



République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur de la recherches scientifique  
Université echahid hamma lakhdar – El Oued



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : matériaux en génie civil

### Thème

**Etude de la capacité portante du sol de la région  
d'el oued en fonction de la teneur en eau**

Présente par :

- Matallah arkane elbachir
- Belaid Salah Eddine
- Abbassi Mohammed ennour
- Soualmi Oussama

Dirigé par :

- DR . Soulimane Ilyas

Promotion : Septembre 2022





dédicace

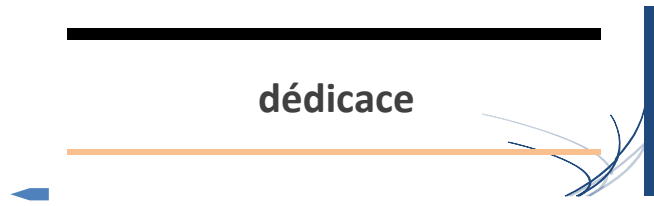
*Je dédie cette recherche à celle qui m'a soutenu dans ses prières et ses supplications, à celle qui a fondu dans les nuits qui illuminent mon chemin, à celle qui partage mes joies et mes peines, à la femme la plus merveilleuse qui soit, ma chère mère **Farida***

*A celle qui m'a appris que le monde est un combat et que son arme est la connaissance et la connaissance A celle qui ne m'a rien épargné à celle qui a cherché Pour mon confort et mon bonheur Au plus grand et au plus cher homme dans l'univers mon cher et pur **taher***

*A qui j'ai reçu un cadeau du destin Frères qui connaissaient le sens de la fraternité :  
**Othman, Abd el Hamid, laid***

*A mes chères sœurs : **Siham et Sana** A tous mes camarades de classe, amis, mes proches et ma famille grande **belaid***

**BELAID SALAH EDDINE**



*Je dédie ce travail à :Ma avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.*

***A ma chère mère***

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux.*

***A mon cher père***

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, à qui je dois , ma réussite et tout mon respect.*

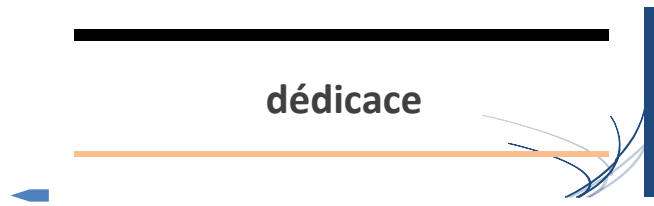
***A mes très chers frères (Mohi , Siradj)***

*N'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes. Études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

***A mes chers amis***

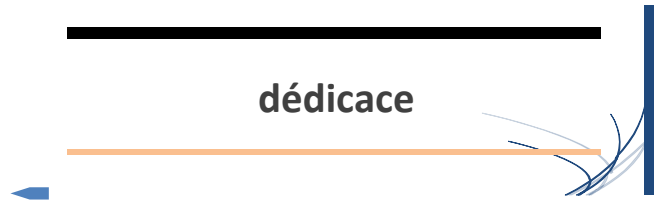
*Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles et m'accompagner à chaque instant.  
A toute ma grande famille : Matallah*

**MATALLAH ARKAN EL BACHIR**



*Dédié à l'âme pure de ma mère, qui n'a d'égale que personne dans l'univers, à qui Dieu nous a commandé avec sa justice, à qui tu as beaucoup fait et ce qui ne peut t'être rendu. famille, ma grand-mère, mes tantes, oncles et tantes, ma belle-mère, ma deuxième mère, à mes amis et compagnons de route, à quelle belle âme qui nous a soutenu dans le chemin de la lutte, merci à tous, je vous aime*

**ABBASSI MOUHAMED E- NOUR**



*Je dédie ce travail à la femme la plus chère et la plus précieuse qui existe, au paradis du monde, ma chère mère **Houria**, et aux hommes les plus précieux du monde, mon supporter et cher qui ne partiront jamais, mon cher père **Belkasem**, et au meilleur de ce que mes chers frères **Najm eddine , Radouan , Ala eddine , Ishak** et ma chère sœur **Omaïma** ont gagné. Et mes camarades de classe, mes amis, et tous ceux qui m'ont connu de près ou de loin, et toute la famille **Soualmi***

**SOUALMI OUSSAMA**

# Remerciement

Merci Tout d'abord, un grand et sincère merci à Dieu Tout-Puissant qui nous a permis d'être ce que nous sommes Ils sont aujourd'hui, donne-nous le courage et la santé pour faire ce travail Ensuite, nous remercions notre superviseur, M. Soulimane Elyas, qui nous a guidés dans notre travail, merci de nous avoir accordé de son temps, et merci d'avoir été patient avec Nous tenons à exprimer nos remerciements à nos honorables professeurs tout au long de notre carrière à l'université, en particulier le Dr Ali Farik, le Dr Mani mouhamed, le Dr Abd elMoneim Miloudi, le Dr Zouhair Kaab, ainsi que le Dr abd elaziz Al-augbi Mes sincères remerciements à toute l'équipe du laboratoire Nizolab Al Oud pour leur coopération, en particulier M. Saidi ouellabi Chaleureusement les bienvenus chaque fois que nous avons Demandez son aide

Encore un merci spécial à l'ingénieur Tubli Hanan, pour avoir mis son expérience en notre faveur Des conseils objectifs Enfin, nous remercions nos familles pour leur soutien et leur aide

.

.

.

## Table Des Matériaux

Dédicace

remerciement

sommaire

Résumé

Listes des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

**introduction générale** 1

### Chapitre I: généralité sur le sol

<b>1. le sol</b>	2
<b>2. Les caractéristiques physiques du sol</b>	2
<b>2.1. Les phases du sol</b>	2
<b>2.2. Les poids et masses volumiques</b>	3
<b>2.2.1 La masse volumique totale et le poids volumique</b>	4
<b>2.2.2 La masse et le poids volumique du sol sec</b>	4
<b>2.2.3 La masse et le poids volumique des solides</b>	5
<b>2.2.4 La masse et le poids volumique déjaugés</b>	6
<b>2.3 La densité relative</b>	6
<b>2.4 L'indice des vides</b>	8
<b>2.5 La teneur en eau</b>	8
<b>2.6 Le degré de saturation</b>	9
<b>Les normes des essais géotechniques</b>	10
<b>introduction</b>	10
<b>I. Les essais aux laboratoires</b>	10

<b>Analyse granulométrique</b>	10
<b>1. But de l'essai</b>	10
<b>2. Principe de l'essai</b>	10
<b>3. Définition</b>	10
<b>Mesure de la masse volumique ( densité apparente ) du sol</b>	13
<b>Le poids volumique</b>	13
<b>1. But de l'essai</b>	13
<b>2. Généralité</b>	13
<b>2.1 définition</b>	13
<b>2.2 Principe de la détermination de la masse volumique</b>	13
<b>2.2.1 Méthode géométrique</b>	14
<b>2.2.2 Méthode par pesées</b>	14
<b>Le poids volumique Des grains solides</b>	14
<b>1. But de l'essai</b>	14
<b>2. Généralités</b>	14
<b>2.1 Définitions</b>	14
<b>2.2 Principe de la détermination de la masse volumique des grains solides</b>	14
<b>2.3 Méthode de détermination de la masse volumique des grains solides</b>	14
<b>2.4.Appareillage</b>	15
<b>2.5 Préparation de l'échantillon et de matériel</b>	15
<b>2.6 Conduite de l'essai</b>	15
<b>Teneur en eau par étuvage</b>	16
<b>1. But de l'essai</b>	16
<b>2. Généralités</b>	16
<b>2.1 Définitions</b>	16

<b>2.2 Principe de la détermination de la teneur en eau</b>	16
<b>2.3 Méthode de détermination de la teneur en eau</b>	16
<b>3. Appareillage</b>	17
<b>4. Mode d'opérateur</b>	17
<b>essai pénétration dynamique</b>	18
<b>1. Introduction general</b>	18
<b>2. Essai penetrometique « type A »</b>	19
<b>2.1 Introduction</b>	19
<b>2.2 Domaine d'application</b>	20
<b>2.3 Principe de l'essai</b>	20
<b>2.4 Appareillage et instruments de mesure</b>	20
<b>2.5 Réalisation de l'essai</b>	22
<b>3. Essai penetrometrique « type B »</b>	23
<b>3.1 Introduction</b>	23
<b>3.2 Domaine d'application</b>	24
<b>3.3 Principe de l'essai</b>	24
<b>3.4 Appareillage et instruments de mesure</b>	24
<b>3.5 Exploitation des mesures</b>	25
<b>essai pénétration statique</b>	26
<b>1. Introduction</b>	26
<b>2. Domaine d'application</b>	27
<b>3. Principe de l'essai</b>	27
<b>4. Appareillage et instrument de mesure</b>	28
<b>essai pressiometrique</b>	29
<b>1. Objectif de l'essai</b>	29
<b>2. Principe de l'essai</b>	30

<b>3.Appareillage</b>	31
<b>4. Déroulement de l'essai</b>	32

## Chapitre II: Recensement de la capacité portante du sol de région à travers les études de sol faites auparavant

<b>introduction</b>	34
<b>la première étude</b>	34
<b>1.introduction</b>	34
<b>2.Reconnaissance du site</b>	34
<b>3.Travaux effectues</b>	35
<b>4. Essais de laboratoire</b>	36
<b>4.1 Densité sèche</b>	36
<b>4.2 Granulométrie</b>	36
<b>4.3. Bleu de Méthylène</b>	13
<b>4.4 Caractéristiques mécaniques de cisaillement</b>	37
<b>4.5 Essais de compressibilité a l'odomètre</b>	37
<b>4.6 Analyses chimiques</b>	38
<b>5. Fondations</b>	39
<b>5.1 Evaluation de la capacité portante à partir des paramètres mécaniques</b>	39
<b>5.2 évaluations de Tassement de fondation</b>	40
<b>6. Conclusion et recommandation</b>	43
<b>deuxième étude</b>	48
<b>1. Introduction</b>	48
<b>2. But de l'étude de sol</b>	48
<b>3.Visite et enquête de l'état des lieux</b>	48
<b>4. Programme de reconnaissance du sol adapte au sol adapte au site et au projet:</b>	48
<b>5. Résultats des sondage sin-situ</b>	49

<b>6. Interprétation des essai de laboratoires</b>	49
<b>7. Estimation des contraintes admissibles du sol</b>	50
<b>8. Mode de fondation de l'ouvrage</b>	51
<b>9. Conclusion</b>	51
<b>la troisième etudee</b>	53
<b>1.Introduction</b>	53
<b>2. But de l'étude de sol</b>	53
<b>3. Visite et enquête de l'état des lieux</b>	53
<b>4. Programme de reconnaissance du sol adapte au sol adapte au site et au projet</b>	53
<b>5. Résultats des sondage sin-situ</b>	54
<b>6. Interprétation des essai de laboratoires</b>	54
<b>7. Estimation des contraintes admissibles du sol</b>	54
<b>8. Mode de fondation de l'ouvrage:</b>	55
<b>9. Conclusion</b>	55
<b>quatrième étude</b>	56
<b>1. introduction</b>	56
<b>2. but de l'étude de sol</b>	56
<b>3. visite et enquête de l'état des lieux</b>	57
<b>4. programme de reconnaissance du sol adapte au site et au projet</b>	57
<b>5. Résultats des sondages in-situ</b>	57
<b>6. Interprétation des essais de laboratoire</b>	58
<b>7. estimation des contraintes admissibles du sol</b>	58

**Chapitre III : Introduction du paramètre de la teneur en eau dans la capacité  
portante par des expérience**

<b>1. Introduction</b>	60
<b>2. La compactage</b>	60
<b>2.1 Définition</b>	60
<b>2.2 Objectifs du compactage</b>	61
<b>2.3 Théorie de compactage</b>	62
<b>2.4 Influence de la teneur en eau et du poids volumique</b>	62
<b>2.5 Influence de l'énergie de compactage</b>	64
<b>2.6 Influence de la nature du sol</b>	65
<b>2.7 Matériaux et méthodes de compactage</b>	66
<b>2.7.1 Compactage dynamique</b>	66
<b>2.7.2 Compactage statique</b>	70
<b>2.8 Contrôle de la compacité</b>	70
<b>2.9 Facteurs influençant le compactage</b>	72
<b>2.9.1 Planche d'essai</b>	72
<b>partie pratique</b>	73
<b>1. Introduction</b>	73
<b>2. Essai Proctor</b>	73
<b>2.1 Introduction</b>	74
<b>2.2 But de l'essai</b>	74
<b>2.3 Appareils et outils</b>	74
<b>2.4 Mode d'action</b>	75

## Chapitre IV : Calculer et discuter des résultats

<b>Les normes des essais géotechniques</b>	78
<b>1. Les essais aux laboratoires</b>	78
<b>1.1 Analyse granulométrique</b>	78
<b>1.2 le poids volumiques</b>	79

<b>1.2.1 Le poids volumiques apparent</b>	79
<b>1.2.2 Le poids volumiques absolue</b>	80
<b>1.3 Teneur en eau par étuvage</b>	80
<b>1.4 Pénétration dynamique</b>	81
<b>1.5 Essai pénétration statique et prisiométrique</b>	82
<b>Introduction du paramètre de la teneur en eau dans la capacité portante par des expérience</b>	82
<b>1. Essai Proctor</b>	83
<b>1.1 Calcule de la masse totale</b>	83
<b>1.2 Calcule de la masse sèche</b>	84
<b>Conclusion général</b>	86

## Liste Des Figures

### Chapitre I: généralité sur le sol

**Figure 1:** Diagramme des phases

**Figure 2:** série des tamis

**Figure 3:** Processus de secouage des tamis

**Figure 4 :** peser l'échantillon + La bol en métal

**Figure 5:** échantillon après séchage

**Figure 6:** poids de l'échantillon séché

**Figure 7:** Réalisation de l'essai de pénétration sur un terrain.

**Figure 8:** Pénétromètre dynamique PDA

**Figure 9:** Le camion à pénétromètre .

**Figure 10:** Le camion à pénétromètre

**Figure 11:** Pénétromètre Statique

**Figure 12:** Photos D'une Pointe Du Pénétromètre Statique

**Figure 13:** Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

**Figure 14:** Contrôleur pression volume

**Figure 15:** Sonde Pressiométrique

### Chapitre II: Recensement de la capacité portante du sol de région à travers les études de sol faites auparavant

**Figure 1:** Zone D'étude (Google Earthe)

**Figure 2:** Analyse Granulométrique

**Figure 3:** Analyse Oedometrique

### Chapitre IV: résultat des essais

**Figure 1:** Le compacteur.

**Figure 2:** courbe de compactage et Optimum Proctor

**Figure 3:** Courbe de compactage  $\gamma_d$  en fonction de  $w$

**Figure 4:** Influence de l'énergie de compactage.

**Figure 5 :** Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor

**Figure 6 :** Appareillage spécifique pour l'essai Proctor

**Figure 7 :** Diagramme de choix du moule de compactage

**Figure 8 :** Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié

**Figure 9 :** Différentes méthode pour mesurer la compacité

**Figure 10:** moule de compactage + Pièce d'allongement

**Figure 11:** Ajouter 2% d'eau comme pourcentage initial

**Figure 12:** Diviser l'échantillon en 5 parties

**Figure 13:** Le poids du moule + base + sol compacté est pris ( $w_2$ )

## Liste Des Tableaux

<b>Chapitre I: généralité sur le sol</b>	
<b>Tableau 1</b> : Degré de saturation des sables	9
<b>Chapitre II: Recensement de la capacité portante du sol de région à travers les études de sol faites auparavant</b>	
<b>Tableau 1</b> : résultat de essai a l'odomètre	38
<b>Tableau 2:</b> résultat Analyses chimiques	38
<b>Tableau 3</b> : Caractéristiques géotechniques de la couche	39
<b>Tableau 4</b> : Résultats 1 de calcul de la portance	39
<b>Tableau 5</b> : résultats 2 de calcul de la portance	40
<b>Tableau 6</b> : Caractéristiques géotechniques de la couche	41
<b>Tableau 7:</b> récapitulatif des résultats de calcul de tassement	41
<b>Tableau 8</b> : récapitulatif des résultats de calcul de tassement	42
<b>Tableau 9:</b> des deux classes15/15	50
<b>Tableau 10</b> : des deux Laboratoires21/9	51
<b>Tableau11</b> : résultat de essai prof(1.9m)	52
<b>Tableau 12</b> : résultat de essai prof(0.3m)	52
<b>Tableau 13</b> : résultat de essai prof(0.4m)	55
<b>Tableau 14</b> : classification de sol	56
<b>Chapitre III: Introduction du paramètre de la teneur en eau dans la capacité portante par des expérience</b>	
<b>Tableau 1</b> : Caractéristiques de l'essai Proctor normal et modifié	68
<b>Chapitre IV: Calculer et discuter des résultats</b>	
<b>Tableau1:</b> Résultats de l'expérience de gradient granulaire	78
<b>Tableau 2:</b> Résultat de essai pénétration dynamique	82

## Liste Des Notations

---

**$p$**  : la masse volumique

---

**W**: teneur en eau

---

**E** : poids d'eau dans le matériaux

---

**Ps** : poids du matériau sec

---

**Ph** : poids matériau humide

---

**Mw** : masse d'eau dans le sol

---

**Ms** : masse de sol sec

---

**Vw** : volume d'eau dans le sol

---

**$\rho_d$**  : masse volumique du sol sec

---

**$\rho$**  : masse volumique de l'eau

---

**M** : masse de mouton

---

**H** : hauteur de chute

---

**S** : section de la pointe

---

**N** : nombre de coups pour enfoncer la pointe d'une profondeur

---

**T**: poids du train de tiges

---

**$D_r$** : la densité relative

---

**e** : L'indice des vides

---

**$S_t$**  : le degré de saturation du sol

---

**$\phi'$** : Angle de frottement

---

**$C'$** : Cohesion non drainée

---

**Ww** : poids d'eau.

---

**Ws** : poids de matériau sec.

---

---

**Q<sub>adm</sub>** : La capacité portante admissible

---

**N** : le nombre de coups

---

## Résumé :

El-oued est une zone désertique la plupart de ses terres sont sablonneuses. En Génie Civil on essaie toujours de construire sur un terrain relativement solide afin d'assurer la stabilité des ouvrages et d'éviter les déplacements différentiels. Ainsi dans notre travail nous avons étudié la capacité portante du sol dans la région de oued Souf et ceci en termes de teneur en eau et également comparé avec les résultats précédents et travaillé pour trouver des solutions afin d'augmenter la capacité portante du sol dans le oued Souf .

Dans ce travail, une étude en laboratoire a été menée pour déterminer la capacité portante du sol en utilisant la méthode de compression, la méthode de pénétration standard et dynamique et la méthode Proctor. Beaucoup de travail a été fait dans le laboratoire NiZOLAB ici dans el-oud. Ce travail nous a permis de mener une étude comparative entre différentes méthodes pour déterminer la capacité portante du sol en termes de teneur en eau.

Dans l'expérience d'analyse granulatoire, nous avons obtenu des résultats qui expriment des résultats qui expriment des sols sableux fins d'une pureté significative dont la plupart se situent entre 0,125 mm et 0,315 mm diamètres, Dans la méthode d'essai dynamique nous avons conclu que le sol a besoin d'être compacté à l'aide d'agrégats lourds et d'un arrosage à un taux de 10 % de la teneur en eau couche par couche, chaque couche ayant une épaisseur de 0,25 m, Alors que dans l'expérience de Proctor nous avons remarqué une augmentation de la capacité portante proportionnelle à l'augmentation du pourcentage d'eau jusqu'à atteindre une teneur en eau optimale de 4 %. Ensuite on constate une relation inverse entre le pourcentage d'eau et la capacité portante .

Le résumé du sujet a montré que le sol dans la zone de la vallée a une structure un peu faible avec de l'espace entre les grains pour doubler sa capacité portante il faut lui appliquer une pression en utilisant une teneur en eau optimale pour jouer le rôle de facilitateur de pression et combler les espaces entre les grains en même temps .

**Mots clés :** le sol , la capacité portante , méthode de pression , méthode de pénétration standard dynamique , la méthode Proctor , teneur en eau .

