	93,70
15	2,33	3,94	11,00	29	18,80	16,40	27,90	43	199,00	99,00	105,00
16	2,72	4,33	11,60	30	21,80	18,40	30,10	44	244,00	115,00	118,00
17	3,14	4,77	12,30	31	25,50	20,60	32,70	45	297,00	135,00	135,00
18	3,69	5,25	13,10	32	29,80	23,20	35,50	46	366,00	159,00	152,00
19	4,29	5,80	13,90	33	34,80	26,10	38,70	47	455,00	187,00	174,00
20	4,97	6,40	14,80	34	40,90	29,40	42,20	48	570,00	223,00	199,00
21	5,76	7,70	15,80	35	48,00	33,30	46,10	49	718,00	265,00	230,00
								50	914,00	319,00	267,00

ANNEXE II

Plan d'implantation des sites étudiés sur la carte géographique de la wilaya de MEDEA



ANNEXE III

Classification des sols GRENUS

(Plus de 50 % d'élément > 0.08 mm)

Définitions			Symboles	Conditions	Appellations
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre de > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL (GM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
			GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm (SP)	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
			SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.					

ANNEXE IV

Sites	Sondage	P(m)	γh (kn/m3)	γ' (kn/m3)	ω(%)	n	Sr (%)	γd (kn/m3)	γs (kn/m3)	C (Kpa)	φ	Cemp (Kpa)	φ emp	Rp (Kp)	N	D(m) = position de l'ech - l'ep remblai	ql(Kpa)	qlemp (Kpa)	Type	Présencee
1	SC1-PD02	1,5	18,2	9,84	14,56	0,40	59,44	15,8	26,5	70	25	125	58	37767	45	1	2047,11	0,00	borro type B	pas de nappe
	SC3-PD07	3	18,1	9,90	13,56	0,40	55,00	15,9	26,5	70	26	89	40	20325	27	1,7	2358,21	11255,33	borro type B	pas de nappe
2	SC1-PD3	1,5	17,6	9,90	10,39	0,40	42,50	15,9	26,5	70	25	61	26	10910	13	1,5	2131,10	2063,28	borro type B	pas de nappe
	SC3-PD9	3	17,7	9,96	10,23	0,40	42,90	16	26,5	60	26	57	24	8280	11	3	2352,42	1925,14	borro type B	pas de nappe
	SC7-PD23	1,5	18,6	10,46	10,17	0,37	49,18	16,8	26,5	60	25	55	23	8393	10	1,5	1904,99	1522,48	borro type B	pas de nappe
	SC8-PD23	3	19,5	9,53	17,28	0,42	99,38	15,3	26,5	70	24	45	18	3764	5	3	1946,83	1057,70	borro type B	2,00 à 2,40m
4	SC1-PD01	1,5	18	9,90	13,12	0,40	52,50	15,9	26,5	70	23	63	27	11750	14	1,2	1790,94	2249,64	borro type B	pas de nappe
	SC5-PD11	3	18,3	9,90	14,79	0,40	60,00	15,9	26,5	60	24	105	48	27100	35	3	2015,13	43575,30	borro type B	pas de nappe
	SC9-PD22	1,5	18,5	10,02	14,25	0,39	61,15	16,1	26,5	70	24	53	22	7553	9	1,5	1987,17	1366,27	borro type B	pas de nappe
5	SC1-PD5	1,5	18,6	10,46	10,17	0,37	49,18	16,8	26,5	70	26	97	44	26017	31	1,2	2262,10	19025,04	borro type B	pas de nappe
	SC3-PD09	3	18,8	10,65	9,63	0,35	47,93	17,1	26,5	60	27	115	53	30111	40	2,7	2554,82	0,00	borro type B	pas de nappe
6	SC1-PD2	2	18,5	8,47	17	0,49	100,66	13,6	26,5	50	22	49	20	5875	7	1,6	1154,03	982,20	borro type B	2,00m
	SC3-PD6	3	17,6	8,72	18,31	0,47	76,32	14	26,5	40	19	55	23	7528	10	2,5	967,70	1657,27	borro type B	1,50m

