REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

Etude comparative entre les essais de perméabilité à charge constante et à charge variable

Réaliser par :

- SAKI LEILA.
- TOUNSI DJAMILA.

Proposé et dirigé par :

Dr. MESSAD Ali.

Année universitaire : 2019/2020


بسم الله الرحمن الرحيم



ٱللَّهُ لَآ إِلَٰهَ إِلَّا هُوَ

ٱلْحَيُّ ٱلْقَيُّومُ ۚ لَا تَأْخُذُهُۥ سِنَةٌ وَلَا نَوْمٌ ۚ لَّهُۥ مَا فِى ٱلسَّمَٰوَٰتِ وَمَا
فِى ٱلْأَرْضِ ۗ مَن ذَا ٱلَّذِى يَشْفَعُ عِندَهُۥٓ إِلَّا بِإِذْنِهِۦ ۚ يَعْلَمُ مَا بَيْنَ
أَيْدِيهِمْ وَمَا خَلْفَهُمْ ۖ وَلَا يُحِيطُونَ بِشَىْءٍ مِّنْ عِلْمِهِۦٓ إِلَّا بِمَا
شَآءَ ۚ وَسِعَ كُرْسِيُّهُ ٱلسَّمَٰوَٰتِ وَٱلْأَرْضَ ۖ وَلَا يَـُٔودُهُۥ حِفْظُهُمَا ۚ
وَهُوَ ٱلْعَلِىُّ ٱلْعَظِيمُ ﴿٢٥٥﴾

Remerciement

.

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. **MESSAD ALI** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à l'enseignant **Mr. HENNICHE ABDERRAHMANE.**

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université Dr. YAHIA FARES De Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Nous remercions pareillement tous les membres de jury qui nous avons fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions vivement toutes les personnes du laboratoire "E.P.T.R.C" et précisément Mr. **FERROUDJI ABD EL KADER** pour leur aide durant toute la période expérimentale de ce travail.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

A mes frères Sid Ahmed, Abd ennour et Abd el basset et a toute la famille Saki grand et petit sans exception.

Aux étudiants de la promotion 2019/2020 de Géotechnique pour les bons moments qu'on a passés.

Merci beaucoup A toutes les personnes que j'aime,

LEILA SAKI

Dédicace

Suivant la volonté du Dieu tout puissant, j'ai pu achever ce travail que je dédie :

À mes parents, qui m'ont soutenu pendant toute ma vie et mes études, et surtout dans L'accomplissement de cette recherche, que Dieu les accorde sa grâceinfinie et les garde pour nous.

À mes sœurs et mon frère Achour J'exprime ma gratitude et reconnaissance.

À mon encadreur Messad Ali. A qui m'a soutenu et orienté pendantcette recherche, et a contribué à ma formation.

À toute ma famille pour son soutien et affection.

Je veux surtout dédier ce travail à mes très chers camarades de promotion2020 de Master « Génie civil » avec lesquels j'ai passé des moments précieux etinoubliables, je vous souhaite tous une vie plein de joie et de bonheur et unecarrière plein de succès et que vous achevez tout ce que vous désirez dans lavie

À tous mes enseignants qui m'ont apporté leur savoir et tout ce que je connaismaintenant et ont contribué énormément dans mon éducation. Mes enseignantsde primaire, de Cem et de lycée, mes enseignants de l'université, vous trouvezmes sincères gratitudes.

A tout ce qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

À mon très cher pays l'Algérie

Djamila Tounsi

ملخص

يهدف هذا العمل بشكل أساسي إلى دراسة التأثير المعدني للطين الناعم المضاف إلى رمل بوسعادة النظيف على النفاذية.لهذا الغرض ، تم استخدام نوعين من الطين (الكاولينيت والبنتونيت) ، وقد لوحظ أن تأثير البنتونيت على النفاذية أعلى من تأثير الكاولينيت في نفس النسبة من الغرامات. بالإضافة إلى ذلك ، تم إجراء دراسة مقارنة لتقييم النفاذية من طريقتين من الأسهر (عند الحمل المتغير ومن عداد الخطى) ، وقد لوحظ وجود فرق مهم بين الطريقتين ، مما يعني أن اختيار طريقة الاختبار أمر ضروري.

Résumé

Le but de ce travail est principalement d'étudier l'effet minéralogique des fines argileuses ajoutées au sable propre de Boussaâda sur la perméabilité. A cet effet, deux types d'argiles ont été utilisées (kaolinite et bentonite), il a été observé que pour le même pourcentage des fines l'effet de la bentonite sur la perméabilité est plus grand que celui de la kaolinite. En plus, une étude comparative de l'évaluation de la perméabilité à partir de deux méthodes déférentes est effectuée (à charge variable et à partir de l'œdomètre), il a été remarqué une différence importante entre les deux méthodes, ce qui signifie que le choix de la méthode d'essai est primordial.

Summary

The aim of this work is mainly to study the mineralogical effect of fine clayey added to the clean sand of Boussaâda on the permeability. For this purpose, two types of clays were used (kaolinite and bentonite), it was observed that for the same percentage of fines the effect of bentonite on the permeability is greater than that of kaolinite. In addition, a comparative study of the assessment of permeability from two vas deferens methods is carried out (at variable load and from the oedometer), it was noticed an important difference between the two methods, which means that the choice of the test method is essential.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

CHAPITRE I : PERMEABILITE DES SOLS

I.1.1. Définition de sol.....01

I.1.2.Définition géotechnique des sols.....01

I.1.3.Formation et origines des sols.....02

I.1.4.Différents type du sol.....02

I.1.5.Les caractéristiques physiques du sol.....03

I.1.5.1. Teneur en eau (W).....03

I.1.5.2. Masse volumique des grains solides.....03

I.1.5.3. Masse volumique sèche.....04

I.1.5.4 .Indices des vides.....04

I.1.5.5. Porosité (n).....04

I.1.5.6. Degré de saturation.....04

I.2.1. Notions générales sur les argiles.....04

I.2.2.Définition.....05

I.2.3. Domaines d'utilisation des argiles.....06

I.2.4. Propriétés des argiles.....07

I.2.4.1.Forme et surface spécifique.....07

I.2.5. Différents types d'argile.....07

I.2.6. Texture des argiles.....08

I.2.7.Les principaux types des argiles.....10

I.2.7.1.La kaolinite.....10

I.2.7.2. Les illites.....11

I.2.7.3. Les Smectites (La montmorillonite).....12

I.2.7.4. Les chlorites.....13

I.2.7.5. La vermiculite.....13

I.2.8. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau.....15

a- Différents types d'eau.....15

I.3.1. La perméabilité.....16

I.3.2. Loi de Darcy.....17

I.3.3.Validité de la loi de Darcy.....19

I.3.4.Les facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité.....22

I.3.4.1.Granulométrie.....22

I.3.4.2.Forme des grains.....23

I.3.4.3.Indice des vides.....23

I.3.4.4.Degré de saturation.....23

I.3.4.5.Viscosité dynamique.....23

I.3.5. Types d'écoulements selon le degré de saturation.....24

I.3.5.1. Ecoulement saturé.....24

I.3.5.2. Ecoulement non-saturé.....24

I.3.5.3. Ecoulement variablement saturé.....24

I.3.6. Relation entre la perméabilité et la porosité.....24

I.3.7. Relation entre la perméabilité et l'indice des vides.....24

I.3.8.Méthodes de mesure de la perméabilité.....26

I.3.8.1.Mesure de la perméabilité dans l'oedomètre.....26

I.3.8.2. Essai à charge variable.....27

I.3.8.3.Essai a charge constant.....28

CHAPITRE II : Procédures et essais effectués

II.1.Introduction.....30

II.2. paramètres de nature.....30

II.2.1.Essai au bleu de méthylène (méthode à la tache) (P 18- 592).....30

II.2.2. Analyse granulométrique.....32

II.2.3. la masse volumique absolue (NF P 18-555).....34

II.2.4. la masse volumique apparente (NF P 18-554).....35

II.2.5.Equivalent de sable (NF P 18-597).....36

II.3.Paramètres d'état.....37

II.3.1.Teneur en eau de sol (NFP94- 050).....37

II.4.Paramètres de comportement mécanique.....38

II.4.1. Proctor normal (NF P 94 - 093).....38

II.4.2. Essai oedométrique (NF P 94-091-1).....39

II.4.3. Essai Friabilité des sables (NF P 18-576).....44

II.5.Paramètres de comportement hydraulique.....46

CHAPITRE III : Résultats et interprétations

III.1.Introduction 47

III.2.Essai sur sable propre.....47

III.2.1.L'analyse granulométrique.....47

III.2.2.Equivalent de sable.....48

III.2.3.La masse volumique apparente.....49

III.2.4. La masse volumique absolue.....49

III.2.5.Essai de friabilité de sable.....49

III.2.6.Essai au bleu de méthylène.....50

III.2.7.L'essai Proctor.....50

III.2.8.Essai de perméabilité.....51

III.3.Essai de perméabilité sur sable modifié.....53

III.3.1.Essai sur sable à l'état compact +bentonite.....53

III.3.2.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite.....55

III.4.Evaluation de la perméabilité des mélanges à partir de l'essai oedomètrique.....57