## ملخص :

منطقة الوادي منطوق صحراوية معظم أراضيها رملية. في الهندسة المدنية نحاول دائماً البناء

على أرضية صلبة نسبياً من أجل ضمانها استقرار الهياكل وتجنب عمليات النزوح التفاضلية لذا في عملنا هذا قمنا بدراسة قدرة تحمل التربة في منطقة واد سوف وهذا بدلالة المحتوى المائي و أيضا القيام بالمقارنة مع نتائج سابقة و العمل على إيجاد حلول من أجل زيادة قدرة تحمل التربة في منطقة وادي سوف.

في هذا العمل تم إجراء دراسات مخبرية لتحديد قدرة تحمل التربة وذلك باستخدام طريقة الضغط وطريقة الاختراق القياسي والديناميكي و طريقة بروكتور تم إنجاز الكثير من العمل في مختبر نيزولاب هنا بالواد يسمح لنا هذا العمل بإجراء دراسة مقارنة بين الطرق المختلفة لتحديد قدرة تحمل التربة وذلك بدلالة المحتوى المائي .

في تجربة التحليل الحبيبي تحصلنا على نتائج تعبر عن تربة رملية ناعمة ذات نقاوة معتبرة تتراوح معظمها بين قطرين 0.125 mm و 0.315 mm , وفي طريقة الاختراق الديناميكي استخلصنا بأن التربة تحتاج ضغط باستخدام مجمل ثقيل وسقي بنسبة 10 % من المحتوى المائي طبقة تلو الأخرى كل طبقة بسلك 0.25 m, بينما في تجربة بروكتور لاحظنا تزايد في قدرة التحمل في تناسب مع زيادة نسبة الماء حتى الوصول الى محتوى مائي امثل قيمته 4 % بعد ذلك نلاحظ علاقة عكسية بين نسبة الماء و قدرة التحمل .

خلاصة الموضوع بينت ان التربة بمنطقة الوادي ذات بنية ضعيفة نوعا ما ذات فراغات بين حبيباتها لمضاعفة قدرة تحملها نحتاج لممارسة الضغط عليها باستعمال محتوى مائي امثل ليلعب دور المسهل في الضغط وقاضيا على الفراغات بين الحبيبات في نفس الوقت .

**الكلمات المفتاحية :** التربة , قدرة التحمل , طريقة الضغط , طريقة الاختراق القياسي والديناميكي , طريقة بروكتور , المحتوى المائي .

## **Abstract :**

El-oud is a desert city Most of its lands are sandy. in civil engineering we always try to build on a relatively solid ground in order to ensure it the stability of the structures and the avoidance of differential displacements So in our work we studied the bearing capacity of the soil in the oued souf area and this is in terms of the water content and also compared it with previous results and worked to find solutions in order to increase the bearing capacity of the soil in the oued souf.

In this work a laboratory study was conducted to determine soil bearing capacity by using pressure method and standard and dynamic penetration method and proctors method much work has been done in NIZOLAB laboratory here in el-oued This work allowed us to conduct a comparative study between different methods to determine the bearing capacity of soil in terms of water content.

In the granular analysis experiment, we obtained results that express results that express fine sandy soils of significant purity most of which range between 0.125 mm and 0.315 mm diameters , In the dynamic test method we concluded that the soil needs compaction using heavy aggregate and watering at a rate of 10 % of the water content layer by layer each layer with a thickness 0.25 m , While in Proctor's experiment we noticed an increase in the bearing capacity in proportion to the increase in the percentage of water until reaching an optimal water content of 4 % After that we notice an inverse relationship between the percentage of water and the bearing capacity .

The summary of the topic showed that the soil in the valley area has a somewhat weak structure with spaces between its grains to double its bearing capacity we need to apply pressure on it using an optimal water content to play the role of facilitator in pressure and judge spaces between grains at the same time .

**Key Words :** the soil , bearing capacity , pressure method , standard and dynamic penetration method , proctors method , water content.

## Introduction Générale

Le sol est la couche superficielle meuble de la lithosphère terrestre, son épaisseur varie de quelques centimètres à plusieurs mètres. Il est constitué d'un mélange de substances minérales et organiques. Le terme 'sol' est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'une somme naturelle de particules minérales dont les dimensions s'encastrent dans des limites prédéterminées. La plupart des types de sols peuvent causer des problèmes de construction. Dans ce cas, le terrain ne peut pas être utilisé à des fins de construction et nécessite donc des techniques d'amélioration. Les campagnes ne prévoient pas la mesure de plusieurs critères associés à des phénomènes particuliers. Parmi les causes d'instabilité des structures les plus rencontrées partout dans le monde et en Algérie en particulier, le phénomène de gonflement et d'effondrement et la mauvaise capacité portante des sols. Les sols affaissant sont ceux qui ont des structures ouvertes et stables et ~ ~ deviennent instables. Stables sous certaines charges ou conditions environnementales, ils se retrouvent généralement sous forme de dépôts. A l'état sec, sa liaison inter granulaire naturelle lui confère une liaison inter granulaire importante et il peut supporter des charges très élevées. Mais la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules de sol .

L'affaissement du sol est associé à deux propriétés principales: Structure rapport de vide ouvert élevé avec une faible densité sèche et une résistance de liaison granulaire relativement faible, Féda et al (1993). Ces sols sont situés dans de nombreuses régions du monde, surtout lorsqu'elles sont arides ou semi-arides. Elle concerne un grand nombre de pays, notamment ceux situés entre 30 et 55 parallèles dans l'hémisphère Nord ainsi que des pays d'Amérique du Sud. Le sud algérien est constitué en grande partie de cette terre composée. En particulier les enquêtes menées dans la région sud-est de l'Algérie ont montré qu'ils étaient vulnérables à l'atterrissage. Ce problème particulier, qui est une réalité sur le terrain, nécessite des études et des expérimentations approfondies sur la capacité portante du sol et de travailler à la relever par les moyens possibles.

# **Chapitre I**

## **généralité sur le sol**

## Généralité sur le sol :

### 1. le sol :

Le sol est la couche de surface fragile ou friable qui recouvre la surface de la Terre.

Le sol est constitué de matériaux rocheux lâches qui ont déjà subi des modifications en raison de l'exposition à des facteurs environnementaux biologiques et chimiques, notamment des facteurs d'altération et d'érosion. Il convient de noter que le sol diffère de ses composants rocheux de base ce qui est dû au changement des processus d'interaction qui se produisent entre les quatre couvertures de la surface terrestre. Ce sont la lithosphère, l'hydrosphère, l'atmosphère et la biosphère [1]

### 2. Les caractéristiques physiques du sol :

#### 2.1. Les phases du sol :

Dans l'introduction, on a décrit le sol comme étant la couche de matériaux meubles d'origine minérale et organique qui recouvre le socle rocheux. Mais le sol est aussi un milieu poreux comportant trois phases : la phase solide, la phase gazeuse et la phase liquide (figure 1)

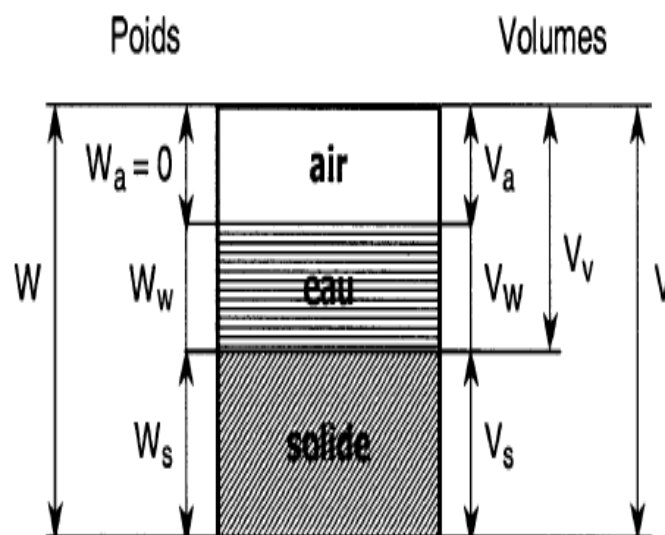


Figure 1: Diagramme des phases

**poids (masse)****W** = poids total**W<sub>w</sub>** = poids de l'eau**W<sub>s</sub>** = poids des solides**volume****V** = volume total =  $V_v + V_s$ **V<sub>s</sub>** = volume des solides**V<sub>v</sub>** = volume des vides =  $V_w + V_a$ **V<sub>w</sub>** = volume de l'eau**V<sub>a</sub>** = volume de l'air

Particules solides les vides communiquent entre eux, créant un réseau de pores de dimensions variées. Cette porosité détermine plusieurs des caractéristiques physiques et des propriétés mécaniques et hydrauliques du sol.

On a représenté les trois phases constituantes du sol à l'aide d'un diagramme, sur lequel on a indiqué les volumes occupés par les phases, de même que les masses et les poids correspondant. [11]

**2.2. Les poids et masses volumiques :**

Distinguons d'abord les termes masse volumique et poids volumique. La masse volumique représente le rapport entre la masse et un certain volume de sol, tandis que le poids volumique est une force unitaire exprimée par le rapport entre le poids et ce même volume de sol. Rappelons que la masse d'un corps est une constante, alors que son poids varie proportionnellement à la valeur de l'attraction gravitationnelle. Cette relation se traduit par l'équation suivante :

$$W = M \times G \quad \text{ou} \quad W = \text{poids (N)}$$

$$M = \text{masse (kg)}$$

$$G = \text{accélération traditionnelle}$$

$$= 9.81 \text{ m/s}^2$$

En termes de poids et de masse volumiques, l'équation devient :

$$\gamma = \rho \times G \quad \text{ou } \gamma = \text{poids volumique}$$

$$\rho = \text{masse volumique}$$

Dans le système international d'unités (SI), la masse volumique s'exprime en  $\text{g/cm}^3$ , ou en  $\text{kg/m}^3$ , et le poids volumique, en  $\text{KN/m}^3$ .

En mécanique des sols, la mesure de la masse volumique est indispensable au contrôle et à l'acceptation des travaux de compactage. D'autre part, on a besoin du poids volumique pour calculer les contraintes dans le sol, ce calcul étant l'une des étapes menant à l'évaluation des tassements des dépôts de sol. Ces applications nous amènent à définir plusieurs types de masses et de poids volumiques : la masse volumique totale et le poids volumique total, les masses et poids volumiques du sol sec et des particules solides, de même que la masse et le poids volumiques déjaugés. [ 11 ]

### 2.2.1 La masse volumique totale et le poids volumique :

On utilise indifféremment les expressions masse volumique totale et poids volumique totale ou masse et poids volumiques humides, puisque la masse totale équivaut à la masse des phases liquide et solide. La masse volumique totale ( $\rho$ ) est le rapport entre la masse totale d'un échantillon de sol et son volume totale (incluant les vides), le poids volumique totale ( $\gamma$ ) est le rapport entre le poids totale de l'échantillon et son volume totale. Ces deux caractéristiques tiennent compte de la présence d'eau dans les vides entre les grains du sol. On les exprime au moyen des équations suivantes : [ 11 ]

$$\rho = \frac{M}{V} \quad \gamma = \frac{W}{V}$$

### 2.2.2 La masse et le poids volumique du sol sec :

La masse volumique du sol sec ( $\rho_d$ ), ou le poids volumique du sol sec ( $\gamma_d$ ), est le rapport entre la masse, ou le poids, des particules solides du sol et le volume total du sol, y compris les vides. On les exprime au moyen des équations suivantes [16]

$$p_d = \frac{M_s}{V} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

La mesure de la masse volumique du sol sec sert, entre autres, à établir le degré de compactage, critère d'acceptation du compactage sur le terrain : on calcule le rapport entre la masse volumique sèche maximale du sol, qu'on a obtenue en laboratoire lors en essai Proctor.

$$\text{Degré de compactage} = \frac{p_{\text{dechantier}}}{p_{\text{dmax}}} \times 100$$

Le compactage augmente les masses volumiques totale et sèches du sol, car il contribue à déduire les vides entre les particules solides, donc à réduire le volume. Cependant, l'évaluation du degré de compactage exige la mesure d'une masse volumique sèche, car à l'état sec la masse volumique est indépendante de l'humidité du sol. Pour un degré de compactage donné, la masse volumique sèche est un constant, tandis que la masse volumique totale varie avec l'humidité du sol. Cette relation peut s'exprimer de la manière suivante:

$$p = p_d \times (1 + u) \quad \text{ou} \quad u = \text{teneur en eau du sol} \quad [17]$$

### 2.2.3 La masse et le poids volumique des solides :

La masse volumique des solides ( $p_s$ ), ou le poids volumique des solides ( $\gamma_s$ ), est le rapport entre la masse, ou le poids, des particules solides du sol et le volume qu'elles occupent. On les exprime à l'aide des équations suivantes :

$$p_s = \frac{M_s}{V_s} \quad \gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Ce volume correspond au volume d'eau déplacé par l'immersion du sol ; il s'agit donc de la masse ou du poids volumique des grains du sol, puisqu'on exclut le volume occupé par les vides. On mesure la masse volumique des solides ou moyen d'un essai de détermination de la densité de grains solides du sol. [ 11 ]

### 2.2.4 La masse et le poids volumique déjaugés :

On exprime la masse volumique déjaugée ( $\rho'$ ) et le poids volumique déjaugée ( $\gamma'$ ) au moyen des équations suivantes :

$$\rho' = \rho - \rho_w \quad \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

ou  $\rho_w$  et  $\gamma_w$  correspondent à la masse et au poids volumiques de l'eau :

$$1 \text{ g/cm}^3 \quad \gamma_w = \frac{w}{V_w} = 9.81 \text{ kn/m}^3 \quad \rho_w = \frac{M_w}{V_w} =$$

De ces deux caractéristiques , c'est le poids volumique déjaugé qui est le plus souvent utilisé.

Il correspond au poids volumique total du sol. duquel on a soustrait la valeur de la poussée d'Archimède. On sait que tout corps est plus léger lorsqu'il est immergé, Parce que, dans l'eau, la pression en un point donné s'exerce également dans toutes les directions. Ainsi, lorsqu'un volume d'eau est déplacé par un corps , il un résulte un déficit du poids d'eau, qui Crée une poussée vers le haut : c'est la poussée d'Archimède. Le corps est alors plus léger. La différence de poids correspond au produit du volume du corps par le poids volumique de l'eau.

On utilise le poids volumique déjaugée pour calculer les pressions souterraines générées par le poids des dépôts de sol situés sous le niveau de la nappe phréatique. [ 11 ]

### 2.3 La densité relative :

De façon générale, la densité exprime le rapport entre la masse d'un certain volume de matériau et la masse d'un égal volume d'eau à une certain température de référence. En minéralogie, on peut facilement identifier le minéraux à l'aide de leur densité, puisque le volume d'une masse donnée d'un minéral est souvent une constante. Par contre les sols se présentent comme des agglomérats de minéraux plus ou moins fissures, avec à leur surface

des cavités ou pores, ouverts ou fermes, et dispersés autour de vides. Les pores ouverts prouvent se remplir d'eau, tandis que les pores fermés ne sont pas saturables.

La présence de ces pores fait qu'on définit la densité relative différemment selon qu'on observe les sols dans leur milieu, comme en mécanique des sols, ou qu'on s'y intéresse en tant que granulats utilisés dans les bétons mélanges bitumineux.

En mécanique des sols donc, dans un contexte où les sols sont souvent maintenus dans des conditions de saturation totale, comme c'est le cas des dépôts d'argile situés sous la nappe phréatique, on a recours à une définition de la densité qui utilise la masse volumique des particules solides en excluant les pores saturables. On exprime la densité relative des grains solides, identifiée indifféremment par les symboles  $D_r$ ,  $d_s$  ou  $G_s$ , de la façon suivante :

$$D_r, d_s \text{ ou } G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w(20^\circ\text{C})} = \frac{\frac{M_s}{V_s}}{\rho_w(20^\circ\text{C})} = \frac{\frac{M_s}{V_s}}{\frac{M_w}{V_w(20^\circ\text{C})}}$$

Si la masse sèche ( $M_s$ ) des particules solides est aisément mesurable, il en va autrement pour le volume ( $V_s$ ). On le mesure en faisant appel au principe d'Archimède, selon lequel c'est par la différence entre la masse d'un volume de sol dans l'air et sa masse dans l'eau que l'on détermine la masse du volume d'eau déplacé par l'immersion de l'échantillon de sol. Dans ces conditions, les volumes  $V_s$  et  $V_w$  sont égaux et la densité se résout en un rapport de masses :

$$D_r, d_s \text{ ou } G_s = \frac{M_s}{M_w}$$

La mesure de la densité relative d'un sol sert principalement à évaluer d'autres caractéristiques ou propriétés qui sont plus difficiles à mesurer directement sur le sol. Entre autres, il est essentiel, pour interpréter les essais de sédimentation et de consolidation. [ 11 ]

## 2.4 L'indice des vides :

L'indice des vides ( $e$ ) permet, tout comme la porosité, de quantifier la part des vides à l'intérieure d'un échantillon de sol : il représente le volume des vides par rapport ou volume occupé par les particules solides du sol. On l'exprime par un nombre absolu :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

puisque le volume des solides est fixe alors que le volume total du sol peut varier, l'indice des vides est plus pratique que la porosité pour traiter les résultats d'essais de laboratoire visant à évaluer les réductions de volume lors du tassement des sols argileux.

Comme la porosité, l'indice des vides n'est pas constant, et on comprend que le compactage ait pour effet de le réduire. Par exemple, un sable qui présenterait à l'état lâche un égale à 1. Le compactage, en entraînant une réduction de 60 % du volume des vides, ferait passer l'indice des vides à 0.40, puisque le volume des solides reste constant. [ 11 ]

## 2.5 La teneur en eau :

La teneur en eau ( $w$ ) d'un sol est le rapport entre la masse de l'eau et la masse des grains solides contenus dans un certain volume de sol. On l'exprime en pourcentage :

$$w(\%) = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

La détermination de la teneur en eau est probablement l'essais le plus fréquemment exécuté en mécanique des sols . En effet, la valeur de la teneur en eau est requise dans la plupart des essais de mesure des propriété physiques, mécaniques ou hydrauliques des sols, soit parce qu'elle est nécessaire pour le traitement des résultats ,soit qu'elle permet de mieux situer la propriété mesurée dans la contexte naturel du sol en place. parmi les essais qui requièrent la mesure de la teneur en eau figurent la détermination des limites de consistance des argiles, l'analyse granulométrique par sédimentation, la mesure de la masse volumique en place et l'essai de compactage Proctor. On utilise plusieurs méthodes pour mesurer la teneur en eau : en laboratoire, pour une mesure précise, on détermine la teneur en eau en faisant sécher le

sol au moyen d'une étuve, d'une plaque chauffant ou même d'un four à microondes; sur le terrain, pour une mesure rapide, on emploie la méthode de l'appareille speedy ou encore, si on procède à la mesure du degré de compactage, on évalue la teneur en eau avec un nucléo densimètre. [ 11 ]

## 2.6 Le degré de saturation :

On le sait, le sol est un milieu poreux comportant des vides. Or, pour connaître le degré de saturation du sol ( $S\tau$ ), il faut calculer la proportion du volume des vides qui est occupée par l'eau :

$$S\tau = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Un sol totalement sec a un degré de saturation de 0%, tandis qu'un sol complètement immergé et dont tous les vides sont remplis d'eau est saturé à 100% . Le sol sous la nappe phréatique a donc un  $S\tau$  égal à 100% , alors que le sol humide situé au-dessous de la nappe a un degré de saturation variable. Le tableau 1 établit une relation entre l'état des sables et leur degré de saturation. comme le degré de saturation a une grande influence sur la capacité de support d'un sol, l'un des objectifs des études géotechniques est d'évaluer ce degré en vérifiant la profondeur de la nappe aquifère. [ 11 ]

**Tableau 1 : Degré de saturation des sables**

État du sable	(%) $S\tau$
Sec	0
Légèrement humide	1-25
Humide	26-50
Mouillé	51-75
Détrempé	76-99
Saturé	100

### **3. Les normes des essais géotechniques :**

#### **introduction :**

Les charges dans le bâtiment sont transmises des dalles horizontales, aux poutres, puis aux murs et colonnes, puis aux fondations, jusqu'à ce qu'elles atteignent dans les dernières étapes de la construction du bâtiment le sol, et le sol, et son appui. capacité, et dans cet article, nous découvrirons les expériences que nous avons menées pour connaître la capacité portante du sol dans la zone de la vallée et trouver les moyens optimaux d'augmenter la capacité d'endurance.