Sites	Sondage	P(m)	γh (kn/m3)	γ' (kn/m3)	ω(%)	n	Sr (%)	γd (kn/m3)	γs (kn/m3)	C (Kpa)	φ	Cemp (Kpa)	φ emp	Rp (Kp)	N	D(m)	ql(Kpa)	qlemp (Kpa)	Type	Présencee
7	SC1-PD2	1,5	18,8	9,22	13,21	0,44	90,60	14,8	26,5	70	24	45	18	3878	5	1,2	1776,95	785,86	borro type B	3,60m
	SC4-PD11	3	17	9,22	14,34	0,44	49,83	14,8	26,5	60	23	47	19	4517	6	2,7	1779,54	1093,94	borro type B	pas de nappe
	SC7-PD21	3	18,8	8,34	17,99	0,49	109,24	13,4	26,5	70	25	55	23	7528	10	2,7	2031,90	1428,38	borro type B	pas de nappe
	SC9-PD28	1,5	18,2	8,97	11,9	0,46	83,22	14,4	26,5	60	23	41	16	2518	3	1,2	1576,75	694,99	borro type B	3,50m
8	SC01-PD5	2	17,1	9,40	12,58	0,43	46,49	15,1	26,5	30	20	73	32	15447	19	1,4	737,01	3970,96	borro type B	pas de nappe
	SC03-PD10	2	18,4	10,09	13,23	0,39	56,60	16,2	26,5	40	21	49	20	5691	7	1,5	1034,51	1101,75	borro type B	pas de nappe
	SC14-PD45	3	17,2	9,34	13,91	0,43	50,70	15	26,5	30	19	55	23	7530	10	2,6	804,05	1661,65	borro type B	pas de nappe
9	SC01-PD11	3	18,6	8,97	17,5	0,46	91,98	14,4	26,5	40	18	55	23	7730	10	2,2	752,21	1407,01	borro type B	pas de nappe
	SC06-PD26	3	17,1	9,09	16,46	0,45	55,67	14,6	26,5	30	20	53	22	6957	9	2,2	824,56	1437,94	borro type B	pas de nappe
	SC12-PD60	3	17,2	9,09	17,76	0,45	57,90	14,6	26,5	30	21	57	24	8503	11	2,4	946,10	1808,98	borro type B	pas de nappe
10	SC01-PD2	2	17,3	9,46	13,69	0,43	49,25	15,2	26,5	40	25	47	19	4875	6	1	1286,66	928,83	borro type B	pas de nappe
11	SC01-PD1	2	18,3	9,90	14,79	0,40	60,00	15,9	26,5	70	22	53	22	7313	9	1	1636,24	1291,48	borro type B	pas de nappe
	SC03-PD8	3	17	10,58	13,69	0,36	1,11	17	26,5	60	23	51	21	6501	8	1,8	1647,04	1261,33	borro type B	pas de nappe
12	SC01-PD3	1,5	17,6	9,59	13,76	0,42	52,52	15,4	26,5	70	22	55	23	8393	10	1,2	1655,51	1459,13	borro type B	pas de nappe
	SC04-	3	18,3	9,90	14,78	0,40	60,00	15,9	26,5	60	20	55	23	7528	10	2,6	1424,6	1691,5	borro type	pas de