III.4.1.Essai oedomètrique (sable + kaolinite à 8%).....58

III.4.2.Essai oedomètrique (sable + bentonite 8%).....59

III.5.Estimation du coefficient de consolidation c_v à chaque palier (2, 4,8et 16kg) (sable + bentonite 8%).....61

III.6.Essai oedométrique par la méthode de taylor a chaque palier (2, 4,8et 16kg) (sable+ kaolinite 8%).....63

III.7.La valeur moyenne de cv par rapport les paliers.....64

Conclusion générale

Les références

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I.1 Les phases des sols.....01
Figure I.2. Compositions du sol.....03
Figure I.3. Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.....05
Figure I.4. Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.....06
Figure. I.5. Forme des particules argileuses.....07
Figure I.6. Structure des argiles du groupe des smectites.....08
Figure I.7. Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005).....09
Figure I.8. Photographie au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1986).....10
Figure I.9. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.10
Figure I.10. Schéma de la particule de kaolinite.....10
Figure I.11. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage.....11
Figure I.12. Schéma de la particule d'illite.....11
Figure I.13. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets12
Figure I.14. Schéma de la particule de montmorillonite.....12
Figure I.15. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage.....13
Figure I.16. Schéma de l'appareil de Darcy.....18
Figure I.17.(a) et (b) Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et low, 1963).21
Figure I.18. Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours de la consolidation sous chargement oedométrique, d'après Grunberger 1995.....25
Figure I.19. Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte axiale, au cours de consolidation oedométrique, en chargement, d'après Grunberger 1995.....26
Figure I.20. Cellule oedométrique spécifique pour mesures de perméabilité à gradient de charge constant (L.BERTRAND, 2002).....27
Figure I.21. Perméamètre à charge variable (J.Lérau, 2006).....27
Figure I .22. Perméamètre à charge constante.....28

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II :

Figure II. 1: Essai au bleu de méthylène (méthode à la tache).....32

Figure II. 2: Essai de la masse volumique absolue.....34

Figure II. 3: Essai de la masse volumique apparente.....36

Figure II. 4: Essai Proctor normal.....39

Figure II. 5: Courbe de compressibilité.....40

Figure II. 6: Méthode de TAYLOR.....42

Figure II.7:Méthode de CASAGRANDE.....43

Figure II. 8: Essai oedométrique.....44

Figure II.9: Essai Friabilité des sables.....45

Figure II. 10 : Essai de perméabilité.....46

CHAPITRE III :

Figure III.1: Courbe granulométrique du sable (0/1) de Boussaâda.....48

Figure III.2: Résultat d'essai Proctor.....51

Figure III.3:corrélation entre l'essai de perméabilité à charge variable à l'état lâche et a l'état compact.....52

Figure III.4: variation de Coefficient de perméabilité en fonction des pourcentages de kaolinite ou de bentonites ajoutées au sable propre à son état compact.....57

Figure III.5. Courbe de compressibilité (sable + kaolinite 8%).....59

Figure III.6. Courbe de compressibilité (sable + bentonite 8%).....60

Figure III.7. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (2kg).....61

Figure III.8. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (4kg).....61

Figure III.9. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (8kg).....62

LISTE DES FIGURES

Figure III.10. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (16kg).....62

Figure III.11. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (2kg).....63

Figure III.12. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (4kg).....63

Figure III.13. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (8kg).....64

Figure III.14. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (16kg).....64

Figure III.15. Courbe de la valeur moyenne de cv par rapport les paliers.....65

Figure III.16.variation de coefficient de kv en fonction de δv.....65

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I.1: Comparaison entre différentes argiles.....14
Tableau I.2: Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard Philipponnat.....17
Tableau .I.3 : Les valeurs de coefficient de perméabilité (Jean-Pierre MAGNAN.1999)....22

CHAPITRE III:

Tableau III.1.les résultats de l'analyse granulométrique.....47
Tableau III.2. Les résultats de l'essai de l'équivalent de sable.....48
Tableau III.3. Les résultats de l'essai de la masse volumique apparente.....49
Tableau III.4. Les résultats de l'essai de la masse volumique absolue.....49
Tableau III.5. Les résultats de l'essai de friabilité de sable.....49
Tableau III.6. Les résultats de l'essai au bleu de méthylène.....50
Tableau III.7. Les résultats de l'essai Proctor.....50
Tableau III.8. Les résultats de l'essai de perméabilité à charge variable à l'état compact.....51
Tableau III.9. Les résultats de l'essai de perméabilité à charge variable à l'état lâche.....52
Tableau III.10. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact + bentonite à (2%).....53
Tableau III.11. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (4%).....53
Tableau III.12. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (6%).....54
Tableau III.13. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (8%).....54
Tableau III.14. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+kaolinite à (2%).....55
Tableau III.15: Essai de perméabilité sur sable à (4%) à l'état compact +kaolinite.....55
Tableau III.16. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact +kaolinite à (6%).....56
Tableau III.17. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+kaolinite à (8%).....56

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.18. Les résultats de l’essai oedomètrique (sable + kaolinite 8%).....59

Tableau III.19. Les résultats de l’essai d’essai oedomètrique (sable + bentonite 8%).....60

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, il a un effet direct sur le comportement des sols particulièrement les sols fins. Il est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques tels que le gonflement, le gel, la percolation, le tassement et le glissement. A titre statistique, les pertes des vies humaines causées par la rupture des barrages et digues (par érosion interne) sont plus importantes de toute perte causée par les autres types de rupture d'ouvrages de génie civil. Les pertes matérielles et le coût d'entretien des structures sous-sols gonflants sont les plus importants que les dommages causés par les inondations, les ouragans, les tornades, et les tremblements de terres.

La perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes d'intérêt au géotechnicien du sol pour la conception des projets géotechniques, à un certain degré la perméabilité jouera un rôle dans la conception de presque n'importe quelle structure.

Pour illustrer l'importance de la perméabilité dans les ouvrages géotechniques, les applications suivantes montrent la nécessité de sa détermination :

- Le débit aux puits d'une couche aquifère dépend de la perméabilité.
- La réalisation des barrages est basée sur la perméabilité du terrain.
- L'exécution des recouvrements de remblai est basée sur leur perméabilité.
- La stabilité des pentes et des structures de retenue peut être considérablement affectée par la perméabilité des sols impliqués.
- La conception des filtres pour empêcher l'érosion est basée suivant leur perméabilité.
- La réalisation des zones de stockages des déchets ou matériaux peut poser des problèmes de pollution du milieu avoisinant (nappe aquifère) basée sur la perméabilité des terrains utilisés comme des décharges publiques.