#### **3.1 Les essais aux laboratoires :**

##### **Analyse granulométrique**

#### **1. But de l'essai :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des fillers .A notre qu'il faut éviter la confusion entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

#### **2. Principe de l'essai :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant un série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

#### **3. Définition :**

Pour les besoins du présent document ,les définitions suivantes s'appliquent:

**Prise d'essai :** matériau soumis à l'essai.

**Analyse granulométrique par tamisage :**

Ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant échantillon, en employant des tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

**Dimension nominale d'ouverture d'un tamis d:** dimension caractéristique la maille carrée de côté d

**Refus sur un tamis :** partie du matériau retenu sur un tamis.

**Tamisât ou passant :** partie du matériau passant à travers les mailles d'un tamis.

**Classe granulométrique :** ensemble des éléments dont les dimensions sont comprises entre deux ouvertures d de tamis définissant un intervalle.

**Pourcentage massique de refus :** rapport, exprimé en pourcentage, de la masse de matériau sec retenu par un tamis d'ouverture d, à la masse totale initiale de matériau sec passant à travers le tamis de maille.

**Pourcentage massique d'un tamisât :**

Rapport, exprimé en pourcentage, de la masse sèche du passant à travers un tamis d'ouverture d, à la masse totale initiale de matériau sec passant à travers le tamis de maille.

Le pourcentage massique de tamisât est désigné par :  $100 - r$ .

**Courbe granulométrique :**

Représentation du pourcentage massique p des différents tamisâtes en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis.

**Dimension nominale d'ouverture à N pourcent (dn) :**

Dimension interpolée sur la courbe granulométrique pour laquelle le pourcentage massique p de tamisât est égal à N pour cent.

**Facteur d'uniformité :**

Sur le passant au tamis de 63mm, rapport des dimensions des mailles de tamis pour lesquels il y a respectivement 60 % et 10 % de passant :  **$C_u = d_{60} / d_{10}$**

**Facteur de courbure :**

Sur le passant au tamis de 63 mm, rapport des dimensions des mailles de tamis défini par

$$: C_c = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60}$$

$$= C_u(d_{60} / d_{10})^2$$



**Figure 2:** série des tamis



**Figure 3:** Processus de secouage des tamis

## Mesure de la masse volumique ( densité apparente ) du sol

### Le poids volumique

#### 1. But de l'essai :

L'essai s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire selon un défini.

#### 2. Généralité :

##### 2.1 définition :

La masse volumique d'un sol  $\rho$  est le quotient de la masse ( $m$ ) du sol par le volume ( $v$ ) qu'il occupe (y compris les vides qui contient).  $\rho = m / v$

##### 2.2 Principe de la détermination de la masse volumique:

La masse de l'échantillon est obtenue par pesage et pour mesurer le volume, deux méthodes son utilisables.

### **2.2.1 Méthode géométrique :**

Le volume est calculé à partir des données géométrique de la trousse coupante ou du moule qui contient l'échantillon) la méthode utilisant un moule ne s'appliquant qu'au sol préparé en laboratoire).

### **2.2.2 Méthode par pesées :**

Le volume est déduit de pesées dont une est faite après immersion de l'échantillon dans l'eau

## **Le poids volumique Des grains solides**

### **1. But de l'essai :**

L'essai détermine la masse volumique moyenne d'un échantillon, parfois de nature différente. La masse volumique d'un sol est utilisée pour connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

### **2. Généralités :**

#### **2.1 Définitions :**

La masse volumique des grains solides du sol ( $\rho_s$ ) est le quotient de la masse de ces grains solides ( $m_s$ ) par leur volume( $v_s$ ).

$$\rho_s = m_s / v_s$$

#### **2.2 Principe de la détermination de la masse volumique des grains solides :**

La masse des grains solides est obtenue par pesage. Le volume est mesuré au pycnomètre.

#### **2.3 Méthode de détermination de la masse volumique des grains solides :**

L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesé. Le volume des grains est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particule solides.

## 2.4.Appareillage :

Le matériel suivant est nécessaire :

- Une balance dont les portées minimale et maximale sont compatibles avec les masses à peser et telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de  $\pm 1/1000$  de la valeur mesurée.
- Un tamis à maille carrée de 2 mm d'ouverture.
- Des éprouvettes de volume 250 cm<sup>3</sup> munis de bouchons.
- Une réserve d'eau distillée.
- Un échantillon (sable).

## 2.5 Préparation de l'échantillon et de matériel :

Tout d'abord, il faut s'assurer de la provenance et de la nature géologique du sol et procéder à une identification visuelle sommaire afin de savoir si les sols sont gypsifères, latéritique ou s'ils contiennent, de plus, des matières organiques. Les sols énumérés sont, en effet, sensibles à la chaleur. En cas de doute le sol est traité comme s'il était sensible à la chaleur.

Une prise d'essai d'environ 25g est prélevée sur le tamis de l'échantillon de le sol au tamis de 2 mm, puis est placée dans une coupelle de masse connue ( $m$ ). L'ensemble est introduit dans une étuve dont la température est :

- 105c si les sols sont insensibles à la chaleur.
- 50c si les sols sont sensibles à la chaleur, La durée du séchage est alors variable entre 1et 8 jours. Le séchage est terminé si la masse ( $m_s$ ) de l'échantillon ne varie pas de plus de  $2/1000$  entre deux pesées effectuées, immédiatement après la sortie de l'étuve, au moins 4h d'intervalle.

Les agglomérats de particules de la prise d'essai sont ensuite séparés au

pilon dans le mortier. Le pycnomètre et son bouchon sont pesés ( $m_1$ ) après s'être assuré qu'ils étaient propres et secs.

## 2.6 Conduit de l'essai :

- Peser l'éprouvette vide( $m_1$ ).
- Peser un échantillon sec .et l'introduire dans l'éprouvette en prennent soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
- Peser le pycnomètre contient le sol ( $m_2$ ).

- Le liquide monte dans l'éprouvette. Lire le niveau volume ( $V_2$ ).

Peser l'éprouvette, du sol + l'eau ( $m_3$ )

- Remplir l'éprouvette avec un volume( $V_1$ ) d'eau.

## **Teneur en eau par étuvage**

### **1. But de l'essai :**

Détermination de la teneur en eau d'un sol, qui se définit par poids de l'eau contenu dans le poids des vides étant négligeable.

### **2. Généralités :**

#### **2.1 Définitions :**

Pour les besoins du présent document, les définitions suivantes s'appliquent :

#### **Teneur en eau pondérale d'un matériau( $w$ ) :**

Rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage ( $m_w$ ) sur la masse des grains solides( $m_d$ ), exprimé en pourcentage:

#### **$W = m_w / m_d$ Teneur en eau naturelle ( $w_{nat}$ ) d'un matériau :**

Teneur en eau déterminée lorsque les conditions de prélèvement sur site, de transport et de conservation de l'échantillon n'ont entraîné aucune modification de celle-ci.

#### **2.2 Principe de la détermination de la teneur en eau :**

La perte d'eau d'un échantillon de matériau est provoquée or étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage.

#### **2.3 Méthode de détermination de la teneur en eau :**

L'échantillon de matériau est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation réalisée, l'échantillon est pesé à nouveau. Les deux pesées donnent par différence la masse d'eau évaporée.

### 3. Appareillage :

Le matériel suivant est nécessaire :

- une étuve de dessiccation à une température réglable à (100 – 105 c).
- balances de portées maximale et minimale compatible avec les masses à pesé et telles que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 1/1000de la messe de matériau.
- Des coupelles, des boites de pétri, des vases à peser ou des bacs en matériau non altérable à l'humidité et à la chaleur.

### 4. Mode d'opérateur :

1. Prélever un échantillon.
2. peser bol en métal ( $p_1$ ).
3. Prélever un échantillon.
4. placer l'échantillon sur la bol en métal.
5. Peser l'échantillon avec la bol en métal ( $p_2$ ).



**Figure 4** : peser l'échantillon + La bol en métal

6. Mettre à l'étuve à 50°C jusqu'à desiccation et poids stable (environ 24h).

7. peser l'échantillon sec avec la balance en métal après la sortie de l'étuve (p3) 8. en déduire la teneur en eau W % de l'échantillon par la relation :



**Figure 5:** échantillon après séchage



**Figure 6:** poids de l'échantillon séché

$$W \% = ( W_w / W_s ). 100$$

$$= ( ( p_2 - p_3 ) / ( p_3 - p_1 ) ). 100$$

W % : teneur en eau (exprimé en %) W<sub>w</sub> : poids d'eau.

W<sub>s</sub> : poids de matériau sec.

### essai pénétration dynamique

#### 1. Introduction général :

Il existe deux types de matériels de pénétration dynamique. A chacun est associée une procédure d'investigation du sol.

- Le pénétromètre dynamique Type A (PDA) permet de réaliser des essais de pénétration dynamique qui sont considérés comme des essais de références.
- Le pénétromètre dynamique type B (PDB) est utilisé pour effectuer des sondages de reconnaissances du sol.

- Ce type d'investigation est économique, rapide (7 à 14 essais par jour, selon la profondeur), pas chère, pas de récupération des échantillons, du fait de son faible poids, il peut être utilisé dans des zones inaccessibles. Il est aussi peu précis.



**Figure 7 :** Réalisation de l'essai de pénétration sur un terrain.

## **2. Essai penetrometique « type A »**

### **2.1 Introduction :**

L'essai de pénétration dynamique est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit, en tant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer, l'enfoncement d'une pointe soumise par l'intermédiaire d'un train de tige, à une énergie de battage.

Le frottement entre la tige et le sol est rendu négligeable grâce à l'injection d'une boue de forage à proximité de la pointe.

L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres :

- ✓ La succession de différentes couches de terrain

- ✓ L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies
- ✓ La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue

Cet essai peut servir :

- ✓ à orienter le choix des fondations
- ✓ à évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes lorsque l'on dispose d'informations complémentaires

## **2.2 Domaine d'application**

L'essai de pénétration dynamique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm.

L'essai de pénétration dynamique est limité à une profondeur de 30m.

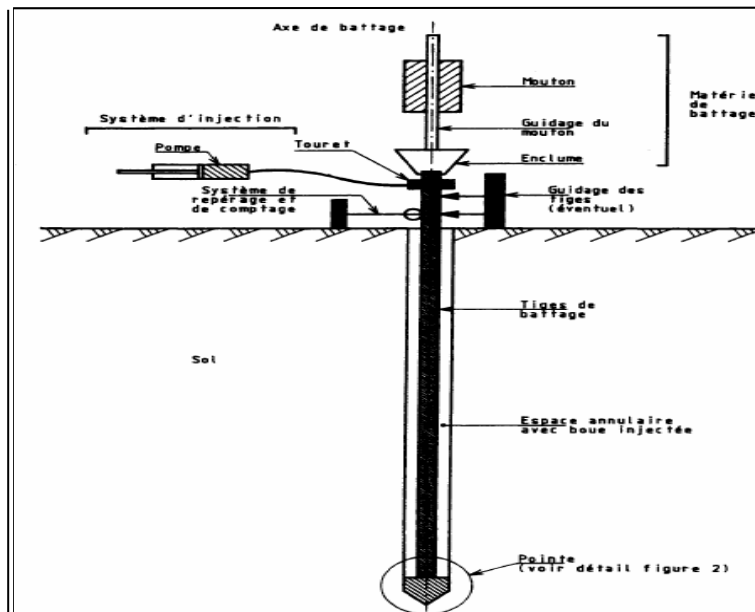
## **2.3 Principe de l'essai**

L'essai de pénétration dynamique consiste à :

- ✓ Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tige muni, en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges ;
- ✓ Noter le nombre de coups nécessaires ( $N_{d10}$ ) pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur  $h$  de 10cm

## **2.4 Appareillage et instruments de mesure :**

Le pénétromètre dynamique se compose d'un dispositif de battage et de guidage, d'un train de tige, d'une pointe, d'un matériel d'injection et d'un système de mesure.



**Figure 8 : Pénétrromètre dynamique PDA**

- Dispositif de battage
- ✓ Mouton : c'est une masse adaptable de 32, 64, 96 et 128Kg.
- ✓ Enclume et guidage du mouton : l'enclume est en acier et solidaire du train de tiges, la masse totale de l'enclume et de l'élément de guidage du mouton n'excède pas 25kG
- ✓ Système de relevage et de déclenchement de la chute : La hauteur de chute H de mouton est de 0.75 m
- Tiges de battage

Les tiges sont en acier, elles sont creuses et identiques, elles sont assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement lié selon un axe rectiligne et continu.

- Pointe

La pointe est adaptée au train de tiges de façon à ne subir ni déplacement latéral, ni inclinaison par rapport à l'axe de battage, ni être perdue avant la fin de l'essai.

- Système d'injection

Il est constitué par un dispositif permettant d'injecter une boue de forage par le train de tiges creuses.

- Instrument de mesure : Il comporte au minimum :

✓ Un compteur de nombre de coup de mouton

Un repérage de la profondeur Un contrôle visuel permanent est conseillé

### **2.5 Réalisation de l'essai :**

- Sous l'effet de la chute du mouton à la cadence de 15 à 30 fois par minute, le train de tiges est battu d'une manière continue.

- Tout arrêt du battage excédant 5min ou tout arrêt pour rallonger le train de tiges doit être indiqué sur la feuille d'essai.

- Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 10cm est noté en fonction de la longueur totale des tiges introduites dans le sol.

- La masse du mouton doit être adaptée en cours de battage et choisie parmi l'une des quatre masses 32, 64, 96, 128Kg afin que le nombre de coups, pour un enfoncement de 10cm, soit compris entre 2 et 30 inclus, sauf hétérogénéité locale (blocs, passage faible ...).

- La fin de l'essai correspond à la satisfaction d'une des conditions suivantes :

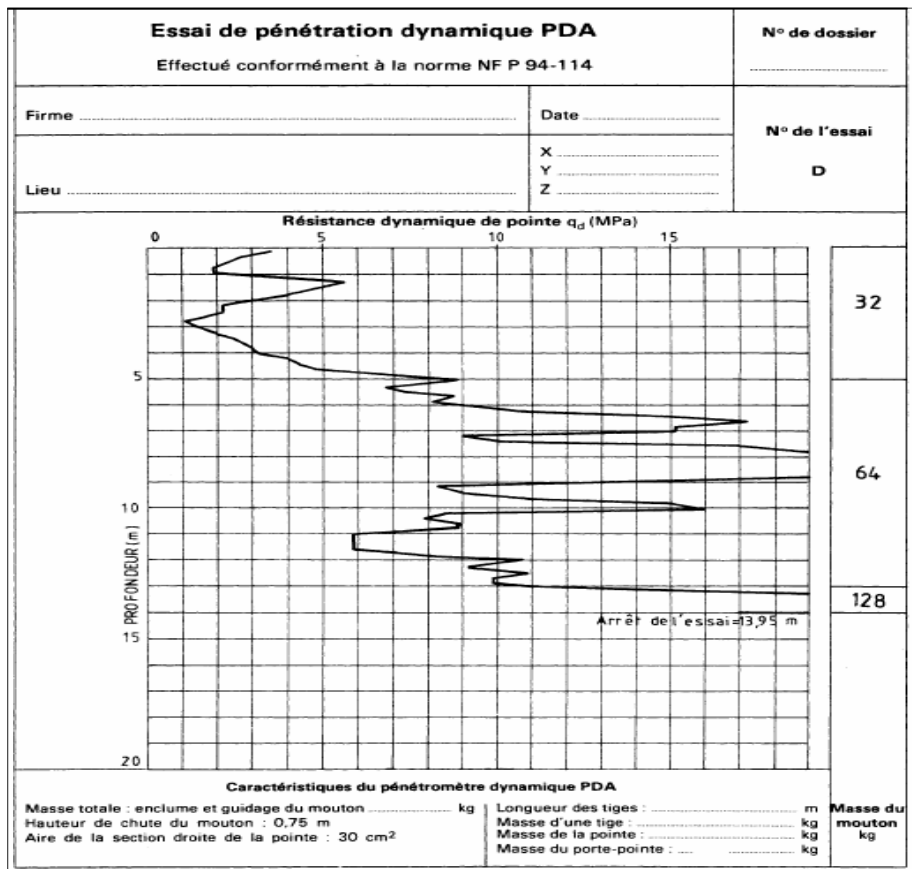
✓ La profondeur déterminée préalablement est atteinte,

✓ L'enfoncement sous 30 coups de mouton est inférieur ou égal à 10cm avec la masse de 128Kg

✓ Le rebond du mouton est supérieur à 5cm

- La perte totale de la boue d'injection est également un critère d'arrêt de l'essai qui peut cependant être poursuivi hors norme.

- **Courbe de l'essai de pénétration type A**



**Règles d'or :** ne jamais considérer comme porteuse une couche ou l'on a simplement constaté un accroissement brutal de la résistance de pointe si cette couche n'a pas été traversée sur plusieurs mètres.

### 3. Essai penetrometrique « type B »

#### 3.1 Introduction :

Le sondage au pénétromètre dynamique est un moyen de reconnaissance géotechnique qui teste le terrain en place et fournit en tant que tel une caractéristique du sol. Il consiste à déterminer le nombre de coups nécessaires pour enfoncer une pointe soumise par l'intermédiaire d'un train de tiges, à une énergie de battage.

Le sondage au pénétromètre dynamique permet d'apprécier d'une façon qualitative la résistance des terrains traversés, il est limité à une profondeur de 15m, parfois moins si le

frottement latéral se développe sur le train de tiges.

- A partir de ce nombre de coups, le sondage au pénétromètre dynamique permet d'apprécier entre autre :
  - ✓ La succession de différentes couches de terrain
  - ✓ L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies
  - ✓ La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue
- Ce type de sondage peut servir à orienter le choix des fondations mais ne permet pas d'évaluer les capacités portantes.

### 3.2 Domaine d'application

Le sondage réalisé au pénétromètre dynamique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm

### 3.3 Principe de l'essai

L'essai de pénétration dynamique consiste à :

- ✓ Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tige muni, en partie inférieure d'une pointe débordante,
- ✓ Noter le nombre de coups nécessaire ( $N_{d20}$ ),
- ✓ Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tiges

### 3.4 Appareillage et instruments de mesure

Le pénétromètre dynamique se compose d'un dispositif de battage et de guidage, d'un train de tige, d'une pointe, d'un système de détection des efforts parasites et d'un dispositif de mesure.

- Dispositif de battage
  - ✓ Le mouton : a une masse de 64Kg.
  - ✓ Enclume et guidage du mouton : l'enclume est en acier et solidaire du train de tiges, la masse totale de l'enclume et de l'élément de guidage du mouton n'excède pas 25kG
  - ✓ Système de relevage et de déclenchement de la chute : La hauteur de chute H de mouton est de 75 cm

Le mouton est libéré automatiquement avec une vitesse initiale nulle, il tombe librement à une cadence de 15 à 30 fois par minute.

- Tiges de battage

Les tiges sont en acier, elles sont pleines et identiques, elles sont assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement lié selon un axe rectiligne et continu.

- Pointe

La pointe est débordante, elle peut être soit perdue soit récupérable et fixée à la tige inférieure. Elle est adaptée au train de tiges de façon à ne subir ni déplacement latéral, ni inclinaison par rapport à l'axe de battage, ni être perdue avant la fin du sondage.