	PD15															8	2	B	nappe
Sites	**Sondage**	**P(m)**	**γh (kn/m3)**	**γ' (kn/m3)**	**ω(%)**	**n**	**Sr (%)**	**γd (kn/m3)**	**γs (kn/m3)**	**C (Kpa)**	**φ**	**Cemp (Kpa)**	**φ emp**	**Rp (Kp)**	**N**	**D(m)**	**ql(Kpa)**	**qlemp (Kpa)**	**Type**	**Présencee**
13	SC01-PD9	2	18,3	9,90	14,79	0,40	60,00	15,9	26,5	70	22	53	22	7313	9	1	1636,24	1291,48	borro type B	pas de nappe
	SC03-PD13	3	17	9,03	16,81	0,45	55,21	14,5	26,5	60	23	61	26	9786	13	2,3	1720,65	2208,82	borro type B	pas de nappe
14	SC01-PD1	2	18,8	10,58	10,53	0,36	50,21	17	26,5	60	22	59	25	9751	12	2,7	1689,60	2126,00	borro type B	pas de nappe
	SC03-PD5	3	18	9,96	11,3	0,40	50,48	16	26,5	70	25	55	23	7528	10	2,5	2332,62	1667,78	borro type B	pas de nappe
15	SC01-PD3	3	16,6	9,34	10,23	0,43	36,87	15	26,5	60	20	45	18	3765	5	4,2	1561,31	1110,18	borro type B	pas de nappe
	SC07-PD11	3	17,6	9,78	11,8	0,41	46,62	15,7	26,5	30	18	49	20	5271	7	2,5	741,57	1204,32	borro type B	pas de nappe
	SC10-PD27	3	17,6	9,15	19,62	0,45	65,13	14,7	26,5	40	19	47	19	4038	6	2,7	988,12	1104,88	borro type B	pas de nappe
16	SC01-PD2	1,5	18,4	10,21	11,68	0,38	52,48	16,4	26,5	90	33	75	33	16785	20	1,2	5140,08	4443,48	borro type B	pas de nappe
17	SC01-PD1	1,5	17,7	9,34	11,22	0,43	62,22	15	26,5	100	25	51	21	6714	8	1,5	2878,53	1232,57	borro type B	4,00m
18	SC01-PD1	1,5	18,8	9,22	14,48	0,44	90,60	14,8	26,5	120	24	47	19	5036	6	1	2917,26	861,13	borro type B	2,00m
19	SC01-PD4	2	16,1	8,53	17,28	0,48	49,69	13,7	26,5	50	16	45	18	4063	5	2	861,70	912,10	borro type B	pas de nappe
20	SC01-PD3	1,5	16,4	8,97	13,56	0,46	43,80	14,4	26,5	60	23	49	20	5875	7	1,2	1549,69	1045,10	borro type B	pas de nappe
21	SC01-PD4	2	17,4	9,59	12,63	0,42	47,75	15,4	26,5	90	23	53	22	7553	9	1,5	2261,53	1348,94	borro type B	pas de nappe
22	SC01-PD5	1,5	16,8	0,93	11,52	0,94	162,18	1,5	26,5	60	20	55	23	8393	10	0,5	1071,37	1202,98	borro type B	pas de nappe

Sites	Sondage	P(m)	γh (kn/m3)	γ' (kn/m3)	ω(%)	n	Sr (%)	γd (kn/m3)	γs (kn/m3)	C (Kpa)	φ	Cemp (Kpa)	φ emp	Rp (Kp)	N	D(m)	ql(Kpa)	qlemp (Kpa)	Type	Présencee
23	SC01-PD3	1,5	17,8	9,22	11,2	0,44	67,95	14,8	26,5	60	22	45	18	4196	5	1,1	1441,45	849,60	borro type B	5,50m
24	SC2-PD3	2	17,9	9,78	13,65	0,41	53,98	15,7	26,5	60	22	59	25	9751	12	1,4	1484,76	1845,40	borro type B	pas de nappe
	SC6-PD13	3	18,2	9,84	14,98	0,40	59,44	15,8	26,5	70	23	57	24	8280	11	2,7	2030,36	1889,82	borro type B	pas de nappe
25	SC2-PD3	2	17,8	9,84	12,22	0,40	49,53	15,8	26,5	50	20	53	22	7199	9	1,7	1134,74	1383,12	borro type B	pas de nappe
	SC3-PD13	3	18	9,90	13,17	0,40	52,50	15,9	26,5	60	21	53	22	6775	9	2,7	1574,03	1527,52	borro type B	pas de nappe
26	SC01-PD2	3	18,8	9,09	15,9	0,45	93,53	14,6	26,5	60	22	43	17	3011	4	0,5	1288,82	673,49	borro type B	2,50m
27	SC01-PD1	1,5	17,8	9,22	14,57	0,44	67,95	14,8	26,5	40	22	39	15	1679	2	1,2	1049,79	623,84	borro type B	5,00m
	SC03-PD12	1,5	18,6	9,03	20,11	0,45	90,54	14,5	26,5	50	21	43	17	3357	4	1,2	1062,62	703,37	borro type B	2,00m
	SC05-PD20	1,5	17,2	9,28	14,94	0,44	52,54	14,9	26,5	50	23	49	20	5780	7	1,2	1344,52	1053,63	borro type B	pas de nappe
28	SC1-PD3	1,5	17,8	9,53	15,8	0,42	59,15	15,3	26,5	60	25	65	28	12589	15	1,2	1830,02	2498,34	borro type B	pas de nappe
	SC4-PD13	1,5	17,6	9,28	15,63	0,44	61,68	14,9	26,5	50	26	51	21	6714	8	1,2	1707,94	1190,41	borro type B	6,00m
29	SC01-PD1	1,5	18	9,84	13,28	0,40	54,49	15,8	26,5	40	24	53	22	7553	9	0,9	1178,80	1273,83	borro type B	6,00m
	SC04-PD8	3	18,6	10,09	14,68	0,39	61,75	16,2	26,5	50	25	121	56	32362	43	2,6	1875,52	0,00	borro type B	6,00m
	SC08-PD14	1,5	17,8	9,78	13,33	0,41	51,53	15,7	26,5	50	23	59	25	10071	12	1,2	1353,53	1805,18	borro type B	6,00m
	SC10-	1,5	18,2	9,90	14,39	0,40	57,50	15,9	26,5	50	25	61	26	10910	13	1,2	1589,2	2013,7	borro type	6,00m