Ce travail de recherche est considéré comme une contribution à l'évaluation de l'effet de l'ajout des minéraux argileux sur la réduction de la perméabilité, ce qui facilite le choix des fines argileuses les plus appropriées permettant d'avoir la plus faible perméabilité possible lors de la réalisation des projets géotechniques très particulières. Un autre point est considéré

aussi lors de ce travail est d'étudier l'effet des différentes procédures sur l'évaluation de la perméabilité. Ce travail s'articule principalement en trois chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à l'exposition des principales notions relatives à la perméabilité des sols, particulièrement les argiles et les sols et leurs propriétés, et aussi à l'étude des facteurs pouvant influencer sur la perméabilité et sur évaluation.
- Le deuxième chapitre présente procédures et essais effectués au laboratoire.
- Le troisième chapitre consiste à résumer les résultats obtenus et leurs interprétations.
- Une conclusion générale est donnée à la fin de notre travail.

CHAPITRE I : Perméabilité des sols

I.1.1. Définition de sol :

Le sol est la fraction solide de la sphère terrestre, d'épaisseur variable, qui supporte les êtres vivants et leurs ouvrages et où poussent les végétaux. Elle résulte de la transformation de la roche mère sous-jacente sous l'influence de divers processus physiques, chimique et biologiques lies aux conditions bioclimatiques et à la vie animale et végétale. (Guillaud, 1989) **[1]**

I.1.2.Définition géotechnique des sols :

Nous schématiserons les sols comme étant compose de trois phases. Une phase solide composée de particules minérales solides et organiques. Une phase liquide sous différentes formes appelé : eau libre, eau interstitielle et pour finir une phase gazeuse. **[2]**

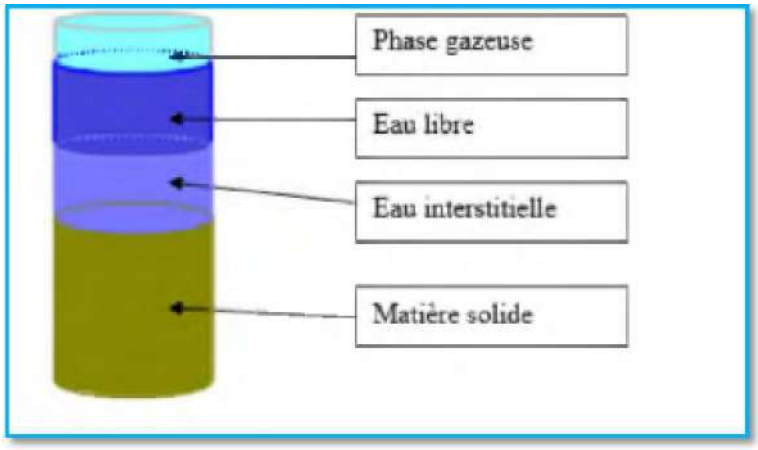


Figure I.1. Les phases des sols **[2]**

I.1.3.Formation et origines des sols :

La formation d'un sol est un processus très lent, appelée pédogénèse. La formation et l'évolution d'un sol s'opèrent selon trois processus, plus ou moins simultanés (Guillaud, 1989).

- **Processus 1: Altération de la roche mère**

  La roche mère qui peut être dure (granite, schiste, grés…), tendre (craie, marne, argile…) ou meuble (sables, éboulis, lœss…) est fissurée, réduite en éléments plus fins ; elle est désagrégée par l'action de la pluie, le vent, le froid et le soleil.

- **Processus 2 : Poursuite de l'altération par les matières organiques**

  Le sol désagrégé et altéré, constitué de minéraux et d'éléments plus au moins pâteux est alors colonisé par une flore et une faune qui s'enrichissent en substances chimiques et organiques, dont l'humus.

- **Processus 3 : Migration verticales des éléments solubles**

  Sous climat pluvieux, les éléments solubles migrent vers le bas : C'est le lessivage. Sous climat sec à forte évaporation, les éléments solubles migrent vers la surface et l'enrichissent.

  Cette migration des éléments, va créer dans le sol des couches plus ou moins distinctes et définir les horizons, qui constituent le profil pédologique d'un sol. **[1]**

I.1.4.Différents type du sol :

Il existe en pratique deux catégories limites du sol, à savoir :

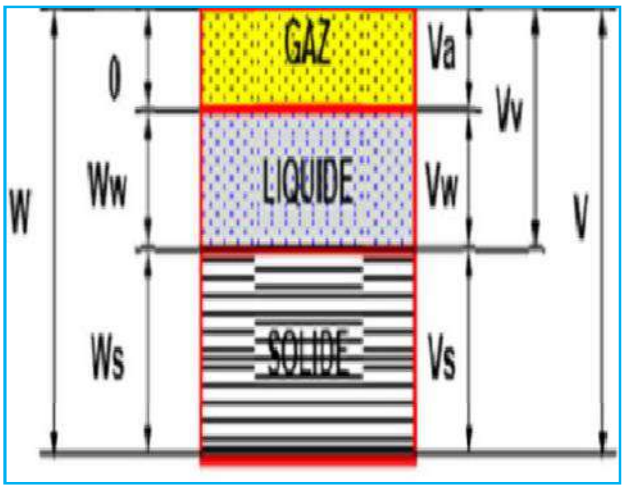
- Sol pulvérulent : il regroupe le sable, le gravier, les cailloux et les mélange de ces mélanges de ces matériaux tels que le sable graveleux .Il est caractérisé par une grande perméabilité et l'absence d'une adhérence entre ses grains .Enfin, les particules d'un tel sol sont visible à l'œil nu.
- Sol purement cohérent : il regroupe les sols fins saturé tels que l'argile, la marne et les mélanges de ces matériaux tels que la marne argileuse. Il est caractérisé par la présence d'une forte cohésion entre ses particules. les dimensions de ces dernières sont faible par rapport à ceux du sol pulvérulent .Ce type de sol est peu perméable. **[3]**

I.1.5.Les caractéristiques physiques du sol :

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) données les caractéristiques suivantes.

Description :

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol. Pour cela considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées (Fig. 1.2) **[4]**



. **Figure I.2.** Compositions du sol **[4]**

I.1.5.1. Teneur en eau (W) :

La teneur en eau d'un matériau est le rapport de la masse de l'eau contenue dans ce matériau à la masse du même matériau à l'état sec après passage à l'étuve. **[5]**

$$W = \frac{Ww}{Ws} \quad \text{..... (1.1)}$$

I.1.5.2. Masse volumique des grains solides :

La masse volumique des grains solides (γs) d'un sol est déterminée selon la norme elle est appelée aussi la masse volumique réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides par leur volume des grains solides. **[6]**

$$\gamma s = \frac{Ws}{Vs} \quad \text{..... (1.2)}$$

I.1.5.3. Masse volumique sèche :

La masse volumique sèche (γd), est le quotient de la masse des particules de sol sec (ms) par le volume total de la même masse du sol, y compris les vides.

$$\gamma d = \frac{Ws}{Vt} \quad \text{..... (1.3)}$$

I.1.5.4 .Indices des vides :

L'indice des vides (e), est le rapport du volume des vides V_V sur le volume des grains solides (Vs). Et aussi des paramètres déjà définis (γ_S et γd) selon les formules :

$$e = \frac{Vv}{Vs} \quad \text{..... (1.4)} \qquad \text{Ou} \qquad e = \frac{\gamma s}{\gamma d} - 1 \quad \text{..... (1.5)}$$

I.1.5.5. Porosité (n) :

La porosité (n), est le rapport du volume des vides (volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides Simultanément) au volume total du sol. La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule suivant.

$$n = \frac{e}{e+1} \quad \text{.....(1.6)}$$

I.1.5.6. Degré de saturation :

Le degré de saturation noté Sr est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage.

$$Sr = \frac{\gamma s}{\gamma e} * \frac{w}{e} \quad \text{..... (1.7)}$$

I.2.1. Notions générales sur les argiles :

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surfaces qu'elles développent, la présence des charges électriques sur cette surface et surtout l'échangeabilité des cations inter-foliaires. Ces derniers, appelés aussi cations compensateurs, sont les

principaux éléments responsables de l'hydratation, du gonflement, de la plasticité et de la thixotropie. Ils confèrent ainsi aux argiles des propriétés hydrophiles **[7].**

I.2.2.Définition :

Le terme argile trouve son origine dans le mot grec **ARGILOS**, dérivé d'**ARGOS** qui signifie blanc, puis sa traduction en latin : **ARGILLA**. Cette nomination par les anciens est semble t-il due à la couleur du matériau utilisé en céramique **[8]**.