- Système de détection des efforts parasites

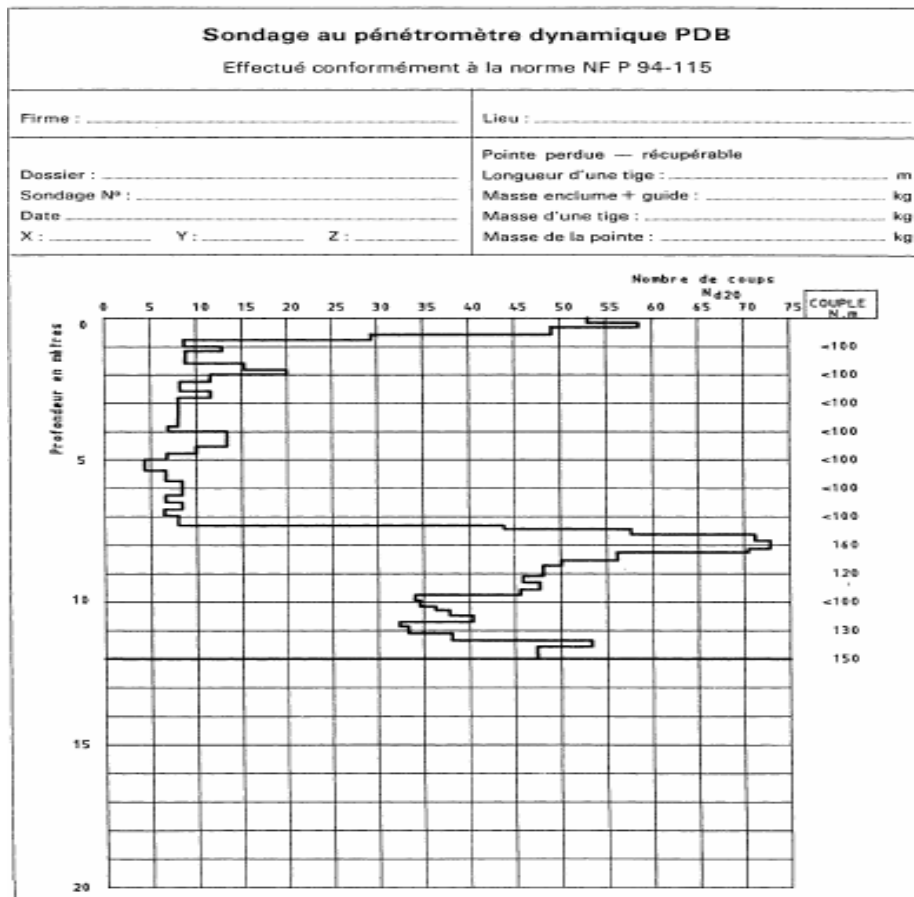
Il s'agit d'une clef dynamométrique graduée au minimum de 100 à 200 N.m avec un espacement maximal des graduations de 20 N.m

- Instrument de mesure : Il comporte au minimum :

- ✓ Un compteur de nombre de coups de mouton
- ✓ Un repérage de la profondeur Un contrôle visuel permanent est conseillé.

### **3.5 Exploitation des mesures :**

**Courbe de l'essai de pénétration type B** : elle est présentée ci-après :



### Estimation de la portance du sol

– La capacité portante admissible à partir de la mesure de résistance de pointe RP du pénétromètre dynamique est donnée par la règle de l’Herminier :  $q_{adm} = RP / 20$

Inconvénients : Bien que le diamètre de la pointe soit supérieur à celui de la tige, on élimine mal le frottement latéral, ce qui peut conduire à surestimer la qualité du terrain

### essai pénétration statique

#### 1. Introduction :

L’essai de pénétration statique :est un essai géotechnique réalisé en place en vue d’obtenir les paramètres de sol suivants :

- La résistance à la pénétration d’un cône normalisé ;

- Eventuellement le frottement latéral mobilisé sur un manchon cylindrique

A partir des paramètres mesurés ,l'essai de pénétration statique permet d'apprécier entre autres:

- La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature;
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies;
- Certain caractéristiques des sols traversés [14]



**Figure 9:** Le camion à pénétromètre **Figure 10:** Le camion à pénétromètre **Figure 11:** Pénétromètre Statique

## 2. Domaine d'application :

L'essai de pénétration statique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm.

## 3. Principe de l'essai :

- L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tige qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à vertical des cendant pour l'ensemble tiges et pointe conique;

- Train de tiges et système de guidage: Les tiges doivent être assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement liées selon un axe rectiligne et continu;
- La pointe: Placée à l'extrémité inférieure du train de tige, la pointe est constituée d'un cône et d'un corps de même axe que le train de tiges. Le corps de pointe qui sert de tube de garde au cône comporte éventuellement un manchon de frottement, placé alors, immédiatement au-dessus du cône, ainsi qu'un inclinomètre.

vitesse sensiblement constante sans choc, ni vibration, ni rotation, dans un même mouvement la pénétration de ce cône.

On peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au dessus du cône.

#### **4. Appareillage et instrument de mesure :**

a) Le pénétromètre statique se compose de l'appareillage suivant:

- Structure de réaction: Le dispositif qui permet de transmettre, au train de tiges, l'effort de fonçage;
- Système de fonçage : C'est l'appareillage qui permet d'enfoncer le train de tige à vitesse sensiblement constante sans choc, ni vibration, ni rotation, dans un même mouvement vertical des cendant pour l'ensemble tiges et pointe conique;
- Train de tiges et système de guidage: Les tiges doivent être assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement liées selon un axe rectiligne et continu;
- La pointe: Placée à l'extrémité inférieure du train de tige, la pointe est constituée d'un cône et d'un corps de même axe que le train de tiges. Le corps de pointe qui sert de tube de garde au cône comporte éventuellement un manchon de frottement, placé alors, immédiatement au-dessus du cône, ainsi qu'un inclinomètre.



**Figure 12:** Photos D'une Pointe Du Pénétrömètre Statique

b) Les appareils de mesure sont adaptés en fonction des informations à recueillir pour:

- La longueur de pénétration : la profondeur atteinte par le cône peut être différentes de la longueur de pénétration lorsque le train de tige a dévié par rapport à la verticale;
- La résistance à la pénétration du cône;
- Le frottement latéral local: la mesure
- se fait à partir d'un dispositif relié au manchon de frottement ;

L'inclinaison de la pointe: Un capteur in clinométrique éventuel solidaire du corps de pointe donne l' inclinaison de la pointe

### **essai pressiométrique**

#### **1. Objectif de l'essai :**

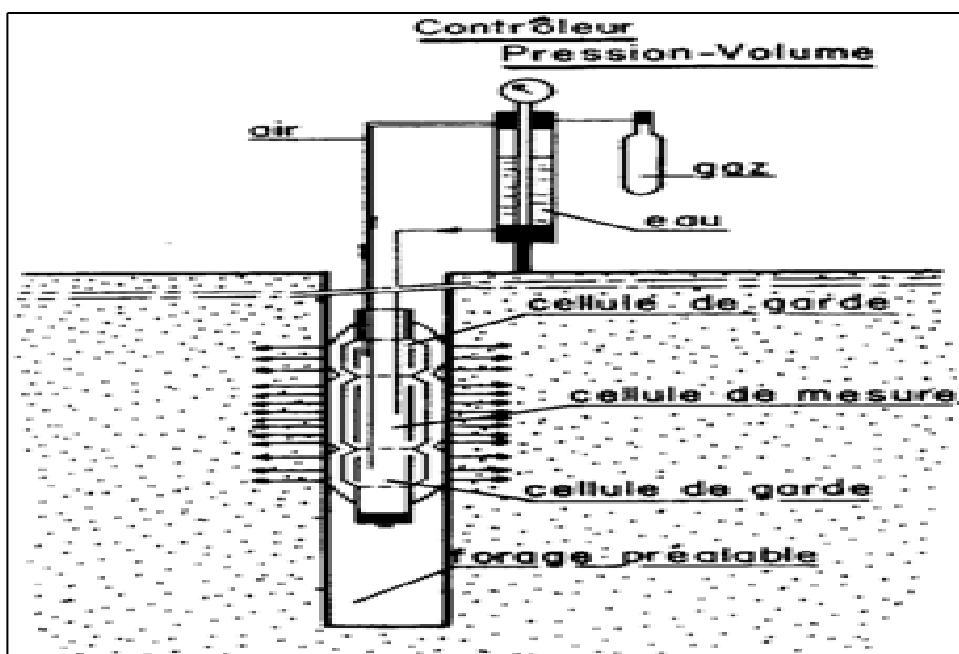
Ils 'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage. Cet essai fait l'objet de la norme française **NF P 94-110-1**.

Les informations recueillies grâce au forage ainsi que les caractéristiques mécaniques obtenues lors des essais permettent :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature;
- De définir l'aptitude des terrain sa recevoir certains types de constructions et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages;
- De dimensionner les fondations;
- D'évaluer les déplacements des structures en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

## 2. Principe de l'essai

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable (figure 1). Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol .L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol.



**figure 13 :** Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

L'exploitation des résultats permet de connaître deux caractéristiques pressiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

$p_l$  : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol);

EM: module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).

### 3. Appareillage

L'ensemble du matériel pressiométrique comprend :

#### A. Contrôleur pression-volume CPV

Il est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué



**Figure 14:** Contrôleur pression volume

#### B. sondes

Les plus utilisées sont les

sondes AX de 44 mm et BX de 58 mm. Elles comportent trois cellules fermées par un unique cylindre métallique revêtu dans sa partie centrale d'une membrane en caoutchouc. Le cylindre étant lui-même recouvert par une gaine. La division en trois cellules, deux cellules de garde

entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation cylindrique plane de cette dernière. On distingue les sondes à gaine souple, des sondes avec tubes fendus. La sonde avec tube fendues une sonde du type décrit précédemment, placée à l'abri d'un tube fendu longitudinalement selon six génératrices. L'usage du tube fendu ne doit pas être systématique mais réservé aux cas où les autres méthodes s'avèrent très difficiles à mettre en œuvre



**Figure 15:** Sonde Pressiométrique [15]

### C. Tubulures

Elles assurent les connections entre le CPV et les cellules de la sonde. L'une sert au passage de l'eau, l'autre sert au passage du gaz.

### 4. Déroulement de l'essai :

Le mode de mise en place de la sonde, est lié à la nature des sols, à leur état, à la présence ou non d'une nappe et des cendre la sonde dans un trou de forage réalisé préalablement de diamètre de tel que  $d_t < 1,15 d_s$  ( $d_s$ =diamètre extérieur maximal de la cellule centrale).

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée  $p$ .

La pression  $p$  mesurée à l'indicateur de pression est augmentée progressivement par paliers de pression de pas  $\Delta p$  constants. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant une durée et de 60 secondes. Le temps pour appliquer le pas de

pression  $\Delta p$  doit être inférieur à 10 secondes. Une fois l'essai terminé, le déchargement se fait sans palier.

Un essai d'expansion est conduit jusqu'à l'obtention de la pression limite. Si cette pression ne peut être atteinte, l'essai est considéré comme terminé s'il comporte un minimum de huit paliers et la pression de 5 MPa a été atteinte dans la cellule centrale de la sonde.

À chaque palier il faut noter la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde au moins aux temps  $t=15\text{ s}$  ;  $t=30\text{ s}$  ;  $t=60\text{ s}$ .

Deux sondages consécutifs ne doivent pas être réalisés à une distance inférieure à 0,75 m

❖ Les études tribales est les études en laboratoire ayant montré la faible capacité portante du sol sableux de la région d el-oued et la faible taux de cohésion entre ses grains, il devient nécessaire de rechercher des solutions pour augmenter sa capacité portant , ce qui nécessite de réaliser le processus de pression pour an ajoutant différents pourcentage de teneur en eau optimal expérience de Proctor sur un échantillon de sol.

# **Chapitre II**

**Recensement de la capacité  
portante du sol de région à travers  
les études de sol faites auparavant**

### **introduction :**

La capacité portante du sol est la pression de contact moyenne maximale entre la fondation et le sol, qui ne doit pas entraîner de cisaillement. Dans ce qui suit, nous passons en revue trois études pour trois zones différentes à SIDI OMRAN , la commune de -Ragiba (elarffeji) et la commune de Sidi Aoun, respectivement qui ont un facteur géographique commun qui est la zone de la vallée

### **la première étude:**

#### **1.introduction :**

le laboratoire GEOBAT a entrepris l'étude de sol du terrain sur le zone SIDI OMRAN EL-OUED dont il fournit les résultats de ces travaux sous forme de rapport de synthèse contenant des résultats de différentes analyses, une évaluation de la contrainte admissible du sol compatible avec des tassements acceptables

#### **2.Reconnaissance du site :**

Le terrain d'intervention se trouve dans la périphérie de la commune de SIDI OMRAN, de côté Sud/Est de la ville à proximité delac d'Ayata.La visite du site a montré que le projet est en cours déréalisations et implanté sur un terrain pratiquement plat dont aucune instabilité n'est à signaler.



**Figure 1:** Zone D'etude (Google Earthe)

### **3.Travaux effectués :**

La campagne d’investigation a porté essentiellement sur :

- un sondage carotté permet de connaître les formations du sous-sol à des profondeurs plus importantes
- une campagne des essais au laboratoire

Le croquis joint en annexe montre l’implantation des différents essais.

#### **- Lithologie**

Afin d’avoir une meilleure approche de la nature du sol du site étudié, nous avons exécuté un sondage carotté jusqu’à 7.5 m de profondeur permet de déterminer les différentes couches du terrain étudié, ainsi d’extraire des échantillons de sol intacts. Ces échantillons sont soumis aux essais de laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques des sols en place.

La description visuelle des échantillons prélevés du sondage nous a permis d'établir la coupe lithologique suivante :

**Sondage SC01 :**

0.00 – 1.00 m : sable remblais

1.00 – 2.00 m : sable peu argileux beige à brunâtre, graveleux par endroit

2.00 – 7.00 m : sable peu limoneux jaunâtre à beige avec des concrétions Carbonatées, trace de graviers.

Le sous-sol est composé de haut en bas comme suit : On trouve en surface une couche de couverture de remblais reposent sur le sable peu argileux beige à brunâtre, graveleux par endroit jusqu'à 2.0 m de profondeur. Au-dessous, on a sable peu limoneux jaunâtre à beige avec des concrétions carbonatées, trace de graviers.

**4.Essais de laboratoire:**

Les échantillons prélevés du sondage ont été soumis aux essais de laboratoire à savoir :

Des essais d'identification physiques, Détermination des paramètres mécaniques et chimiques ; Ces essais ont pour but de compléter et de confirmer l'identification du sol effectuée sur site.

**4.1 Densité sèche :**

Les valeurs de la densité sèche remaniée du sol en place se tiennent dans une

fourchette comprises entre 1.41 t/m<sup>3</sup> à 1.50t/m<sup>3</sup>.

**4.2 Granulométrie:**

L'analyse granulométrique est la recherche de la distribution en poids des particules

solides d'un sol suivant leurs dimensions, effectuée par tamisage.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme

d'une courbe granulométrique ayant en ordonnées les tamis cumulé et en abscisses les diamètres équivalents.

Les échantillons testés présentent des particules fines associées à des éléments grenus.

Les particules fines ont un diamètre inférieur à 0.08mm sable fin, limon et argile sont de 60 et 80%. Les gros sables sont présents de 20 et 40%.

#### **4.3. Bleu de Méthylène :**

L'argilosité de la fraction fine est déterminée par l'essai au bleu de méthylène, les résultats des échantillons testés sont de 0.14 à 0.22 %. Ce qui correspond à des sols sablo-limoneux

#### **4.4. Caractéristiques mécaniques de cisaillement :**

Par caractéristiques mécaniques de cisaillement, on entend la cohésion non drainée et l'angle de frottement interne non drainée. Ces deux paramètres sont déterminés par l'essai de cisaillement direct avec la boîte de casa grande.

Deux échantillons ont été soumis à l'essai de cisaillement rectiligne de type consolidé drainé (CD). Deux paramètres ont été déterminés :

- Cohésion non drainée :  $C' = 0.13$  et  $0.18$  bar
- Angle de frottement :  $\phi' = 23.22$  et  $28.88^\circ$

#### **4.5. Essais de compressibilité a l'odomètre :**

Les essais de compressibilité ont été réalisés sur des pastilles de la même nature du sol, préalablement saturées et soumis aux paliers successifs de chargement. Ils ont pour but de

déterminer la pression de consolidation, le coefficient de tassement et le coefficient de gonflement.

Les valeurs des trois paramètres obtenus sont comme suit :

**Tableau 1** : résultat de essai a l'odomètre

Sondage N°	Prof. (m)	P <sub>c</sub> (bars)	C <sub>c</sub> (%)	C <sub>g</sub> (%)
<b>01</b>	<b>1.50/2.00</b>	<b>1.03</b>	<b>19.27</b>	<b>2.64</b>
	<b>3.00/3.50</b>	<b>0.96</b>	<b>22.59</b>	<b>2.80</b>

L'examen des résultats démontrent un sol surconsolidé, moyennement compressible. Pour ce qui est du gonflement, le sol est non gonflant.

#### 4.6. Analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques des formations rencontrées, donnent les valeurs suivantes :

**Tableau 2** : résultat Analyses chimiques

Sondage	prof (m)	Sulfates SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Carbonates CaCO <sub>3</sub>	Matières organiques
<b>01</b>	<b>1.50/2.00</b>	<b>0.75</b>	<b>8.90</b>	<b>0.97</b>
	<b>3.50/3.60</b>	<b>2.08</b>	<b>36.60</b>	<b>1.14</b>

les teneurs en sulfates confèrent au sol une agressivité forte selon la NF P 18. 011 du 06/92. Pour ce qui est des matières organiques, les sols ne sont pas organiques.

## 5. Fondations :

### 5.1. Evaluation de la capacité portante à partir des paramètres mécaniques :

$$q_u = 0.5 S\gamma_1 \gamma_2 .B . N\gamma + Sq\gamma_1 .D.Nq + Sc .C .Nc \quad (\text{TERZAGHI})$$

La capacité portante admissible est donnée comme suit :

$$Q_{adm} = \gamma_1 .D + (q_u - \gamma_1 .D) / F$$

En substituant les valeurs à la relation nous avons abouti à une note de calculs suivante :

#### 1 - semelles isolée

- largeur de la semelle : B = 1.50m
- longueur de la semelle : L = 1.50m

**Tableau 3** : Caractéristiques géotechniques de la couche

Sondage	Profondeur (m)	Angle de frottement $\phi'$ (°)	Cohesion C' (bar)
1	0.00 – 2.00	23.22	0.18
	2.00 – 7.00	28.88	0.13

**Tableau 4** : Résultats 1 de calcul de la portance

Sondage	encastrement (m)	$N\gamma$	$Nq$	$Nc$	$Q_{adm}(\text{bars})$
1	1.50	7.73	8.85	18.31	1.94

#### 2 - semelles filante

- largeur de la semelle : B = 1.20m

- longueur de la semelle :  $L > 5 \times B$

**Tableau 5** : résultats 2 de calcul de la portance

Sondage	encastrement (m)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$Q_{adm}(\text{bars})$
1	1.50	7.73	8.85	18.31	1.61

**Résultats de calcul de la portance :**

**5.2. évaluations de Tassement de fondation:**

Le tassement sera évalué à partir des résultats des essais de compressibilité. Il sera calculé suivant la formule de Terzaghi :

$$\Delta h = h_0 [ \Delta e / (1 + e_0) ]$$

$$\Delta e = C_g \log (\sigma_c / \sigma_0) + C_c \log (\sigma_0 + \Delta \sigma / \sigma_c)$$

$\Delta h$  : tassement total

$h_0$  : épaisseur de la couche considérée

$e_0$  : indice des vides initial

$\Delta e$  : variation d'indice des vides =  $e_f - e_0$

Le tassement total a pour valeur la somme des tassements partiels de toutes les couches.

1- Le tassement sera calculé sous une fondation superficielle type semelle isolée de dimensions  $B = L = 1.5\text{m}$  encastree à  $D = 1.50\text{m}$  de profondeur et recevant une charge de  $q = 1.0$  bars

**Tableau 6** : Caractéristiques géotechniques de la couche

Profondeur (m)	eo	Pc (bars)	Cc (%)
0 _ 2	0,496	1,03	19,27
2 _ 7	0,709	0,96	22,59

**Tableau 7** : récapitulatif des résultats de calcul de tassement

Prof (m)	Cc (%)	eo+1	Pc (bars)	$\sigma_0$ (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	Iz	$\Delta H$ (cm)
1,5 _ 2	19,27	1,485	1,05	0,96	0,17	0,96	1,408
2 _ 3,6	22,59	1,692	0,92	0,449	0,24	0,449	1,444
3,6 _ 5,3	22,59	1,689	0,98	0,108	0,3	0,108	0,424
5,3 _ 7	22,59	1,687	1,03	0,045	0,34	0,045	0,169

**TASSEMENT TOTAL = 3.44cm**

2 / Le tassement sera calculé sous une semelle filante de dimensions B = 1.2 m et L >5x B encastrée à 1.50 m de profondeur, et recevant une charge de q = 1.0 bars.