	PD21															6	9	B	
Sites	**Sondage**	**P(m)**	**γh (kn/m3)**	**γ' (kn/m3)**	**ω(%)**	**n**	**Sr (%)**	**γd (kn/m3)**	**γs (kn/m3)**	**C (Kpa)**	**φ**	**Cemp (Kpa)**	**φ emp**	**Rp (Kp)**	**N**	**D(m)**	**ql(Kpa)**	**qlemp (Kpa)**	**Type**	**Présencee**
30	SC01-PD02	1,5	16,6	9,28	10,81	0,44	38,84	14,9	26,5	60	21	47	19	5036	6	1,5	1386,70	971,11	borro type B	pas de nappe
31	SC01-PD04	1,5	15,8	8,72	12,61	0,47	38,16	14	26,5	50	23	57	24	9232	11	1,2	1323,47	1587,17	borro type B	pas de nappe
32	SC01-PD03	2	17,8	9,02	13,42	0,45	73,19	14,48	26,5	50	21	45	18	4063	5	1,2	1173,99	858,95	borro type B	3,00m
33	SC01-PD02	1,5	16,1	9,09	10,2	0,45	33,40	14,6	26,5	60	22	55	23	8393	10	0,8	1382,18	1380,81	borro type B	pas de nappe
34	SC01-PD02	1,5	17,5	9,59	13,2	0,42	50,14	15,4	26,5	40	20	149	70	47823	57	0,8	852,19	0,00	borro type B	pas de nappe
35	SC01-PD3	2	18,5	10,02	14,2	0,39	61,15	16,1	26,5	60	23	69	30	13814	17	1,5	1629,32	3244,86	borro type B	pas de nappe
	SC03-PD13	3	16,6	8,90	15,56	0,46	49,96	14,3	26,5	50	22	59	25	9033	12	2,4	1392,48	1995,43	borro type B	pas de nappe
36	SC01-PD02	4	16,5	9,03	13,73	0,45	44,17	14,5	26,5	50	21	47	19	4207	6	0,5	1068,55	874,28	borro type B	pas de nappe
	SC04-PD29	3	18,8	9,03	19,21	0,45	94,96	14,5	26,5	60	20	43	17	3011	4	2,2	1219,64	746,43	borro type B	3,50m
37	SC03-PD09	1,5	18,1	9,96	12,6	0,40	53,00	16	26,5	70	24	63	27	11750	14	0,5	1805,49	2084,81	borro type B	pas de nappe
	SC05-PD17	3	18,4	10,21	12,12	0,38	52,48	16,4	26,5	60	25	55	23	7528	10	2,2	2038,35	1630,50	borro type B	pas de nappe
38	SC01-PD02	1,5	16,6	8,72	14,21	0,47	55,12	14	26,5	70	23	45	18	4196	5	1,2	1769,90	848,73	borro type B	4,20m
39	SC01-PD02	1,5	18,4	8,78	12,6	0,47	91,90	14,1	26,5	30	22	43	17	3357	4	1	712,33	693,10	borro type B	2,20m