L'argile brute contient généralement des particules élémentaires dont le diamètre des grains est inférieur à 2 micromètre (<2µm) qui représente les individus cristallins (phase minérale pure) appelés minéraux argileux responsable de ses propriétés telles que le gonflement, la plasticité et les propriétés d'adsorption. Mais dans les sols, ces particules élémentaires sont en général liées entre elles par des éléments cimentaires de nature très diverse (carbonates, composés organiques, composés minéraux amorphes ou oxydes et hydroxyde de fer et d'aluminium, quartz felspaths) au sein d'agrégat de tailles beaucoup plus grandes **[9].**

Selon d'autres définitions, les argiles sont des phyllosilicates hydratés formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accolent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier & grimldi, 1993) l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sien des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré, et dans le cas des smectites, variable en fonction de l'état hydrique (ben rhaiem et al, 1986). **[10]**.

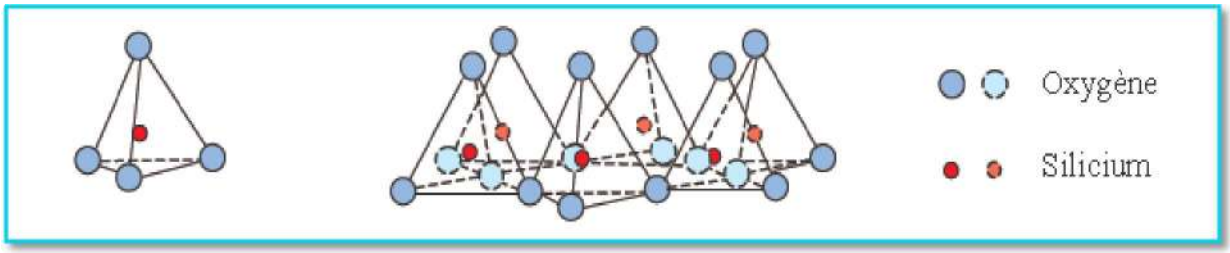


Figure I.3. Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique. **[10]**

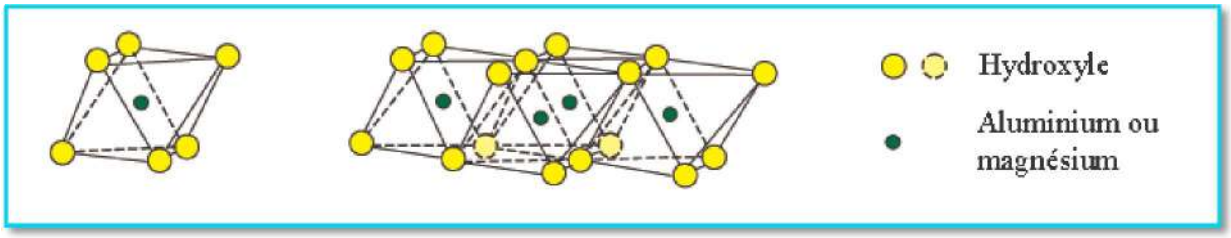


Figure I.4. Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique. **[10]**

I.2.3. Domaines d'utilisation des argiles :

Leur importance économique est considérable puisqu'elles sont employées dans de nombreuses industries : céramique, porcelaine, briques et tuiles, ciments, réfractaires et produits émaillés, fonderie, chimie, affinage, boues de forage, colorants, adsorption de matières organiques, pigments. Les argiles employées dans les différentes fabrications énumérées ci-dessus sont très variables en nature et en composition. Elles sont constituées par une fraction argileuse et une fraction non argileuse (quartz, feldspaths, minéraux lourds, oxydes de fer et d'alumine, matières organiques).

Les principaux gisements d'argiles sont soit autochtones, soit allochtones. Les différentes variétés peuvent avoir les utilisations suivantes:

- Les kaolins (kaolinite et halloysite), en céramique, charges notamment pour le papier, le caoutchouc… et couchage du papier, réfractaires;
- Les argiles à tuiles et briques, en poterie, produits réfractaires ;
- Les argiles réfractaires et à poterie, en poterie et produits réfractaires, également en briqueterie, comme charges (peintures, insecticides), boues de forages, en chimie et comme abrasifs artificiels;
- Les bentonites, en fonderie, bouletage des minerais pour les insecticides et les fongicides, en filtration, boues de forages, chimie, adsorbants;
- Les terres à foulon, pour les insecticides et les fongicides, la filtration, la chimie, les boues de forage, l'adsorption. **[12]**

I.2.4. Propriétés des argiles :

Les propriétés des argiles sont **[13, 14,15]**:

- Les argiles avec leurs faibles tailles confèrent une forte réactivité chimique et physique ainsi qu'une importante surface de contact.
- Les argiles sont des minéraux alumino-silicatés appartenant à la famille des phyllosilicates dont l'unité de base et le feuillet.
- La présence des sels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.
- Les argiles ont des propriétés chimiques du fluide hydratant.

I.2.4.1.Forme et surface spécifique:

Les argiles se présentent sous trois formes (Fig. I.5): en flocons, caractérisés par une même dimension dans les deux directions et une épaisseur équivalente à 1/20ième de la longueur; en lattes, avec une dimension plus longue et une épaisseur toujours équivalente à 1/20ième de la longueur; en aiguilles présentant deux dimensions identiques et la 3^{ième} beaucoup plus grande (assez rare).

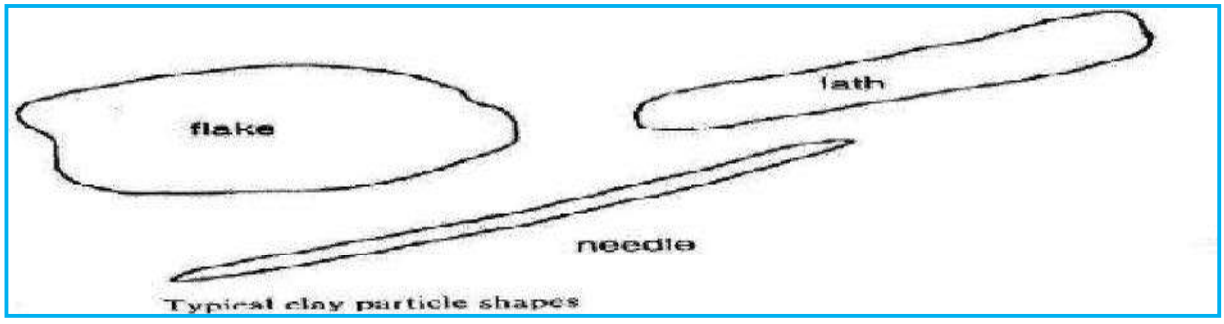


Figure. I.5. Forme des particules argileuses **[28].**

I.2.5. Différents types d'argile :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés. Il y a tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O.

Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelés argiles T-O-T. Le troisième groupe est celui des smectites sont également formés de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T (fig. I.5).Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux, de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995). **[10]**

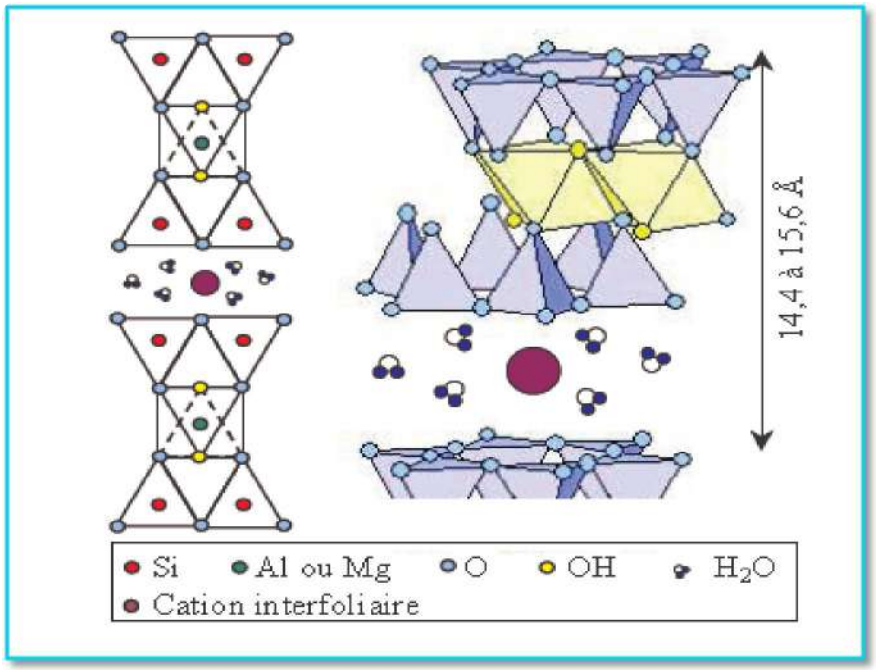


Figure I.6. Structure des argiles du groupe des smectites. **[10]**

I.2.6. Texture des argiles :

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope (Wakim j, 2005). Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette

hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par (wakim j, 2005) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (Figure. 1.6).

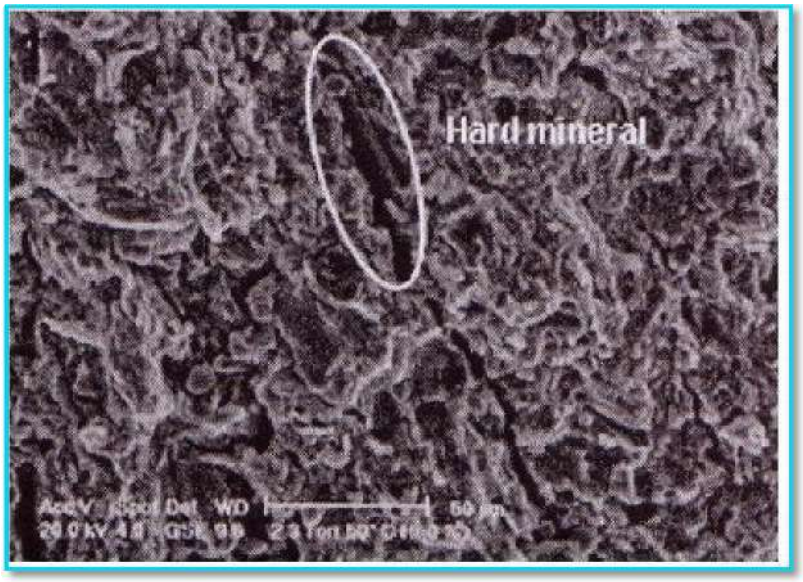


Figure I.7. Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides

Montes et al, (wakim j, 2005). **[11]**

L'évolution de la micro texture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (wakim j, 2005). La figure I.6 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage, les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets (Bultel Frédéric, 2001).

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés (Wakim J, 2005). Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. **[11]**

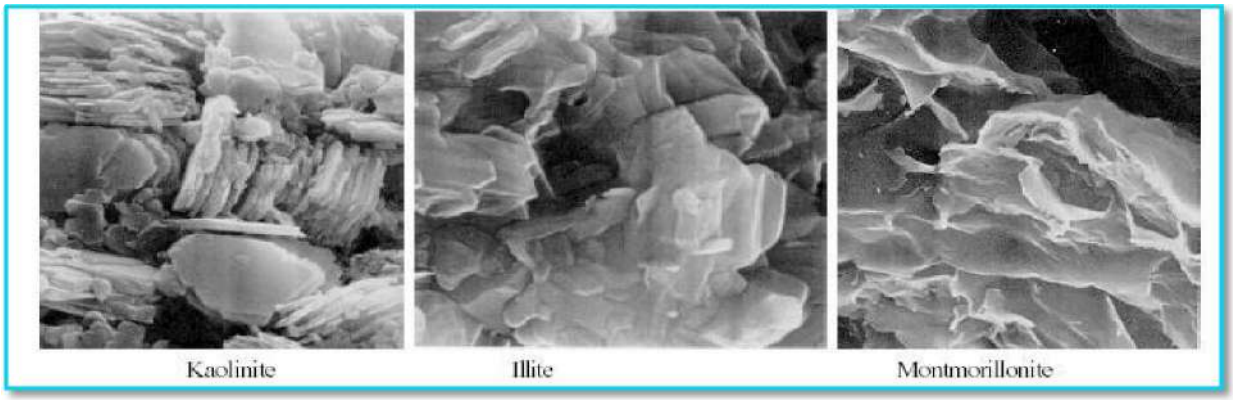


Figure I.8. Photographies au Microscope Electronique à balayage des argiles (Mitchell, 1986). **[11]**

I.2.7.Les principaux types des argiles :

I.2.7.1.La kaolinite :

Associe, dans son feuillet, une couche de tétraèdres à cœur de silicium et une couche d'octaèdres à coeur d'aluminium, la feuillet est neutre. La distance de la surface d'un feuillet à l'autre est de 0.7 nm. **[12]**

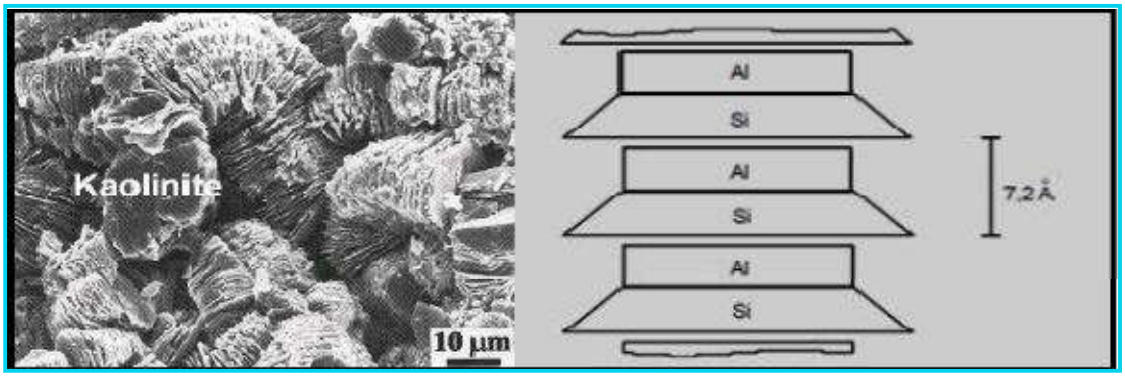


Figure I.9. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage. **[12]**

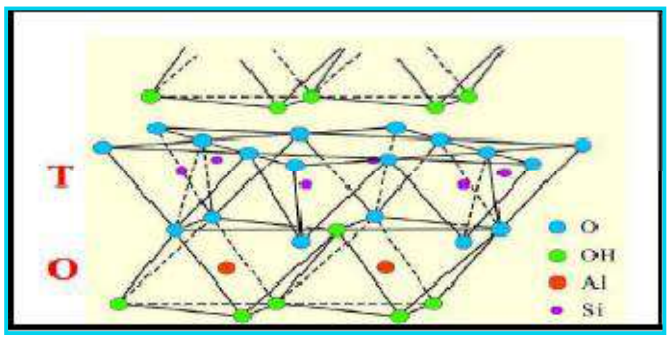


Figure I.10. Schéma de la particule de kaolinite. **[12]**

I.2.7.2. Les illites:

Associent, comme les micas, une couche octaédrique surtout alumineuse à deux couches tétraédriques surtout siliceuses. Mais les ions Al peuvent remplacer Si, et des ions Mg et Fe peuvent remplacer Al le feuillet n'est plus équilibré, et des ions k viennent le saturer en position inter foliaire. L'équidistance réticulaire est de 1nm la formule générale des illites

est donc (Si4-xAlx) (Al, M1, M2)2 O10 (OH) 2K. La glauconite est l'iso type ferrique de l'illite. **[12]**