**Tableau 8** : récapitulatif des résultats de calcul de tassement

Prof (m)	Cc (%)	eo+1	Pc (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	Iz	$\Delta H$ (cm)
1,5 _ 2	19,27	1,485	1,05	0,977	0,17	0,977	1,452
2 _ 3,6	22,59	1,692	0,92	0,477	0,24	0,477	1,496
3,6 _ 5,3	22,59	1,689	0,98	0,239	0,3	0,239	0,794
5,3 _ 7	22,59	1,687	1,03	0,166	0,34	0,166	0,533

**TASSEMENT TOTAL = 4.27 cm**

**Notations utilisées:**

Cc = Coefficient de compressibilité déterminé à partir de l'essai oedométrique.

eo = Indice des vides initiaux (avant application de la surcharge).

Pc = Pression de consolidation du sol.

$\sigma_s$  = Accroissement de contrainte dans le sol induit par la superstructure.

$\sigma_0$  = Contrainte initiale dans le sol, due au poids des terres.

Iz = Facteur d'influence déterminé à mi-hauteur de la couche.

$\Delta H$  = Tassement élémentaire d'une tranche de sol de faible épaisseur.

## 6. Conclusion et recommandation:

Le terrain réservé à la construction 60 logements sociaux à SIDI OMRAN EL-OUED; est situé dans la périphérie de la commune de la commune de SIDI OMRAN, de côté Sud/Est de la ville à proximité de lac d'Ayata. La visite du site a montré que le projet est en cours de réalisations et implanté sur un terrain pratiquement plat dont aucune instabilité n'est à signaler.

La lithologie locale n'est pas loin de la géologie régionale .On trouve en surface une couche de couverture de remblais reposent sur le sable peu argileux beige à brunâtre, graveleux par endroit jusqu'à 2.0 m de profondeur. Au-dessous, on a sable peu limoneux jaunâtre à beige avec des concrétions carbonatées, trace de graviers.

On tient à signaler que après l'ouverture d'une fouille à l'aide d'engins mécaniques classique la présence de l'eau souterraine se situait à partir de 4.0m de profondeur.

Les sols en place indiquent des particules fines associées à des éléments grenues. Pour ce qui l'essai au bleu de méthylène, les échantillons testés est sablo-limoneux

Les sols en place sont suçons soldés et moyennement compressibles. Pour ce qui est du gonflement, le sol est non gonflant

Les teneurs en sulfates confèrent au sol une agressivité forte. Pour ce qui est des matières organiques, les sols ne sont pas organiques.

A la base des informations asservies par les essais in situ et les analyses de laboratoire, nous pouvons vous recommander ce qui suit:

- l'emploi de fondations superficielles.
- le taux de travail à adopter pour le calcul d'infrastructure est de  $Q_a = 1.0$  bars

- l'encastrement de la fondation se fera à partir de **1.50m** de profondeur.
- ne pas laisser les fouilles trop ouvertes car les parois de celles-ci ne sont stables

Qu'à court terme (présence de sable peu limoneux et de graviers)

- Selon le RPA, ce site est classé dans la catégorie S<sub>3</sub>(Site meuble).
- Selon RPA 99 Version 2003, la région d'Oued est classée dans la zone de sismicité négligeable 0.
- Les sols de fondations présentent une agressivité forte vis à vis des sulfates selon la NF P 18-011 du 06/92. A cet effet, il y a lieu d'utiliser un ciment adapté type CRS (ciment résistant aux sulfates) plus une protection supplémentaire (enduits, peintures)

Enfin, nous resterons à la disposition du client pour de plus amples éclaircissements qu'il jugerait nécessaires. [3]

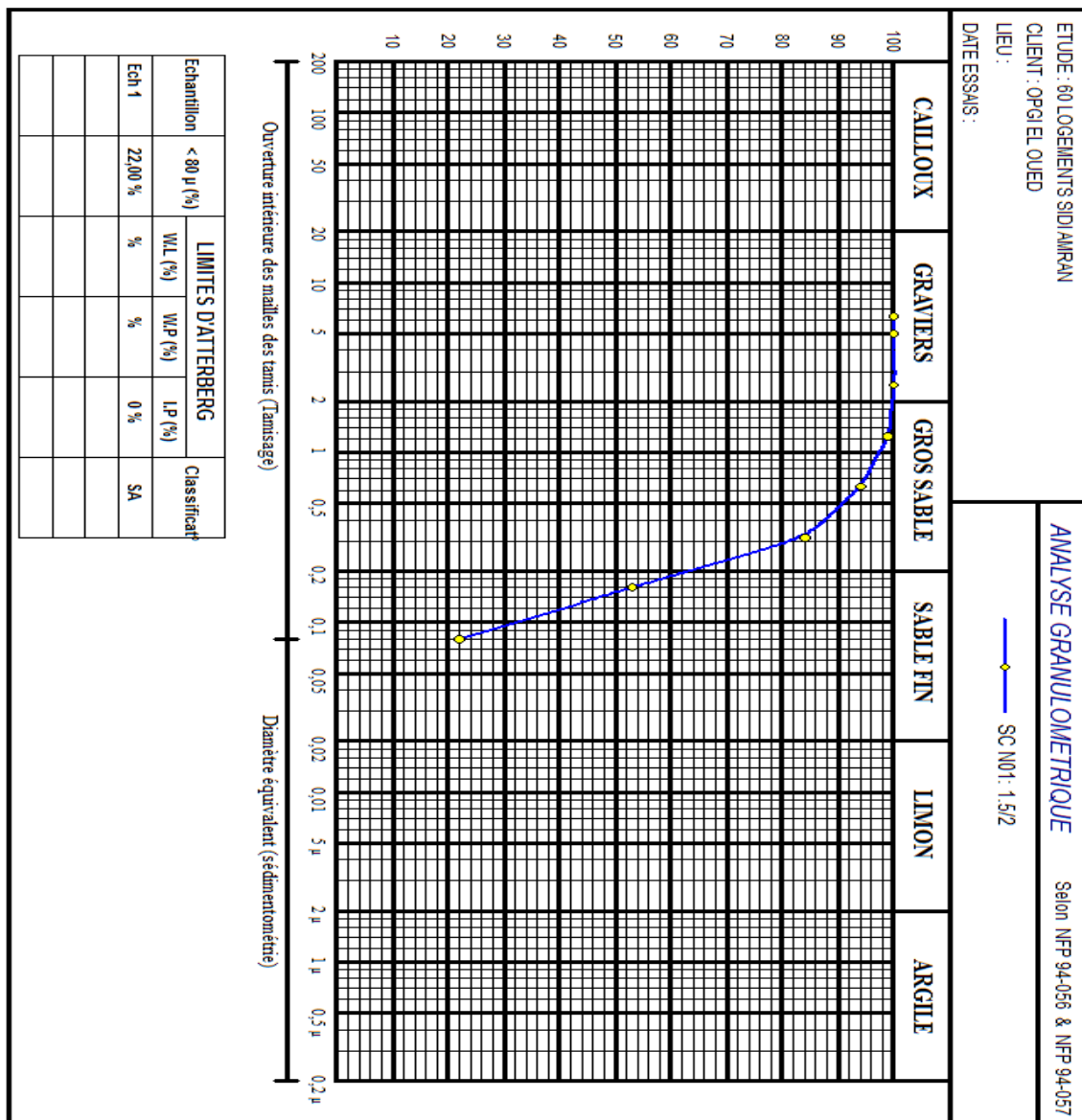
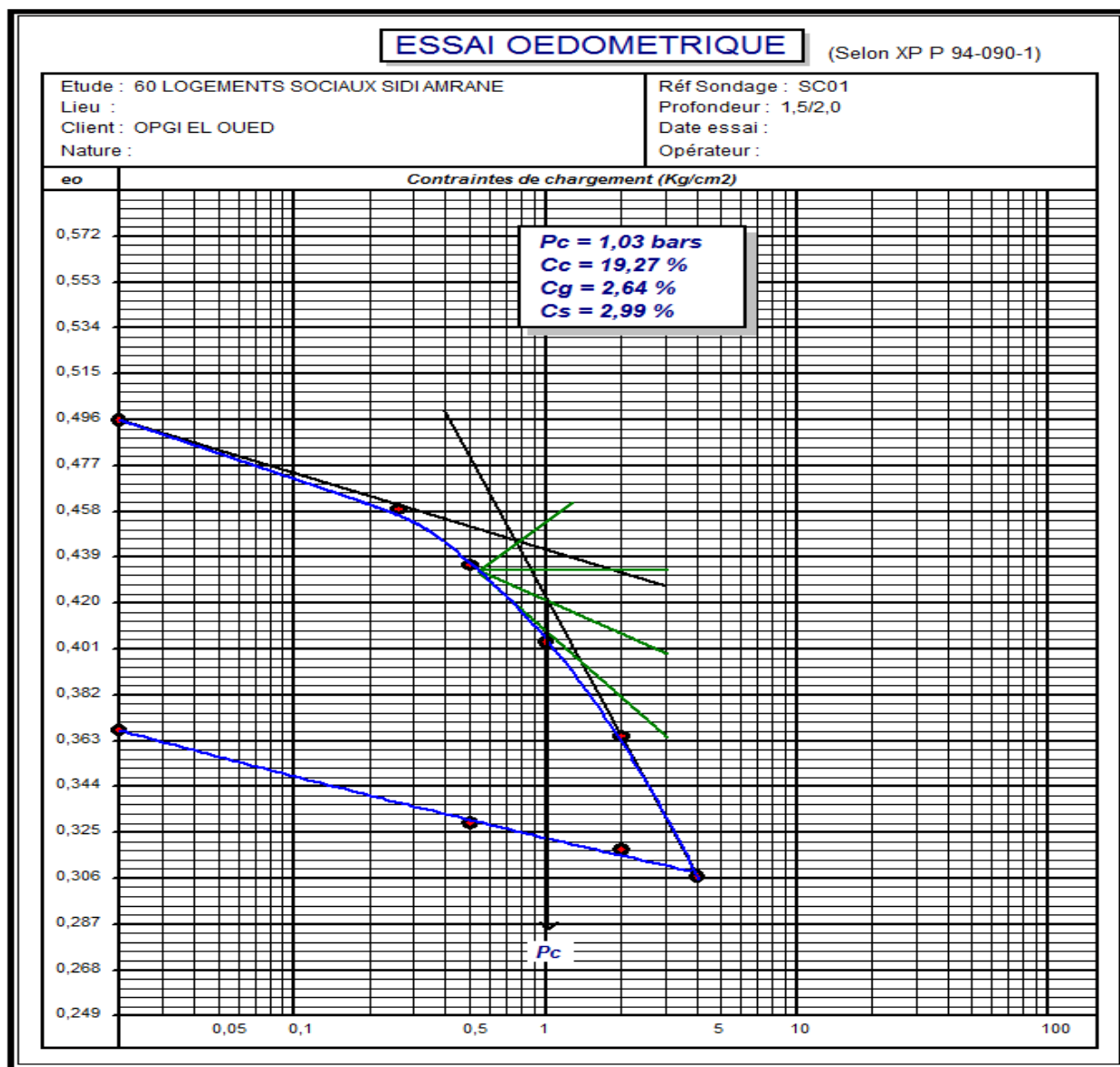
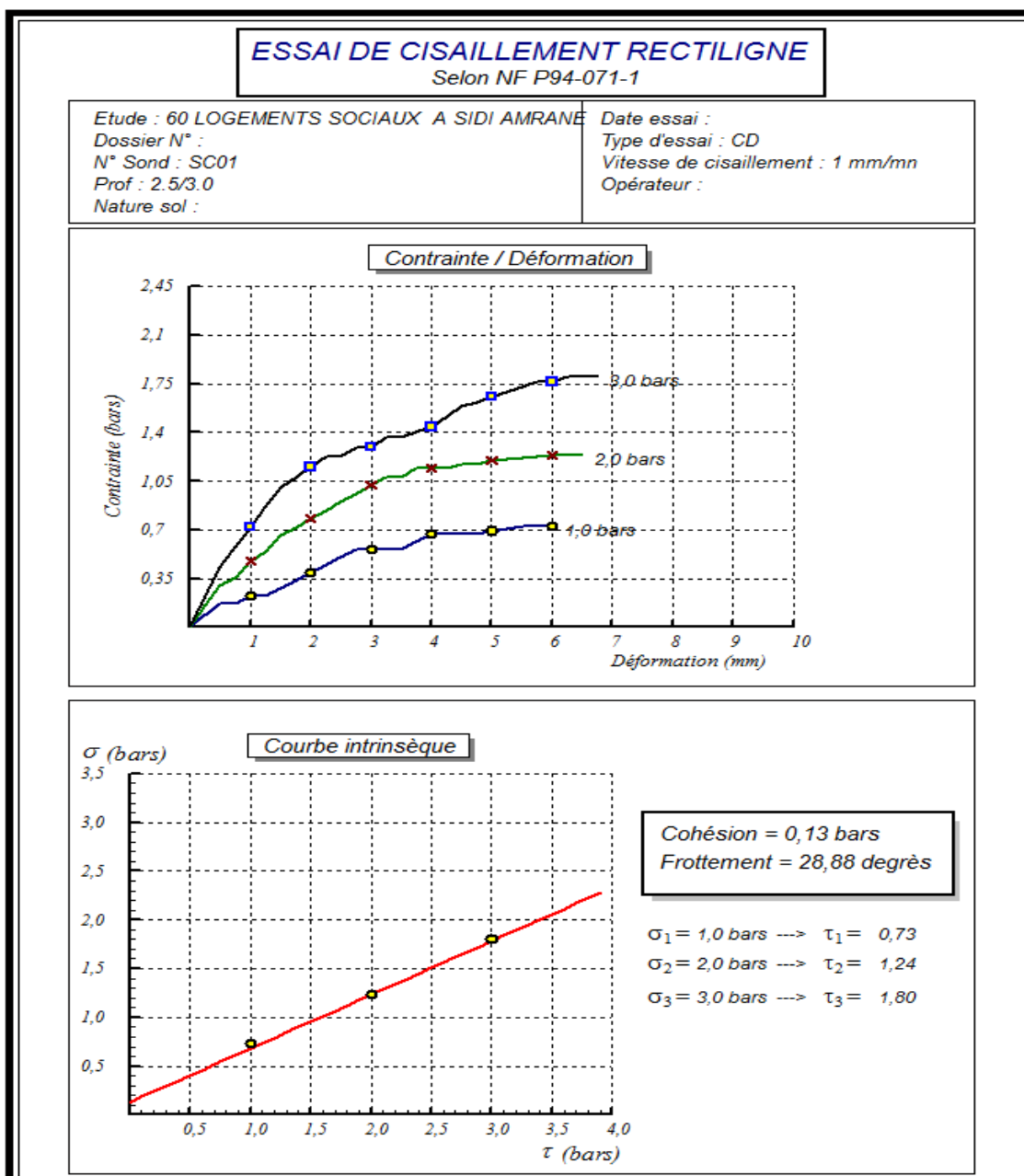


Figure 2: Analyse Granulométrique



**Figure 3 : Analyse Oedometrique**



**Figure 4 :** Essai Cisaillement Rectiligne

---

## deuxième étude

### 1. Introduction :

Le BET Earl grand sud des études - contrôle construction & route de projet Étude géotechnique du sol :réalisation deux classes et deux laboratoires a école Mohamed Boudiaf Al-Raguiba (elarffeji)

### 2. But de l'étude de sol :

Le but de l'étude de sol est de fournir des paramètres géotechniques aussi précis que possible qui sont les suivants:

- la position dans l'espace de diverse formation constituant lésons-sol.
- la nature et les paramètres géotechniques des différentes couches du sol.
- l'identification géologique et physico- mécanique du sol soumis au champ de contraintes engendrées par la construction à l'intérieur du périmètre géotechnique de protection.
- la détermination du niveau de la nappe phréatiques 'ilyalieu.
- la détermination du taux de portance de la couche choisie comme assise des fondations ,du niveau d'ancrage ,du type de fondation.

### 3. Visite et enquête de l'état des lieux :

Le terrain réservé pour la construction de l'ouvrage se trouve Au sud a la commun Ragiba .

Le terrain est pratiquement plat. Il est de nature sable.

### 4. Programme de reconnaissance du sol adapte au sol adapte au site et au projet :

Notre intervention sur site a comporté l'exécution des 3 essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus. Ces essais peuvent nous révéler l'épaisseur des différentes couches de sol, les poches ou cavités, les remblais récents et lâches, les couches rocheuses etc. Ils nous permettent, aussi, d'estimer la capacité portante du sol.

Nous avons aussi réalisé un sondage sous forme de puis, pour connaître la nature exacte des sous-couches du terrain et faire des prélèvements d'échantillons pour examens et analyses au laboratoire.

### **5. Résultats des sondage sin-situ :**

Le puis de reconnaissance nous a révélé que le sol est constitué d'une couche de sable. La nappe phréatique n' a pas apparue lors du creusement du puits.

Le refus a été atteint entre les profondeurs 3.60 m et 3.90 m poudres résistances dynamique  $R_d > 400$  bars avec les deux classes 15/15.

Le refus a été atteint entre les profondeurs 2.90 m et 3.40 m poudres résistances dynamique  $R_d > 400$  bars avec deux laboratoires 9/21.

Les schéma des les coupes géologique du sol est donné en annexe du présent de rapport

### **6. Interprétation des essai de laboratoires :**

Les analyses granulométriques des sables nous montrent qu'on est en présence d'un matériau à granulométrie étalée et continue.

Les fractions des éléments à diamètre intérieur à 2mm à 8.80%. Tandis que les éléments inférieurs à 0.08 mm à 92.20 % pour les classes et même laboratoires

Les teneurs en eau naturelle de sol de fondation est intérieure à 2.1% .Le taux de sulfates du sol varie de à 2.8 et 3.5 %.

Les sols de fondation est donc agressif au béton.

**7. Estimation des contraintes admissibles du sol :**

Pour le calcul des contraintes admissibles du sol à différentes profondeurs, on prend les cas les plus défavorables des résultats d'essais de pénétration dynamique en appliquant la formule suivante :  $Q_{adm} = R_d / 40$

**Tableau 9 : des deux classes 15/15**

Prof(m)	N° de point	R <sub>d</sub> (bar)	intis admissibles du sol(bar)
1	P01	8	52
	P02	11	71.5
	P03	10	65
2	P01	24	132
	P02	35	192.5
	P03	30	165
3	P01	45	247.5
	P02	49	269.5
	P03	49	269.5
3.5	P01	70	385
	P02	70	385
	P03	70	385
3.6	P01	64	352
	P02	97	533.5
	P03	90	495
3.9	P01	94	517

**Tableau 10** : des deux Laboratoires21/9

Prof (m)	N° de point	R <sub>d</sub> (bar)	Contraintes admissibles du sol(bar)
1	P01	21	136.5
	P02	22	143
	P03	22	143
2	P01	30	165
	P02	33	181.5
	P03	33	181.5
3	P01	100	550
	P02	50	275
	P03	78	429
3.4	P02	99	544.5

### 8. Mode de fondation de l'ouvrage :

Pour les fondations, nous préconisons d'adopter des semelles isolée ancrée à **1.9** m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturelle existant, où le taux de travail du sol sera pris égal à **1,65** bars. Pour les deux classes 15/15.

Pour les fondations, nous préconisons d'adopter des semelles isolées Ancrée à 0.3m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturelle Existante, où le taux de travail du sol sera pris égal à 1.30 bars. Pour deux laboratoires 9/21.

### 9. Conclusion :

En résumé Le terrain retenu pour la réalisation d'un projet Étude géotechnique du sol : réalisation des 02 classes et 02 laboratoires dans le écoule Mohamed Boudiaf al-riguiba ,est de nature sable. [ 4 ]

Le sous-sol de fondation est formé d'une sable . Pour les fondations, nous préconisons d'adopter des semelles isolées ancrées comme indiquée au deux tableaux des sus.