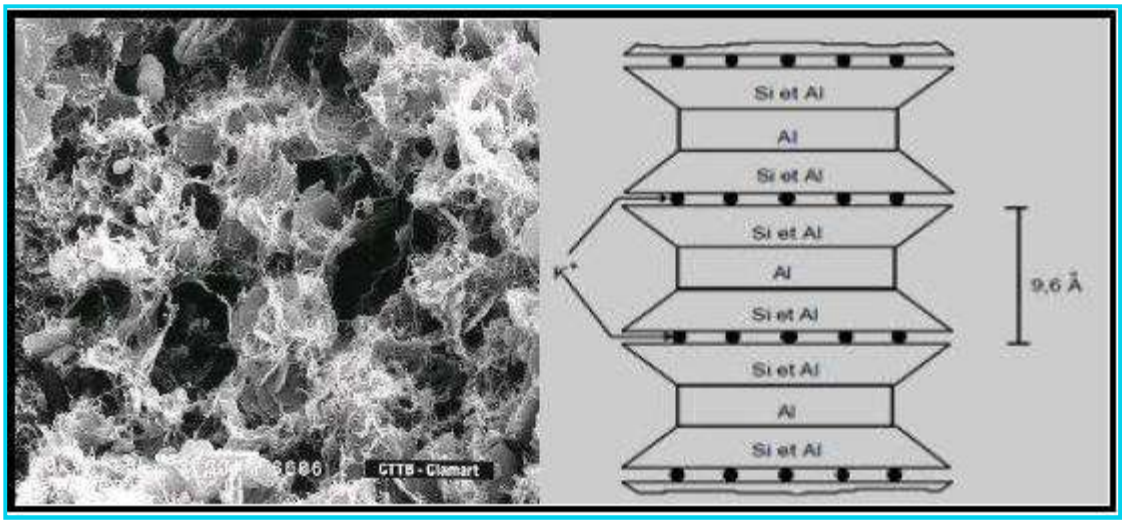


Figure I.11. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage. **[12]**

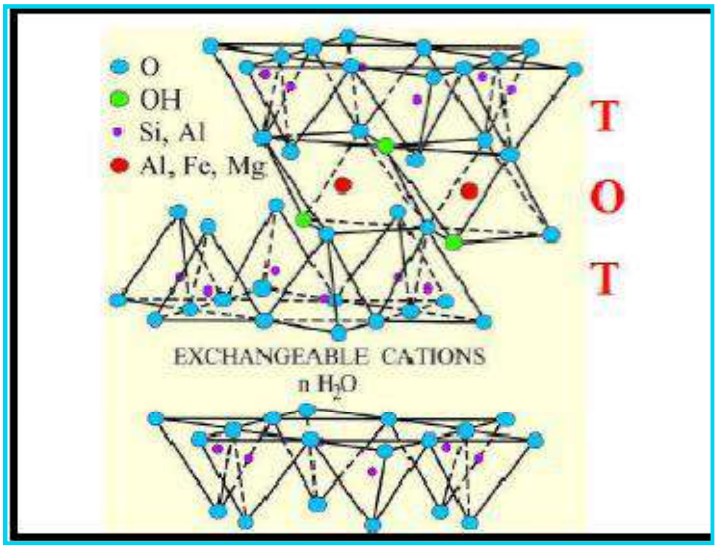


Figure I.12. Schéma de la particule d'illite. **[12]**

I.2.7.3. Les Smectites (La montmorillonite):

Ancienne famille des montmorillonites forment une famille nombreuse, bâtie sur le même modèle que les illites, mais l'empilement des feuillets élémentaires est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent. Ce désordre et la faible charge des feuillets facilitent leur écartement. Peuvent se loger dans cet espace inter foliaire des cations divers ; des molécules d'eau et des molécules organiques, d'encombrement variable. C'est pourquoi l'équidistance réticulaire peut varier de 1 à 1.8nm. Toute une systématique est construite pour décrire et nommer la variété des smectites. **[12]**

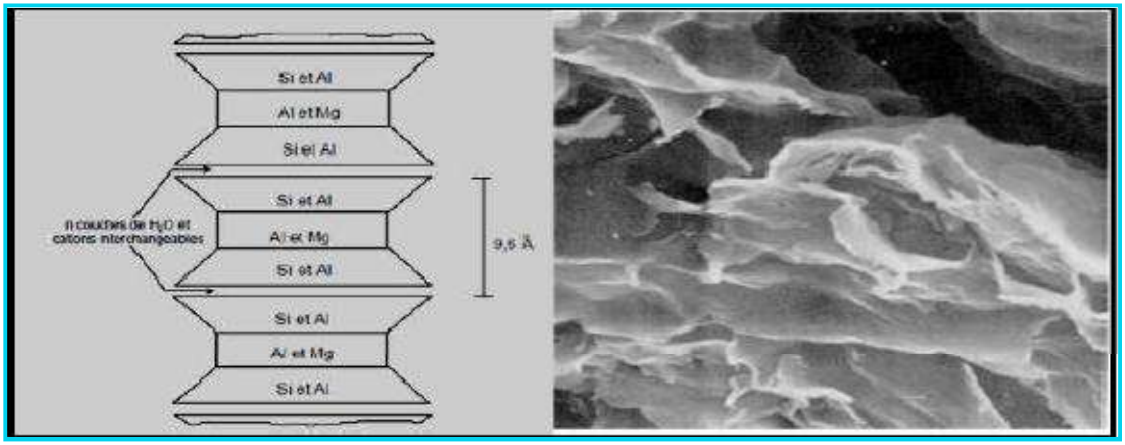


Figure I.13. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets. **[12]**



Figure I.14. Schéma de la particule de montmorillonite. **[12]**

I.2.7.4. Les chlorites:

Les chlorites (du grec « khlôros » vert) sont encore des composés à trois couches T-O-T.

Ici, l'espace inter foliaire est garni par des composés de Mg et OH qui forment pratiquement une quatrième couche stable, proche de la brucite. On parle parfois d'une structure T-O-T.O. La capacité d'échange est limitée et l'écart réticulaire reste constant (14,1 Å). Les chlorites sont assez fréquents dans les argiles pour terre cuite. Il faut encore noter l'existence de nombreux composés, un peu moins courants, très voisins par leurs compositions chimiques et leurs structures et auxquels les composés précédents sont souvent mélangés. Ils sont connus pour leurs formes en feuillet, leurs propriétés glissantes et absorbantes. On a parlé des pyrophyllites, du talc, ...Il y a aussi les vermiculites, **[12]**

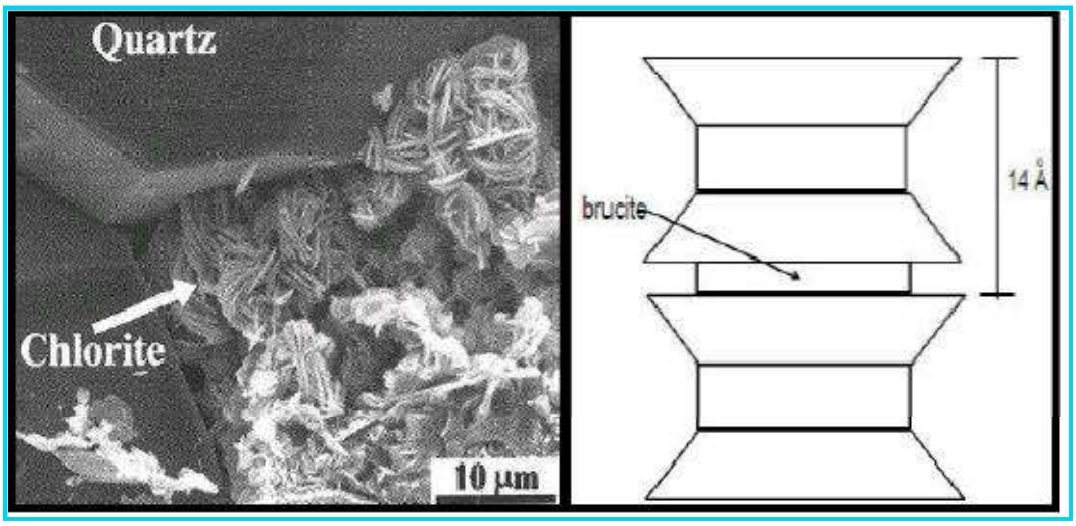


Figure I.15. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage. **[12]**

I.2.7.5. La vermiculite:

Fréquente dans les sols de la zone tempérée. La couche octaédrique contient du Fe et du Mg. La vermiculite est proche des illites et chlorite mais montre des propriétés gonflantes.