Le sol est agressif, il faut donc utiliser du ciment résistant aux sulfates (HTS ou CRS) pour la confection du béton des fondations.

### PARAMETRES GEOTECHNIQUES

#### Puits de reconnaissance:

**Tableau 11** : résultat de essai prof(1.9m)

PRO F (m)	<2 mm %	<0.08 mm %	Teneur en eau %	Sulfates %	Carbonates %	Insolubles %	classification
1.90	8.80	92.20	2.1	1,40	5.70	91,80	sable

**Tableau 12** : résultat de essai prof(0.3m)

PRO F (m)	<2 mm %	<0.08 mm %	Teneur en eau %	Sulfates %	Carbonates %	Insolubles %	classification
0.30	8.80	92.20	2.1	1,40	5.70	91,80	sable

---

## **la troisième étude :**

### **1.Introduction :**

Le BET Sarl grand sud des études - contrôle construction & route de projet Étude géotechnique du sol :Réalisation de trois salles de classe à l'école de lajdal Ali Shaaban de commune Sidi Aoun.

### **2. But de l'étude de sol :**

Le but de l'étude de sol est de fournir des paramètres géotechniques aussi précis que possible qui sont les suivants:

- la position dans l'espace de diverse formation constituant le sous-sol,
- la nature et les paramètres géotechniques des différentes couches du sol,
- l'identification géologique et physico- mécanique du sol soumis au champ de contraintes engendrées par la construction à l'intérieur du périmètre géotechnique de protection,
- la détermination du niveau de la nappe phréatiques 'ilya lieu.
- la détermination du taux de portance de la couche choisie comme assise des fondations ,du niveau d'ancrage ,du type de fondation.

### **3. Visite et enquête de l'état des lieux :**

Le terrain réservé pour la construction de l'ouvrage se trouve à cite Aljadidat nord a la commun SIDI AOUN.

Le terrain est pratiquement plat. Il est de nature sable gypseuse. (Voir croquis en annexe).

### **4.Programme de reconnaissance du sol adapte au sol adapte au site et au projet :**

Notre intervention sur site a comporté l'exécution de 4 essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus. Ces essais peuvent nous révéler l'épaisseur des différentes couches de sol, les

poches ou cavités, les remblais récents et lâches, les couches rocheuses etc. Ils nous permettent, aussi, d'estimer la capacité portante du sol.

Nous avons aussi réalisé un sondage sous forme de puis, pour connaître la nature exacte des sous-couches du terrain et faire des prélèvements d'échantillons pour examen set analyses au laboratoire.

### **5. Résultats des sondage sin-situ :**

Le puis de reconnaissance nous a révélé que le sol est constitué d'une couche de sable de dune à défirrent profondeur. La nappe phréatique n'appas apparue lors du creusement du puits.

Le refus a été atteint entre les profondeurs 1.10 m et 1.70 m pour des résistances dynamique Rd >400 bars.

Le schéma de la coupe géologique du sol est donné en annexe du présent de rapport

### **6 . Interprétation des essai de laboratoires :**

Les analyses granulométriques des sables nous montrent qu'on est en présence d'un matériau à granulométrie étalée et continue.

La fraction des éléments à diamètre inférieur à 2mm varient entre 80 à 100%. Tandis que les éléments inférieurs à 0.08 mm varient de 6.9% à 8.3%.

Lateneureneanaturelledesoldefondationestinférieureà3.8%.Letauxdesulfates du sol varie de 0.20 % à 2.40 %.

Le sol de fondation est donc agressif au béton.

### 7. Estimation des contraintes admissibles du sol :

Pour le calcul des contraintes admissibles du sol à différentes profondeurs ,on prend les cas les plus défavorables des résultats d'essais de pénétration dynamique en appliquant la formule suivante : $Q_{adm} = R_d / 40$

**Tableau 13** : résultat de essai prof(0.4m)

Prof(m)	N° de point	R <sub>d</sub> (bar)	Contraintes admissibles du sol(bar)
0.4	P01	104	2.60
	P02	97.5	2.44
	P03	71.5	1.79
	P04	110.5	2.76

### 8. Mode de fondation de l'ouvrage :

Pour les fondations, nous préconisons d'adopter des semelles isolées ancrée à 0.5 m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturelle existant, où le taux de travail du sol serapris égal à 1,79 bars.

### 9. Conclusion :

En résumé Le terrain retenu pour la réalisation d'un projet Étude géotechnique du sol : Réalisation de trois salles de classe à l'école delajdal Ali Shaaban de commune Sidi Aoun ,est de nature sable Ussé.

Le sous-solde fondation est formé d'une seule couche de sableuse.

Pour les fondations, nous préconisons d'adopter des semelles isolées ancrées comme indiquée au tableau dessus.

Le sol est agressif, il faut donc utiliser du ciment résistant aux sulfates (HTS ou CRS) pour la confection du béton des fondations [ 4 ]

### Paramètres géotechniques

**Puits de reconnaissance:**

**Tableau 14 :** classification de sol

PROF (m)	<2 mm %	<0.08 mm %	Teneur en eau %	Sulfates %	Carbonates %	Insolubles %	classification
0.20	100	8.3	0.80	0,20	5,6	93,5	SABLE DE DUNE
1.50	80.0	6.7	3.8	2,40	6,8	90,2	Sable peu gypseux

### quatrième étude :

#### 1. introduction :

la Sarl nizolab contrôle, a procédé à l'étude de sol du terrain réservé pour le projet de réalisation trois salles de classe à l'école primaire "khamida el mouldi" à la cité sidi mastour commune el-oued.

#### 2. but de l'étude de sol :

Le but de l'étude de sol est de fournir les paramètres géotechniques aussi précis que possible qui sont les suivant :

- la position dans l'espace des diverses formations constituant le sous-sol.

- la nature et les paramètres géotechniques des différentes couches du sol.
- l'identification géologique et physico-mécanique du sol soumis au champ de contraintes engendrées par la construction à l'intérieur du périmètre géotechnique de protection.
- la détermination du niveau de la nappe phréatique s'il y a lieu.
- la détermination du taux de portance de la couche choisie comme assise des fondations, du niveau d'ancrage, du type de fondation.

### **3. visite et enquête de l'état des lieux :**

le terrain réservé pour la construction de l'ouvrage se trouve dans l'école primaire "khamida el mouldi" à la cité sidi mastour commune el-oued , le sol est immergé avec l'eau.il est de nature sableuse.

### **4. programme de reconnaissance du sol adapte au site et au projet :**

vu la nature du sol et vu le type de l'ouvrage à construire, notre intervention

sur site a comporté l'exécution de 03 essais de pénétration dynamique pousses jusqu'ou refus, ces essais peuvent nous révéler l'épaisseur des différentes couches rocheuses etc. ils nous permettent, aussi, d'estimer la capacité portant du sol.

nous avons aussi réalisé un sondage sous forme de puits, pour connaître la nature exacte des sous-couches du terrain et faire des prélèvements d'échantillons pour examens et analyses en laboratoire.

### **5. Résultats des sondages in-situ :**

Le puit de reconnaissance nous a révélé que le sol est constitué d'une seule couche de sable de dune à différent profondeur.

La nappe phréatique est de -1.50 m par rapport le niveau du terrain naturel.

Le refus a été atteint entre les profondeurs 3.90 m à 4.00 m pour des résistances dynamique  $R_d > 350$  bars.

Le schéma de la coupe géologique du sol est donné en annexe du présent de rapport.

---

## 6. Interprétation des essais de laboratoire :

Les analyses granulométrique des matériaux nous montrent qu'on est en présence d'un matériau à granulométrie étalée et continue.

La fraction des éléments à diamètre inférieur à 2 mm est de 100 % tandis que les éléments inférieurs à 0.08 mm est 07.3 % L'équivalent de sable est de 42.3 %.

Le taux de sulfates est de 3.86 % et sa teneur en carbonates est de 11.9 % Le sol Le sol de fondation est saturé.

## 7. estimation des contraintes admissibles du sol :

### essais de pénétration dynamique

Notre intervention sur site a comporté l'exécution de trois (03) essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus. Ces essais de type léger réalisé conformément à la norme NF P 94-114, il consiste à battre un train de tiges muni d'une pointe débordant à son extrémité, et à compter le nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe dans le sol. La formule des hollandais permet de calculer la résistance de pointe correspondant à la rupture du sol. Il permet de :

- Donner une idée sur le degré d'homogénéité du sous-sol en détectant les éventuelles anomalies
- Donner le niveau précis du première horizon dur s'il existe. .
- Donner le niveau approximatif d'ancrage des fondations.
- Estimer la contrainte admissible à différentes profondeurs.

Les contraintes admissible du sol à partir des essais pénétrométriques sont calculées d'après la fameuse formule des hollandais :

En comparant les trois études, on constate qu'il manque aux deux études suivantes le numéro et la date de l'étude, qui peut être considérée comme l'un des piliers techniques, ainsi que leur absence d'énumération et d'explication des expériences qui nous ont conduit aux conclusions des résultats et l'absence de mention des risques potentiels pour les fondations et les bâtiments résultant de l'agressivité des sols et de la montée des eaux qu'il convient de mentionner selon les normes et classifications admises En construction et ainsi on peut considérer la première

étude comme étant les plus complètes et les plus précises dans les détails techniques et pratiques par rapport aux deuxième et troisième études, qui se plaignent de lacunes impressionnantes dans les bases alors que toutes maintiennent l'intégrité des valeurs et des comptes. [ 7 ]

# **chapitre III**

**Introduction du paramètre  
de la teneur en eau dans la  
capacité portante par des  
expérience**

**partie théorique****1. Introduction :**

En géotechnique la capacité portant du sol est définie comme la capacité du sol à supporter les charges appliquées au sol. La capacité portante du sol est la pression de contact moyenne maximale entre la fondation et le sol qui ne doit pas entraîner de cisaillement dans le sol, de nombreux facteurs affectent négativement ou positivement la capacité portante, notamment la teneur en eau qui peut être utilisée dans le processus de compactage pour éliminer les vides et atteindre la capacité portant maximale possible. [12]

**2. La compactage :****2.1 Définition :**

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charge, vibration, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les plates-formes et remblais routiers, les digues des barrages en terre et les pistes d'atterrissage. Le compactage se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial ; par conséquent la teneur en eau ( $w$ ) du sol ne sera donc pas modifiée. Le poids volumique du sol ( $\gamma_h$ ), et le poids volumique sec ( $\gamma_d$ ) seront alors augmenté

$[\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}]$ . Ce paramètre ( $\gamma_d$ ) doit être suivi comme conséquence de l'opération de

compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec.

Tout sol est caractérisé par un poids volumique naturel  $\gamma_h$  et par une teneur en eau  $w$ , donc, par un poids volumique sec  $\gamma_d$ , calculé au moyen de la formule

$[\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w_s}]$  il suffit de considérer qu'il s'agit du poids volumique ( $\gamma_d$ ) qui caractériserait le

sol s'il était sec.



**Figure 1:** Le compacteur

## 2.2 Objectifs du compactage :

L'Objectifs du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes, standards, et cahiers des prescriptions spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux. Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants. Elle consiste également à supprimer les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées. A diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Et en l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé. Durant la phase d'exploitation de la route, afin d'assurer une qualité de service satisfaisante sans entretien prohibitif. Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées du trafic et des conditions météorologiques. Pour les remblais, le tassement doit rester faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle. Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai donnée. Les ouvrages se classent donc dans l'ordre des

degrés de liberté décroissants, en matière d'emprunts, ce qui, rejailit sur les techniques de traitement.

### **2.3 Théorie de compactage :**

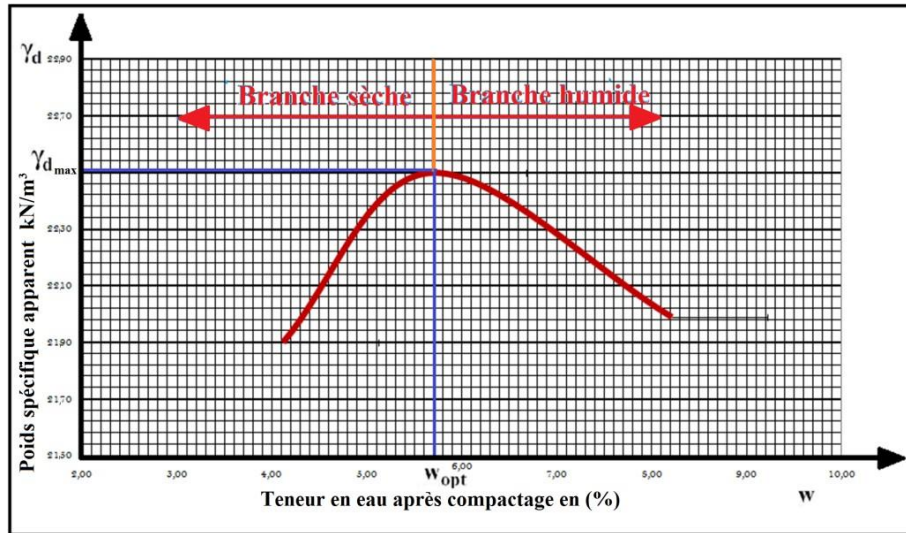
L'ingénieur américain Proctor (1933), qui a mis au point l'essai de compactage a montré que le compactage dépend spécialement des paramètres suivants : la teneur en eau et le poids volumique, l'énergie de compactage, et la nature du sol

### **2.4 Influence de la teneur en eau et du poids volumique :**

Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse ( $m$ ) tombant d'une hauteur ( $h$ ) multipliée par le nombre de coups donnés ( $n$ ). Cette énergie s'appelle énergie de compactage. Ce compactage est qualifié de dynamique du fait qu'il est réalisé en subissant des chocs par une masse.

Si l'on porte en graphique les ( $\gamma_d$ ) obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe appelée courbe Proctor (Fig. 1).

La courbe a l'allure d'une cloche, elle passe par un  $\gamma_d$  maximum que l'on appelle *optimum* Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale  $w_{opt}$ . Dans la pratique courante, on parlera de branche sèche pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et de branche humide pour les teneuses qui dépassent l'optimum.



**Figure2:** courbe de compactage et Optimum Proctor

Considérons que les mottes de sol sont soumises à une action mécanique (impact dynamique ou chargement statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles, ces mottes seront peu déformables et obtenir un « bon » arrangement sera impossible. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et l'arrangement pourra s'améliorer. La quantité de solides et d'eau présente dans un état donné du sol ne change pas en cours de compactage et, en considérant que ces éléments sont très peu déformables, leur volume est alors constant. Le calcul montre que pour une teneur en eau donnée, le maximum de compacité, ( $\gamma_{d_{max}}$ ) correspond à un degré de saturation égal à 1, soit :

$$\gamma_d = \frac{S_r \cdot \gamma_s}{S_r + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (1)$$

Avec  $S_r$  : degré de saturation du sol ;  $\gamma_s$ : Poids volumique des grains solides;  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau, et  $w_{sat}$  la teneur en eau de saturation.

En pratique, on constate expérimentalement que le degré de saturation maximum obtenu par compactage ne dépasse jamais 80 à 90% en moyenne pour les sols fins. Cela correspond en

fait à une variation très brutale de la perméabilité du sol vis-à-vis de l'air, en effet lorsque le pourcentage de vide d'air devient < 10%, le sol devient pratiquement imperméable à l'air et l'air résiduel reste occlus dans les macros pores. A ce stade, le sol peut toujours se déformer, mais à volume constant ( $v < 0,5$ ) dans la pratique, on parlera du phénomène de surcompactage (coussin de caoutchouc). Il est commode de tracer les courbes de compactage dans le plan ( $w, \gamma_d$ ) en dessinant de plus les courbes d'iso-degré de saturation ( $S_r$ ) (Fig. 2), ces courbes ont pour l'équation :

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (2)$$

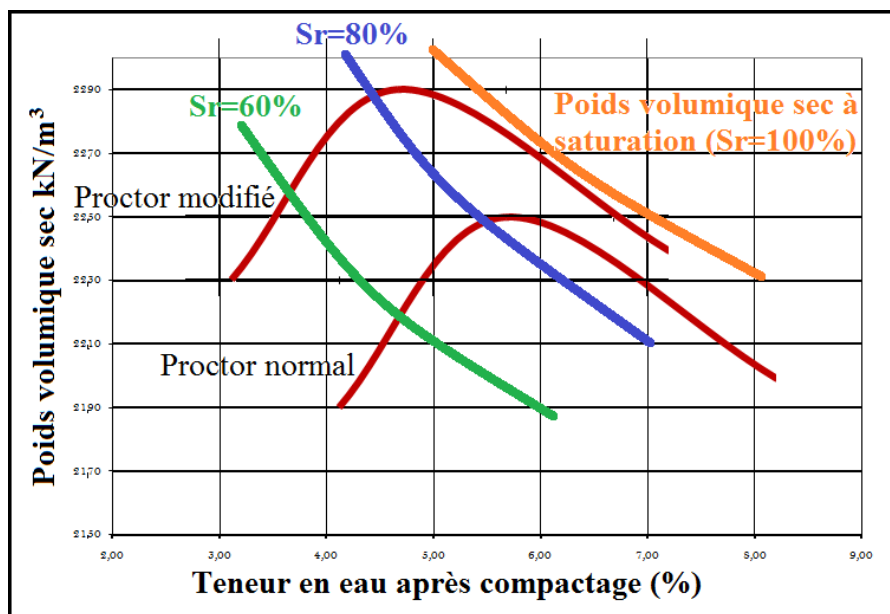


Figure 3 : Courbe de compactage  $\gamma_d$  en fonction de  $w$ .

### 2.5 Influence de l'énergie de compactage :

L'énergie de compactage a une influence très nette sur les courbes Proctor. Pour un soldonné, la densité sèche optimum croît avec l'énergie de compactage, tandis que la teneur en eau à l'optimum diminue. La ligne rejoignant les optimums s'appelle la ligne de l'optimum.

Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse

$w = w_{sat}$ . Elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe-enveloppe qui représente la relation entre  $w_{sat}$  et  $\gamma_d$  pour le sol considéré. L'expression  $w_{sat} = f(\gamma_d)$  : se détermine comme suit:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad W_{sat} = \frac{V_v - \gamma_d}{W_s} = \frac{V - V_s}{V - \gamma_d} \quad W_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_s \frac{V_s}{V}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_d} \gamma_w$$

comme  $\gamma_s \cdot \frac{V_s}{V} = \frac{W_s}{V} = \gamma_d$  alors  $W_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_d} \gamma_w = \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \cdot \gamma_w$

$\gamma_s$  et  $\gamma_w$  sont des contraintes,  $w_{sat}$  est donc proportionnelle à  $1/\gamma_d$ , la courbe enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment  $\gamma_s$ ,

Puisque ; pour  $w_{sat} = 0$ , on aura  $(1/\gamma_d) - (1/\gamma_s) = 0$ , donc  $\gamma_d = \gamma_s$

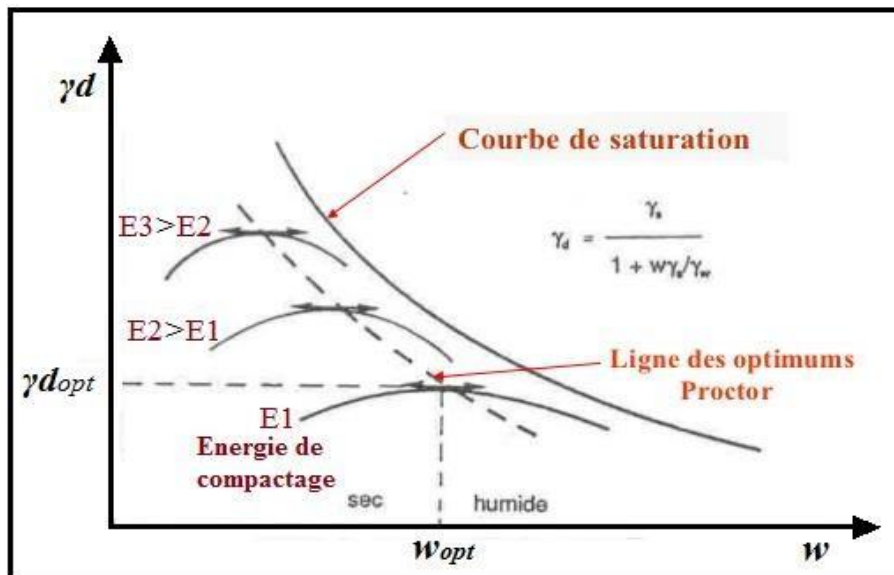
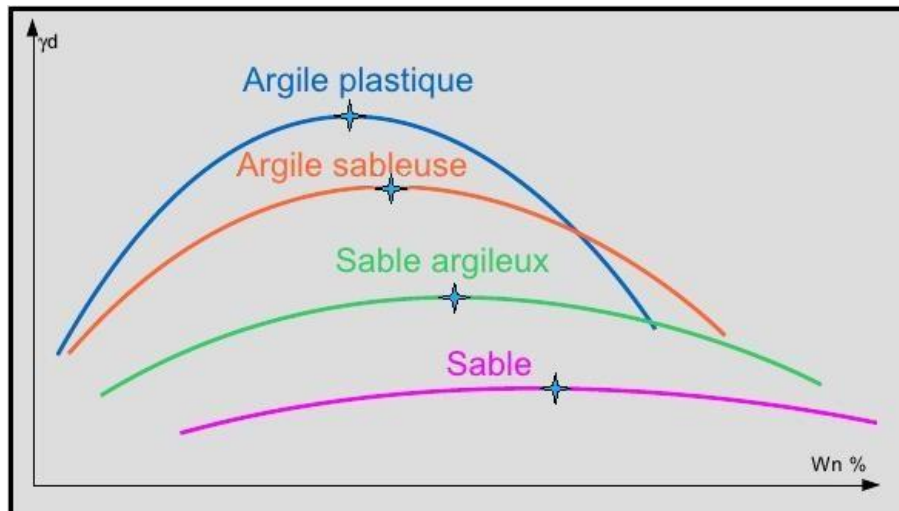


Figure 4 : Influence de l'énergie de compactage.

**2.6 Influence de la nature du sol :**

Un sol (fins) dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol (grenu) dont la

teneur en eau influence peu le compactage, sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais (Fig. 4).



**Figure 5 :** Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

On remarque que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

## 2.7 Matériaux et méthodes de compactage :

Les méthodes appliquées pour la reconstitution d'échantillons de sol consistent, soit à réaliser des essais de compactage au laboratoire sur des éprouvettes dans un moule Proctor, soit à les compacter statiquement (presse) à un état de compacité et de teneur en eau donné.

### 2.7.1 Compactage dynamique :

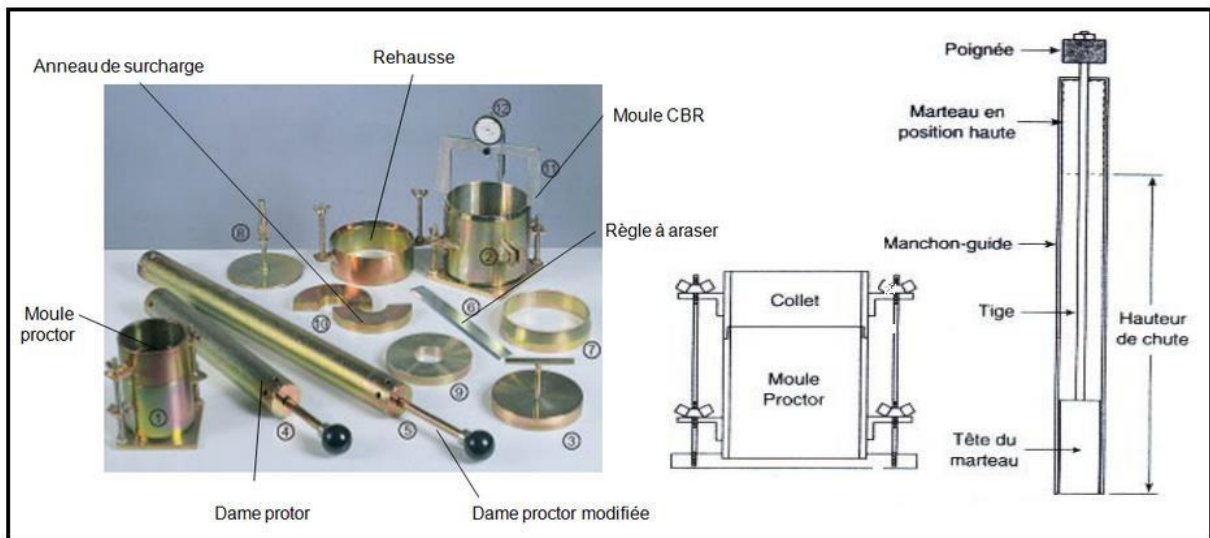
Pour simuler la procédure de compactage à adopter pour obtenir un certain niveau de compacité dans le chantier, plusieurs protocoles d'essais au laboratoire ont été développés depuis de nombreuses années ; ils diffèrent par le niveau d'énergie appliqué à l'échantillon de sol. Le principe de base reste le même ; il consiste à transmettre une série des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer

les caractéristiques mécaniques. L'essai Proctor, permet de déterminer l'évolution de la masse volumique du sol sec en fonction de la teneur en eau.

### Essai Proctor

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie normalisée. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor). L'appareillage spécifique comporte :

- Un socle de compactage en caoutchouc ; et une règle à araser ;
- Un moule Proctor : constitué d'un corps de moule ( $\Phi=102$  mm,  $h= 116$  mm), d'une embaset et d'une rehausse ;
- Un dame Proctor normal : constituée d'un mouton cylindrique ( $\Phi=51$  mm,  $m=2490$  g) ; le mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm
- En plus d'un tamis (2 mm), une balance, et des récipients hermétiques.



**Figure 6 :** Appareillage spécifique pour l'essai Proctor.

**Quantité de matériaux et choix du type de moule :** la quantité de matériaux varie entre 15

kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR (ICBR) après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat (IPI).

Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai (Fig. 6). Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée (Tableau 1).

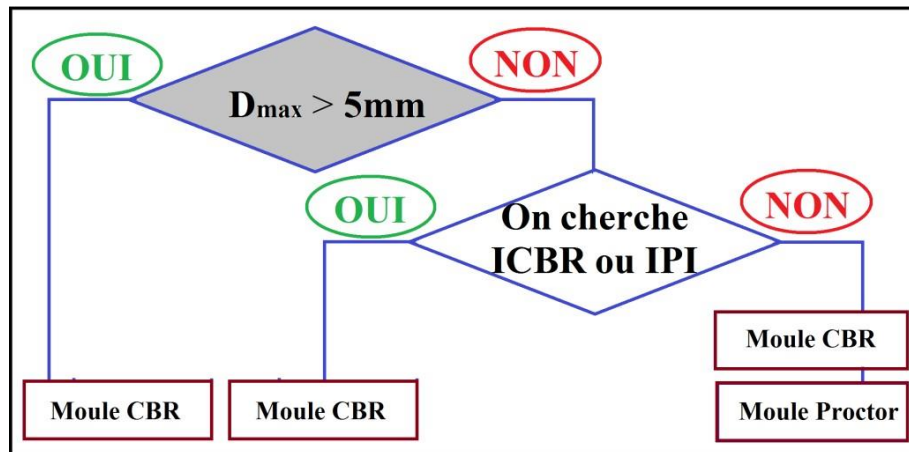


Figure 7 : Diagramme de choix du moule de compactage

Tableau 1 : Caractéristiques de l'essai Proctor normal et modifié

Type	Nombre de coups total	Energie (kN/m <sup>3</sup> )	Masse de dame (kg)	Hauteur de chute (m)	Diamètre moule (mm)	Hauteur de moule (m)
Normal	75	593	2,490	0,305	101,5	0,116
Modifié	280	2700	4,535	0,457	152	0,116

La procédure expérimentale consiste en :

**La préparation** : avant le compactage du sol, il faut d'abord :

- préparer le mélange du sol : le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique suffisamment sec pour entamer l'essai. Une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau avec une pelle. Après, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié.

- Monter correctement le corps du moule, l'embase et la rehausse. Et lubrifier l'intérieur par de la graisse pour que l'on puisse facilement retirer l'échantillon compacté.

**Le compactage :** Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule ;

- Compacter cette couche avec la dame Proctor normal en appliquant respectivement 25 ou 55 coups par couche (Fig. 7). Et répéter l'opération autant de fois pour la 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> couche ;

- A la fin du compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, araser soigneusement au niveau du moule puis retirer l'échantillon ;

- Peser l'échantillon compacté ; et déterminer sa teneur en eau.

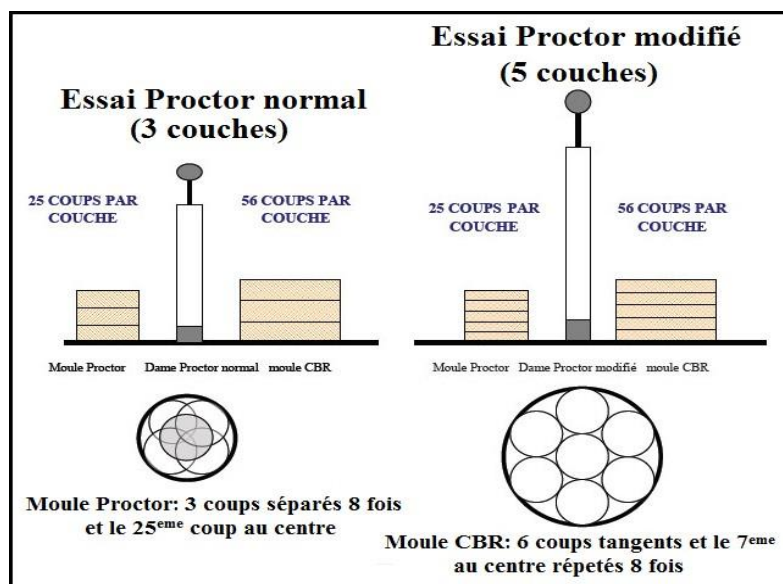


Figure 8 : Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié.

**Expression des résultats :** La densité sèche est obtenue par la formule :  $\gamma_d = \frac{m_s}{V} = \frac{m}{(1+w).v}$

Il est préférable de tracer avec la courbe Proctor les courbes d'équation :  $\gamma_d = \frac{Sr \cdot \gamma_s}{Sr + w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}}$

Avec  $\gamma_d$ : poids volumique sec de l'échantillon;  $\gamma_s$ : poids volumique des grains solides;  $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau;  $m_s$ : masse des grains solides; V: volume de moule Proctor;  $w$ : teneur en eau de l'échantillon compacté;  $Sr$ : degré de saturation l'échantillon compacté.

### 2.7.2 Compactage statique :

Le compactage statique est effectué par l'introduction du matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule œdométrique, puis le placer entre deux pistons mobiles ou l'un fixe et l'autre mobile. A l'aide d'une contrainte appliquée, ou un déplacement imposée, le compactage se fait à vitesse constante, en haut en bas pour avoir une meilleure compacité. L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes.

### 2.8 Contrôle de la compacité :

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le degré de compacité ( $D_c (\%) = \gamma_{d_{chant}} / \gamma_{d_{opt}}$ ) est le principal critère de contrôle pour accepter ou non le compactage. On calcule le degré de compacité ( $D_c$ ) en comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier ( $\gamma_{d_{chant}}$ ) avec celui du laboratoire ( $\gamma_{d_{opt}}$ ). Ce degré s'approche de 100% lorsque la valeur de ( $\gamma_{d_{chant}}$ ) s'approche de celle de ( $\gamma_{d_{opt}}$ ). En général les CPS exigent un  $D_c \geq 95\%$ . On mesure la compacité et/ou la teneur en eau sur le chantier à l'aide de plusieurs appareils de plus simples aux plus sophistiqués.

#### Densitomètre à membrane (NF P94-061-2)

Le densitomètre à membrane est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec (Fig. 9a). En ayant la masse humide et sèche de l'échantillon extrait ; on peut facilement calculer les poids volumiques

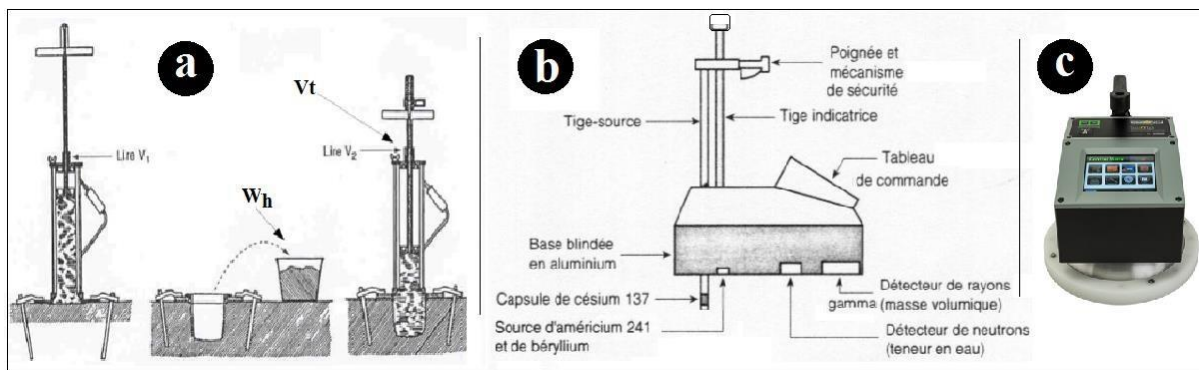
apparents humide, et sec des sols en place.

**Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1)**

Cet essai relatif aux chaussées, mesure de la masse volumique moyenne apparente des matériaux en place à l'aide de transmission directe de rayons Gamma. Cet appareil portatif permet d'effectuer des mesures de densité et d'humidité des sols, granulats, terrassement, bétons et enrobés bitumineux (Fig. 9b). Ils contiennent une ou deux source(s) radioactive(s) scellée(s). La première (Césium 137 ou Cobalt 60) permet de déterminer la masse volumique des matériaux (par transmission directe ou rétrodiffusion) grâce au comptage de photons (compteur Geiger Müller). La seconde (Américium 241/Béryllium ou Californium 252) permet de déterminer la teneur en eau des matériaux. Les neutrons émis par la source sont ralentis par l'hydrogène de l'eau puis captés par un détecteur à Hélium 3.

**Le soil densité gauge (SDG)**

Cet essai permet le contrôle de compactage par la méthode SDG 200. Le SDG 200 (soil densité gauge) est un appareil non nucléaire qui crée un champ électrique au niveau de son plateau sensitif et mesure en réponse le constant diélectrique du matériau avec un temps de mesure n'excédant pas 3 minutes (Fig. 9c).



**Figure 9 : Différentes méthode pour mesurer la compacité**

**L'essai à la plaque :**

L'essai de chargement à la plaque est un essai géotechnique classique qui permet de réaliser sur la surface d'un sol ou d'une couche faisant partie de la structure routière une expérience relativement simple dont le résultat est lié aux propriétés mécaniques des matériaux examinés.

Les résultats de l'essai sont destinés au contrôle de la mise en œuvre des matériaux (contrôle de compactage) ; parfois les essais de chargement à la plaque sont effectués dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'une chaussée neuve ou de renforcement d'une chaussée existante. A défaut de mesure du module de la plaque, il est estimé par la formule donnée par les catalogues de dimensionnement des chaussées neuves  $E = 5 \times \text{CBR}$ .

## **2.9 Facteurs influençant le compactage :**

Le choix du type de compacteur à utiliser sur le chantier dépend de la nature de terrain à compacter, des caractéristiques de l'engin et de la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...). Les principaux engins de compactage sont :

-Le compacteur à pneu (dit aussi pneumatique) est commodément utilisé pour les terrassements des matériaux grenus, gravlo-sableux à limono-sableux ; tel que les tout-venants carrière (TVC), tout venant oued (TVO), tout venant naturel (TVN) ou tufs...

-Le compacteur à pieds dameurs (dit aussi pied de moutons) est commodément utilisé pour les grands terrassements des matériaux fins, limoneux et limono-argileux tel que les argiles constituant les noyaux des barrages en terre ;

-Le compacteur vibrant à jantes lisses (dit aussi cylindre) est commodément utilisé pour le surfacage des couches à matériaux grenu tel que les TVC, TVO, TVN ou tufs et grossiers tel que les graves et les cailloux...

### **2.9.1 Planche d'essai :**

La planche d'essai permet avant d'entamer les travaux de terrassement, d'établir les

paramètres de compactage lié aux caractéristiques de l'engin utilisé (type, vitesse, nombre de passes), à l'étalonnage de la citerne à eau, et aux propriétés du matériau, (granulo, IP, LA, teneur en eau), en vue d'obtenir les exigences de qualité fixées par le maître d'ouvrage.

**Influence de la vitesse de l'engin :** Pour un engin donné et des exigences prescrites dans le CPS ; il existe une vitesse optimale, fonction de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité sont sévères, plus la vitesse de translation optimale devra être faible.

Il est recommandé de limiter la vitesse de la plus part des compacteurs à 8km/h. Dans le cas des compacteurs vibrants, la vitesse optimale se situe autour de 5km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche.

**Influence du nombre de passes :** Pour un type engin donné et pour des conditions de qualité exigées ; le nombre de passes optimales du compacteur est établi en fonction de la vitesse et l'énergie de l'engin, de l'épaisseur de la couche, de la nature et de la teneur en eau du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale ( $>95\%$  de  $\gamma_{d_{opt}}$ ). Plus les exigences de qualité sont sévères, plus le nombre de passe optimale est élevé. De façon générale il faut 3 à 12 passes pour compacter une couche de sol de 30 cm d'épaisseur. [12]

## partie pratique

### 1. Introduction :

Atteindre la capacité portante optimale nous oblige à mener les expériences de laboratoire nécessaires pour atteindre la capacité portante maximale en éliminant les espaces entre les grains de sable et la grande agglutination entre eux, en ajoutant un pourcentage différent de la teneur en eau de manière étudiée, ce qui est ce que l'expérience de Proctor nous apporte.

### 2. Essai Proctor :

## 2.1 Introduction :

Le test Proctor est une expérience de laboratoire dans laquelle le sol est compacté en laissant tomber un poids fixe dans un cylindre en acier aux dimensions fixes et d'une manière spécifiée. Il vise à déterminer le degré d'humidité permettant d'atteindre la densité sèche maximale du sol sous l'influence d'une énergie de compactage limitée. Il existe deux types d'expériences, le test Proctor régulier et le test Proctor modifié. Cette expérience est basée sur les observations du scientifique américain Ralph Proctor en 1933 après JC.

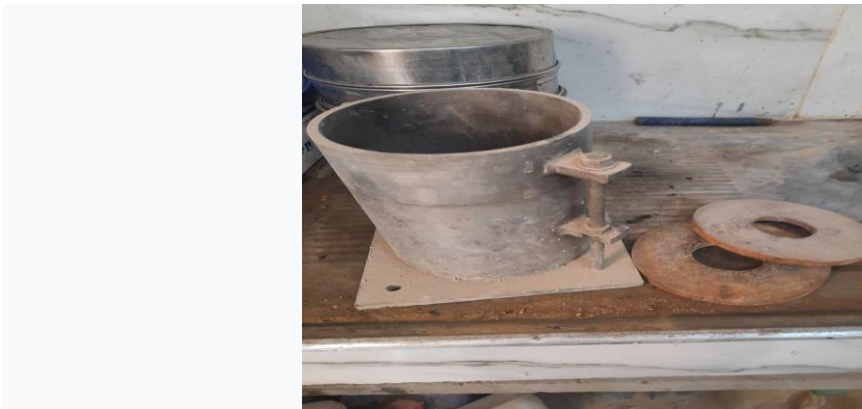
## 2.2 But de l'essai :

Le test consiste à localiser la table des matières et la bible dans la table des matières.

## 2.3 Appareils et outils :

1. Le dispositif d'empilage se compose des éléments suivants :

- moule de compactage.



**Figure 10 :** moule de compactage + Pièce d'allongement

- marteau.
- tamis n° (4).
- échelle de sensibilité limite 0.01g) .

- échelle ordinaire.
- un grand bol a mélanger.
- dispositif d'éjection des formulaires (petite palan automatique ).
- outil de coupe tranchant (grattoir).
- conteneurs pour trouver la teneur en humidité.
- four de séchage.
- presser le flacon.