Argile à trois couches, proches des smectites, qui, chauffées, augmentent de volume jusqu'à vingt fois et s'exfolient en filaments (ou vermicule).On compare les différentes argiles entre elles sur le tableau suivant selon différents critères. **[12]**

Minéral	Couches	Epaisseur Du Feuillet Å	Nombre de feuillets par cristal primaire (ordre de Grandeur)	Cations absorbés en compensation	Capacité d'échange Cationique (centimole (+)/kg)	Expansion a l'humidité	Surface spécifique (m2/g)	Charge des couches / par formule
Kaolinite	TO	7	Quelques centaines	Sans	3-15	faible	5-20	Neutre
Smectite	TOT	10-21	Une dizaine	Ca^{2+}, Na^{+} hydratés entre feuillets et externes	80-150	élevée	700-800	Négative, Faible Charge (0.2 à0.6)
Illite	TOT	10	Quelques dizaines	K+ secs entre feuillets et externes	10-40	faible	100-200	Négative, Forte charge (0.8à0.9)
Chlorite	TOT	14.1		Mg2+ externe	10-40	faible	5-20	Positive

Tableau I.1. Comparaison entre différentes argiles. **[12]**

I.2.8. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :

En considérant la nature électrique des feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

a- Différents types d'eau :

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles. **[16]**

*** Eau libre :** Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles.

Celle-ci se trouve principalement dans les espaces inter-agrégats et éventuellement dans l'espace inter-particulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu ; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy. **[16]**

*** Eau capillaire :** Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931) **[16].**

*** Eau liée ou adsorbée :** Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau-particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile. À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre. Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960) **[17]** ; (Yong et Warkentin,

1966) **[18].** Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960) **[18].** Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

I.3.1. La perméabilité :

Dans la conception des projets géotechnique, l'une des propriétés les plus importante d'intérêt pour l'ingénieur du sol est la perméabilité, a un certain degré, la perméabilité jouera un rôle très important dans la conception de presque n'importe quelle structure, par exemple, la longévité d'un béton est liée à la perméabilité, dans les conceptions qui se servent des matériaux de terre, la perméabilité de ces matériaux sera habituellement d'une grande importance. Lorsqu'on parle de la perméabilité on a tendance à parler de l'eau dans les sols et de ses différentes formes ; l'eau de construction et de cristallisation, l'eau adsorbée ou hygroscopique**,** l'eau capillaire et enfin l'eau libre ou de gravité ; et parmi ces eaux c'est essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent l'ingénieur de génie civil, pour définir la perméabilité dans les sols. **[19]**

Les mouvements de l'eau dans le sol ont été étudiés par Darcy. Ce dernier a montré que la

vitesse d'écoulement était proportionnelle au gradient hydraulique (une fonction de la pression et de la profondeur). Le coefficient de proportionnalité est appelé coefficient de perméabilité ; elle traduit la capacité à laisser plus ou moins facilement le passage à l'écoulement de l'eau. La vitesse des tassements varie selon certaines théories, avec le carré de la perméabilité.

Ainsi les sols argileux se tasseront très lentement après construction des ouvrages, alors que les sols sableux se tasseront au fur et à mesure de leur mise en charge. Le coefficient de perméabilité k est exprimé en m/s. Il est de 10^{-2} à 10^{-3} pour les graviers et gravillons et 10^{-10} à 10^{-11} pour les argiles, ce qui traduit bien les différences de comportement. **[19]**

Tableau I.2: Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard Philipponnat **[19]**

Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Gravier moyen à gros	10^{-1} _ 10^{-3}	Très élevé
Petit gravier, sable	10^{-3} _ 10^{-5}	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux	10^{-5} _ 10^{-7}	Faible
Limon compacté, argile siliceuse	10^{-7} _ 10^{-9}	Très faible
Argile franche	10^{-9} _ 10^{-12}	Pratiquement imperméable

I.3.2. Loi de Darcy :

En 1856, Henry Darcy, ingénieur du corps impérial des ponts et chaussées et des mines, a étudié les possibilités d'alimentation en eau la ville de Dijon en utilisant un système d'aqueducs et de tuyaux. L'option la plus pratique était la percolation de l'eau à travers un lit de sable fin. Dans ce contexte, Darcy a effectué de nombreuses expériences afin d'étudier le débit d'écoulement à travers les couches filtrantes de sable. Il a testé des échantillons de sables de différentes épaisseurs et a utilisé une série de pression d'eau, en haut et en bas des échantillons. Son dispositif expérimental lui a permis de maintenir une charge hydraulique constante en haut et en bas de l'échantillon durant le test, ce qui est montré sous forme schématique voir figure (I.15). A partir des résultats de ses nombreux tests, Darcy a établi empiriquement la relation suivante : **[20]**

$$Q = K\frac{H_A - H_B}{L}A = K \cdot i \cdot A \quad \text{……. (1)}$$

Avec : V=k.i Où

V : vitesse d'écoulement de l'eau (m/s ou cm/s)

ΔH : perte de charge (m, cm ou mm)

Q : débit d'écoulement, mesuré à la sortie [m^3/s]

k : coefficient de perméabilité [m/s]

H_A : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante [m]

H_B : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante [m]

L : longueur de l'échantillon [m]

i : gradient hydraulique [sans dimension] : $i = (H_A - H_B) / L$, $i = \frac{\Delta H}{L}$

A : section de l'échantillon normal à la direction de l'écoulement [m^2]

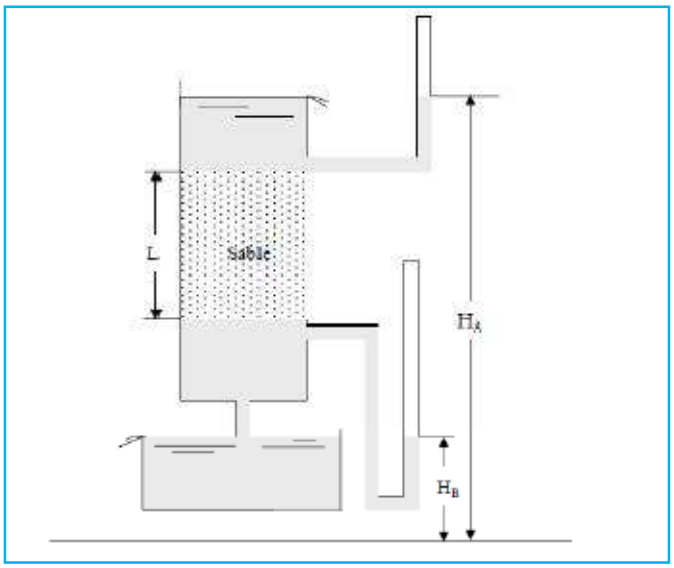


Figure I.16. Schéma de l'appareil de Darcy **[20]**

La direction de l'écoulement se fait du point où la charge hydraulique est la plus forte vers celui où la charge est la plus faible, dans ce cas de A vers B.

Les caractéristiques du sol qui influencent la conductivité hydraulique k sont la porosité totale, la distribution de la taille des pores et la tortuosité, soit, la géométrie des pores. Les caractéristiques du fluide qui affectent la conductivité sont la densité et la viscosité du fluide. **[20]**

I.3.3.Validité de la loi de Darcy :

Depuis que DARCY a présenté ses travaux en 1856, l'équation (1) a été sujette à l'examen par un grand nombre de chercheurs et d'ingénieurs utilisant les différents sols et testant les équipements et les conditions d'essais.

Les nombreuses références existantes prouvent de façon quasi certaine la validité de la loi de DARCY pour la plupart des types d'écoulements dans les sols ayant des dimensions allant du sable moyen au limon. Cependant, des déviations de la loi de Darcy ont été constatées pour les sols à grains de dimensions extrêmes (gros sable et graviers et sols à grains fins argiles : limons argileux).