#### 2.4 Mode d'action :

- Un échantillon du sol passant à travers le tamis (4) est prélevé avec un poids de (2,5 kg) et séché à l'air et les grandes masses de sol sont broyées.
- Une quantité d'eau d'environ (2%) du poids du sol est ajoutée et nous la mélangeons avec le modèle jusqu'à ce qu'il devienne homogène.



**Figure 11** : Ajouter 2% d'eau comme pourcentage initial

- Le poids du moule + la base est pris sans la partie d'extension et enregistré en (W1).
- Divisez le modèle en cinq parties approximativement égales.(Fig 10)



**Figure 12 :** Diviser l'échantillon en 5 parties

- Nous plaçons la partie spéciale de l'extension au-dessus de l'appareil.
- Nous mettons le sol humide dans le moule après l'avoir nettoyé et peint de l'intérieur, sous forme de couches (5 couches) et frappé chaque couche (25 coups) avec le marteau du dispositif de compactage.
- Remarque : La dernière couche doit être plus haute que la face du modèle sans l'extension.
- La partie d'allongement du gabarit est supprimée.
- Nous coupons les parties excédentaires du sol avec l'outil de coupe (écumoire).
- Le poids du moule + base + sol compacté est pris et enregistré comme (W2).



**Figure 13 :** Le poids du moule + base + sol compacté est pris (w2)

- A partir de la connaissance du poids et du volume interne du moule, la densité du sol est calculée, puis la densité sèche est calculée.
- La base est retirée et le modèle est extrait par le dispositif de modelage (vérin mécanique).
- Un échantillon de sol est prélevé dans le but de déterminer sa teneur en humidité.
- Remarque : La teneur en humidité doit être vérifiée en séchant l'échantillon dans une étuve afin de s'assurer que ce pourcentage est établi.
- L'expérience a été répétée avec une humidité différente à chaque fois (2%, 4%, 6%, 8%,).

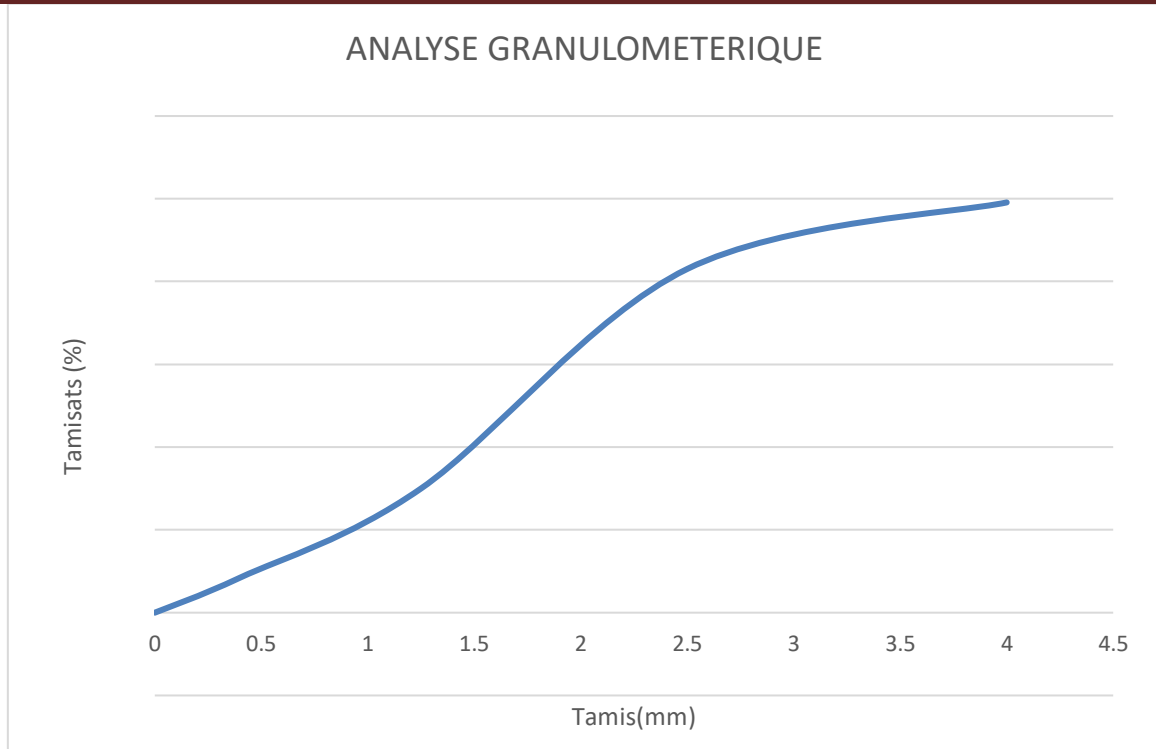
# **chapitre IV**

**Calculer et discuter des  
résultats**

Les normes des essais géotechniques

**1. Les essais aux laboratoires :**
**1.1 Analyse granulométrique**
**Tableau1** : Résultats de l'expérience de gradient granulaire.

<b>Tamis (mm)</b>	<b>Poids de l'échantillon par tamis (g)</b>	<b>Complexe de poids d'échantillon (g)</b>	<b>Pourcentage restant (%)</b>	<b>Le taux de réussite (%)</b>
<b>4</b>	00	00	00	100
<b>2.5</b>	00	00	00	100
<b>1.25</b>	00	00	00	100
<b>0.630</b>	4.42	4.42	0.88	99.12
<b>0.315</b>	80.34	84.76	16.95	83.05
<b>0.125</b>	373	457.76	91.55	8.45
<b>0.08</b>	42	499.76	99.95	0.05



**courbe d'analyse granulaire**

❖ **discutez des résultats :**

Compte tenu de l'analyse granulaire du sable et puisque la majeure partie de sa granularité est comprise entre 0.125 mm et 0.315 mm on peut le classer comme sol sablonneux fin .

**1.2 le poids volumiques**

**1.2.1 Le poids volumiques apparent :**

- $m_1$  = la masse de moule.
- $m_2$  = la masse d'échantillon + la masse de moule.
- $V$  = la volume de moule.

$m_{\text{échantillon}} = 4320 \text{ g}$        $m_{\text{moule}} = 2245 \text{ g}$        $V = 1263.85 \text{ mm}^3$

$m_2 = 6565 \text{ g}$        $m_1 = 4320 \text{ g}$        $V = 1263.85 \text{ mm}^3$

$$\gamma_{opr} = \frac{m_2 - m_1}{V}$$

$$\gamma_{opr} = \frac{6565 - 4320}{1263.85} = 1.776 \text{ g/cm}^3$$

### 1.2.2 Le poids volumiques absolue :

$$m = 150 \text{ g}$$

$$V = 58 \text{ mm}^3$$

$$\gamma_{ops} = \frac{m}{V}$$

$$\gamma_{ops} = \frac{150}{58} = 2.631 \text{ g/cm}^3$$

#### ❖ discutez des résultats :

Sur la base des résultants de la masse volumique absolue et apparente, le sable peut être considéré comme bon et d'une pureté considérable.

### 1.3 Teneur en eau par étuvage

- (p<sub>1</sub>) = poids de bol en métal = 50 g
- (p<sub>2</sub>) = poids de l'échantillon humide et de bol en métal = 215.70 g
- (p<sub>3</sub>) = poids de l'échantillon sec et de bol en métal = 195.62 g

$$W(\%) = (W_w / W_s) \cdot 100$$

$$= ((p_2 - p_3) / (p_3 - p_1)) \cdot 100$$

$$= ((215.70 - 195.62) / (195.62 - 50)) \cdot 100$$

<b>W(%) = 13.78 %</b>
-----------------------

❖ discutez des résultats :

Après l'expérience , nous avons conclu que la teneur en eau de l'échantillon est 13.78 %.

**1.4 Pénétration dynamique**

**Tableau 2 : Résultat de essai pénétration dynamique**

	point n° 01			point n° 02			point n° 03		
	Nbre de	R <sub>a</sub> (bar)	contraintes admissibles	Nbre de	R <sub>a</sub> (bar)	contraintes admissibles	Nbre de	R <sub>a</sub> (bar)	contraintes admissibles
10	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
20	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
30	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
40	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
50	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
60	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
70	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
80	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16
90	1	6,5	0,16	1	6,5	0,16	2	13,0	0,33
100	1	6,5	0,16	2	13,0	0,33	2	13,0	0,33
110	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	3	16,5	0,41
120	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	3	16,5	0,41
130	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	3	16,5	0,41
140	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	3	16,5	0,41
150	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	3	16,5	0,41
160	2	11,0	0,28	2	11,0	0,28	4	22,0	0,55
170	3	16,5	0,41	3	16,5	0,41	4	22,0	0,55
180	3	16,5	0,41	4	22,0	0,55	4	22,0	0,55
190	3	16,5	0,41	3	16,5	0,41	4	22,0	0,55
200	3	16,5	0,41	4	22,0	0,55	5	27,5	0,69
210	4	18	0,47	5	23,5	0,59	7	32,9	0,82
220	4	18	0,47	5	23,5	0,59	7	32,9	0,94
230	4	18	0,47	6	28,2	0,71	8	37,6	0,94
240	5	23,5	0,59	6	28,2	0,71	8	37,6	1,06
250	6	32,9	0,71	6	28,2	0,71	9	42,3	1,18
260	7	42,3	0,82	6	28,2	0,71	10	47	1,29
270	9	47,0	1,06	7	32,9	0,82	11	51,7	1,41

280	10	51.7	1.18	9	42.3	1.06	12	56.4	1.41
290	11	51.7	1.29	13	61.1	1.53	12	56.4	1.53
300	11	51.7	<b>1.29</b>	14	65.8	1.65	13	61.1	1.54
310	13	53.3	1.33	18	73.8	1.85	15	61.1	1.85
320	16	65.6	1.64	20	82	2.05	18	73.8	2.05
330	17	69.7	1.74	22	90.2	2.26	20	82	2.56
340	27	110.7	2.77	22	123	2.26	25	102.5	3.79
350	33	135.3	3.38	30	159.9	3.08	37	151.7	4.51
360	39	159.9	4.00	39	184.5	4.00	44	180.4	6.87
370	45	184.5	4.61	45	213.2	4.61	67	274.7	8.61
380	61	250.1	6.25	52	315.7	5.33	84	344.4	9.23
390	72	295.2	7.38	77	315.7	7.89	90	369	9.23
400	90	369	9.23	90	369	9.23			

❖ **discutez des résultats :**

des résultats doivent améliorer le sol avec d'un sable de dune propre , le compactage du terrain à l'aide d'un chargeur lourd et l'arrosage de 10% de teneur en eau couche par couche, chaque couche ayant une épaisseur de 0.25 m jusqu'à atteindre le niveau -2.00 m par rapport au terrain naturel.

**1.5 Essai pénétration statique et prismométrique**

après un grand effort pour tenter de mener les expériences prismométrique et pénétration statique nous n'avons pas pu faire les deux expériences en raison de l'absence de l'équipement nécessaire dans tous les laboratoires de l'état d'El-Oued.

Introduction du paramètre de la teneur en eau dans la capacité portante par des expériences

### 1. Essai Proctor

- **m** l'échantillon = 2.5 kg = 2500 g
- **w<sub>1</sub>** = Le poids du moule et la base est pris sans la partie d'extension

$$w_1 = 2.53 \text{ kg} = 2530 \text{ g}$$

- **w<sub>2</sub>** = Le poids du moule et base et sol compacté est pris

$$w_2 = 5.03 \text{ kg} = 5030 \text{ g}$$

- **V** = 964 mm<sup>3</sup>

#### 1.1 Calcule de la masse totale :

$$\gamma_w = \frac{(w_2 - w_1)}{v}$$

$$\gamma_w 1 = \frac{5035 - 2530}{964} = 2.59 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_w 2 = \frac{5082 - 2530}{964} = 2.65 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_w 3 = \frac{5027 - 2530}{964} = 2.57 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_w 4 = \frac{4993 - 2530}{964} = 2.55 \text{ g/mm}^3$$

**Observation :**

Dans le second cas ( $\gamma_w 2$ ), c'est-à-dire lorsque 4 % de la teneur en eau ont été ajoutés à l'échantillon le test a été répété trois fois et les résultats étaient les suivants :

- premier cas :  $W_2 = (5081.8 \text{ g})$

- le deuxième cas :  $W_2 = (5081.7 \text{ g})$

- troisième cas :  $W_2 = (5082 \text{ g})$

**1.2 Calcule de la masse sèche :**

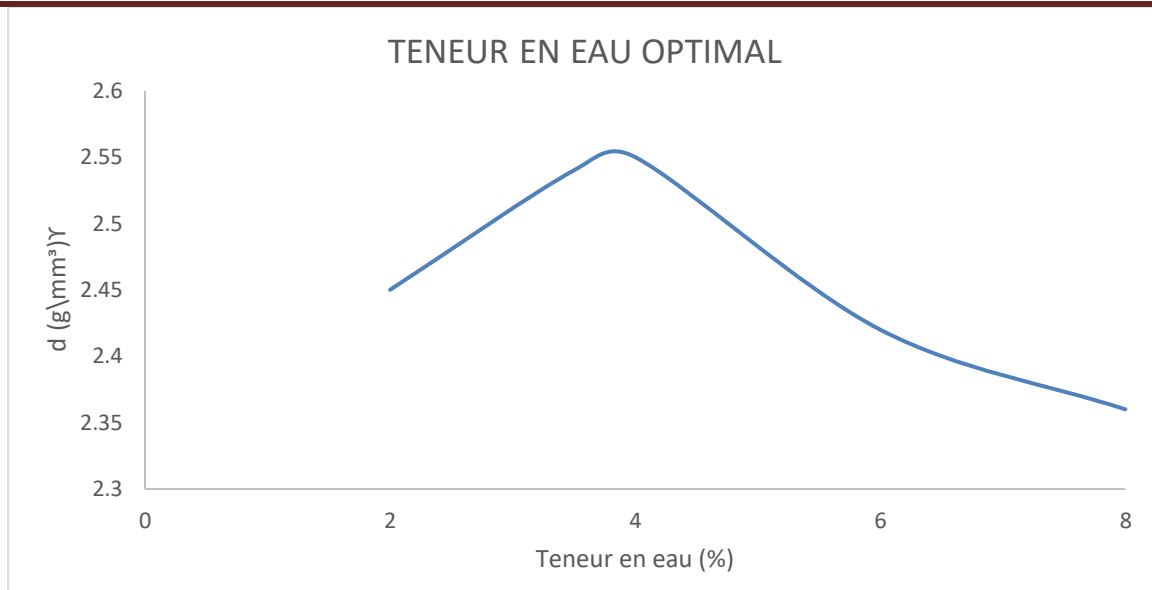
$$\gamma_d = \frac{(\gamma_w)}{1 + w}$$

$$\gamma_d 1 = \frac{2.59}{1 + 0.02} = 2.53 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_d 2 = \frac{2.65}{1 + 0.04} = 2.55 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_d 3 = \frac{2.57}{1 + 0.06} = 2.42 \text{ g/mm}^3$$

$$\gamma_d 4 = \frac{2.55}{1 + 0.08} = 2.36 \text{ g/mm}^3$$



**courbe de densité en fonction de la teneur en eau**

❖ **discutez des résultats :**

Le testeur Proctor est utilisé pour déterminer le compactage de différents types de sols et de propriétés du sol avec un changement de teneur en humidité .

Pendant le compactage, les particules de sol sont transportées et le volume d'air est réduit. Il peut également s'agir d'un ajustement de la teneur en humidité. Dans les sols saturés,

la teneur en humidité peut être comprimée pendant le compactage ou le processus de compactage. Initialement, chaque fois que nous ajoutons de l'eau et compactons le sol, cela expulse l'air pour remplacer le sol, de sorte que la densité augmente, jusqu'à un certain moment où le meilleur pourcentage d'eau est et correspondant à la densité la plus élevée qui peut être fournie au sol, et après cela, si nous ajoutons de l'eau au sol, l'eau

remplace les grains du sol, de sorte que le sol devient moins dense. Dont le taux de teneur en eau optimal est 4 % .

## Conclusion générale

Les techniques d'augmentation de la résistance des sols de faible capacité dans les constructions porteuses se sont développées ces dernières années, permettant aujourd'hui de mettre en place des infrastructures sur des ouvrages de meilleure qualité et plus résistants, dans des délais plus courts et à moindre coût. étudier la capacité portante du sol de la zone de la vallée en termes de teneur en eau. Le but principal de cette étude est de trouver des solutions pour augmenter la capacité portante du sol sableux de la zone.

Oued Souf est caractérisée par la nature sableuse du sol avec une faible cohésion et des vides entre ses grains c'est-à-dire une mauvaise tolérance aux différentes contraintes, et dans ce travail nous avons réalisé de nombreuses expérimentations de sol, comme l'expérience d'analyse granulaire , qui nous a prouvé la douceur du sol étudié, et l'expérience de densité volumétrique, qui a montré des proportions et une pureté acceptables dans le sol, ainsi que l'expérience de pénétration dynamique, et le plus important de tous, l'expérience de Proctor, qui nous a montré la teneur en eau L'optimum pour obtenir des sols solides et cohésifs avec peu d'espace entre leurs grains, qui était de 4%.

Résultats des tests effectués (sur site et en laboratoire).

**Remarque :** Nous n'avons pas faire les expériences (tests de pénétration statique et test Manomètres) en raison de leur indisponibilité dans la zone de el-oued.

Les meilleures façons d'améliorer la capacité portante du sol :

La meilleure méthode est le processus de compactage utilisant un certain pourcentage d'eau qui est étudié en laboratoire à travers l'expérience Proctor, à travers laquelle nous pouvons atteindre un sol sableux compacté et une barricade vide Vides et optimums pour les différentes pressions externes qui leur sont appliquées.

## Liste De Références

[1] Sadaoui abderaouf , saidi Oussama (détermination de la capacité portant des sols par différent méthodes ) mémoire de master , université 08 mai 1945 de Guelma..

[2] M. ghoumari f , (science des martiaux de construction ) université aboubaker belkaid 2007-2008.

[3] Laboratoire **GEOBAT** a entreprise (étude de sol du terrain devant recevoir 60 logements sociaux à sidi omran el-oued ) 30/10/2021.

[4] Sarl grand sud des études-contrôle construction & route cite saalame w Illizi (pour la réalisation deux classes et deux laboratoires a école Mohammed Boudiaf el araffeji al- raguiba. Janvier 2021.

[5] شركة الجنوب الكبير للدراسات و مراقبة البناء والطرق ( الدراسة الجيوتقنية للأرضية : انجاز ثلاث حجرات دراسة بمدرسة لجدل علي شعبان بلدية سيدي عون ) 2018.

[6] Dr. zadjou A / Aissaoui S (essai géotechnique 1 GT843) , université tlemcen.tp3

[7] Sarl nizolab – contrôle (étude de sol de réalisation trois salles de classe a l'école primaire KHAMIDA EL MOULDI a la cité sidi mastour commune el-oued) 2021.

[8] <http://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=essai-CBR&oldid=190397342>

[9] ING, ladjel, (support de cours reconnaissance géotechnique ) , université Ferhat Abbas Sétif 1

[10] Dr. zadjou A / Aissaoui S (essai géotechnique 1 GT843) , université tlemcen. tp5

[11] Mécanique des sols – théorie et pratique / Modulo éditeur 1997 . Mont-royal (canada).

[12] Introduction à la mécanique des sols ,3<sup>ème</sup> année /S6. licence géologie appliquée spécialité géotechnique 2019 / 2020 , université Ferhat Abbas Sétif 1.

[13] Contribution à une méthodologie d'automatisation des processus par caractérisation des ressources, par Mme kawtar ougaabal, université bordeaux.

[14] Application à la reconnaissance et paramètres géotechniques , henri c. van de graaf , le spécialistes du pénétromètre statique.

[15] Construction en BTC , cayenne . guyane, 11-15 avril 2016.

[16] Etude géotechnique pour la détermination de la capacité portante du sol (( terrain el merdja lac des disaux wilaya el tarf )) , boumaraf meryem , université larbi ben m'hidi oum –el- bouaghi.

[17] Masse volumique du sol et des particules solides , centre universitaire – elbayedh , 2<sup>ème</sup> années L M D génie civil (sa) , module : tp mécanique.