Les études de laboratoire ont permis de constater que la relation v = k.i est bien vérifiée pour tous les sols mais seulement à l'intérieur d'un certain intervalle de variation du gradient hydraulique. Pour de très faibles vitesses de décharge, l'écoulement réel ne correspond pas à l'écoulement théorique par suite des phénomènes colloïdaux. Pour les fortes vitesses, les divergences de (v = k.i) sont dues aux forces d'inertie dans un mouvement non uniforme. Le nombre de REYNOLDS (Re) correspond au rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité.

MUSKAT en 1936 a proposé de prendre comme limite de sécurité la vitesse critique correspondant au nombre de REYNOLDS égal à 1, mais les expériences de Lewis et

Barnes en 1938 ont conduit à constater que la loi était valable pour Re < 10. On peut donc dire que la loi de DARCY est une excellente approximation pour un faible nombre de Reynolds mais qu'elle devient de moins en moins bonne lorsque la vitesse augmente V augmente**. [21]**

- **Sable grossier**

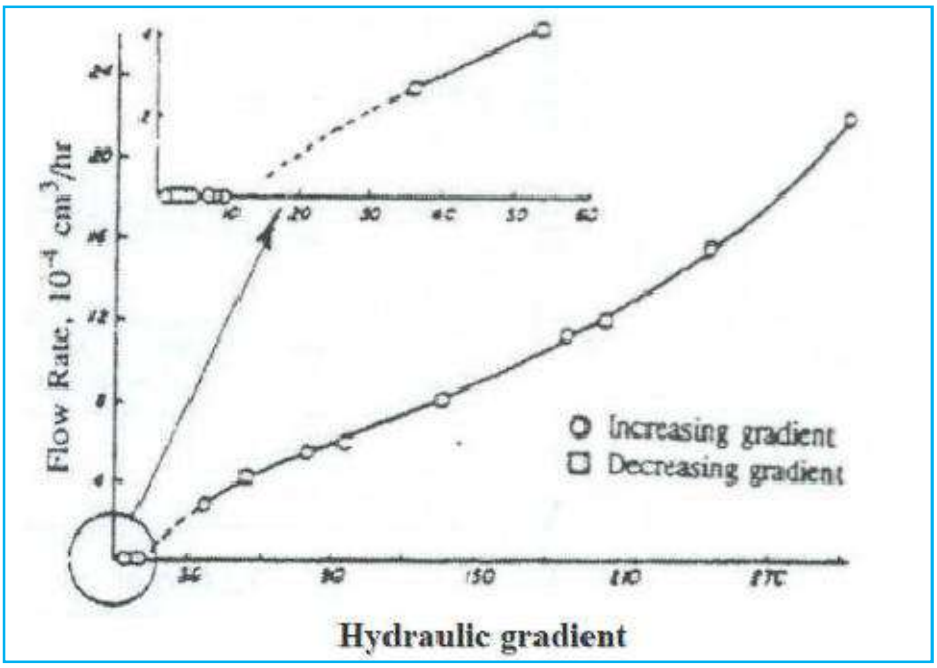
Depuis longtemps, il a été reconnu que la relation entre le flux et le gradient hydraulique n'est pas linéaire aux grandes vitesses d'écoulements pour lesquelles les forces d'inerties ne sont pas négligeables devant les forces de viscosités. La loi de Darcy est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesses lentes) et dans les cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changements dans la fluidité. Dans les sables grossiers et les graves, des gradients hydrauliques bien supérieurs à l'unité peuvent cependant développer des conditions d'écoulement non laminaire et la loi de Darcy n'est pas toujours applicable**. [21]**

➢ **Sols fins**

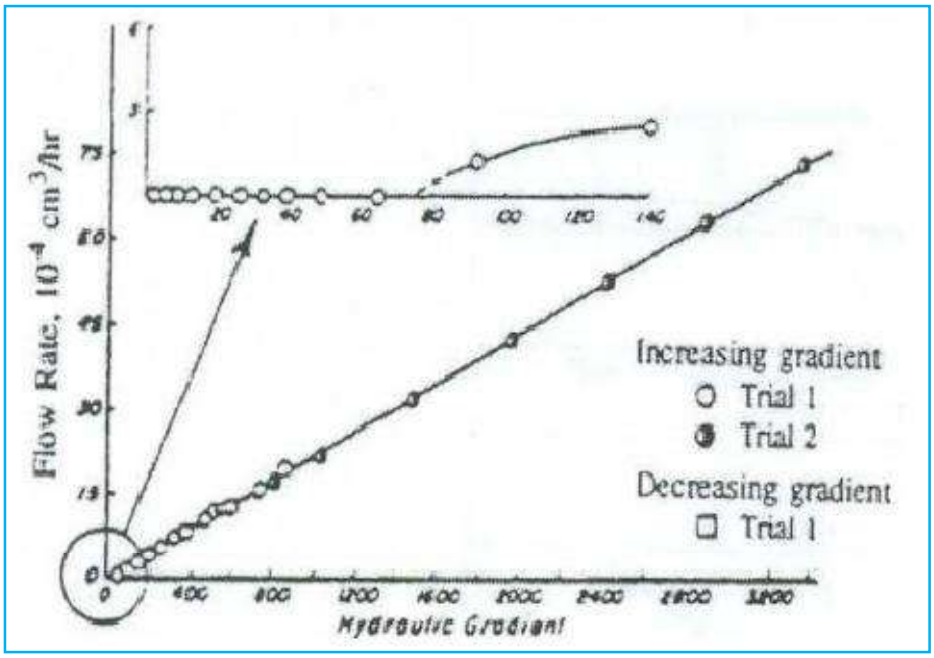
La loi de Darcy est généralement valable pour les sols fins (Olson et Daniel .1981.). Cependant , certains chercheurs ont montré des déviations du comportement prévu dans les cas des argiles et des sols argileux (Izbash,1931 ;Lutz et Kemper,1959 ; Hansbo,1960 ;Miller et Low,1963 ;Mitchell et younger,1967 ; Gardner,1974 ; Zou,1996 ; Sri Rajan et Karthigesu,1996). Ces déviations sont de deux types :

- ✓ Le gradient seuil apparent : en dessous duquel le flux est soit nul soit au moins inférieur à celui prédit par la relation de Darcy.
- ✓ Non linéarité de la loi de Darcy : La relation entre l'écoulement et le gradient n'est pas linéaire, en d'autres termes, la perméabilité n'est pas constante.

  Cette déviation de la linéarité peut être rapportée aux très faibles et aux très forts gradients. **(i ≤ 10 ; i ≥ 100). [22]**



(a) 32,2% sodium montmorillonite



(b) 55,5% sodium montmorillonite

Figure I.17. (a) et (b) Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et low, 1963)

[22]

En résumé, la compréhension courante est que la loi de Darcy est valide tant que toutes les conditions environnementales restent inchangeables.

- Pas de changement de structure,

- Pas de changement dans la chimie de l'eau interstitielle,

- Pas de variation de la contrainte effective,

- Pas de migration des particules,

- Pas de température différentielle.

Les essais en laboratoire pourraient être menés sous des conditions qui reproduisent tous les détails de l'environnent du terrain mais ces essais ne sont pas toujours représentatifs car les échantillons de laboratoire sont relativement petits et les essais aux très faibles gradients ne sont pas une tache facile. **[22]**

- Les valeurs de *K* sont très diverses suivant la nature du sol**. [23]**

Tableau .I.3 : Les valeurs de coefficient de perméabilité (Jean-Pierre MAGNAN.1999.) **[23]**

Type de sol	**Gravier**	**Sable**	**Limon (silt)**	**Argile**
K (m /s)	10^{0} 10^{-3}	10^{-6}	10^{-11}	10^{-9}
Méthode de mesures-en laboratoire	Perméamètre à charge constante		Perméamètre à charge variable	

Remarque :

Le gradient est obligatoire négatif car la charge ne peut que décroitre dans le sens de l'écoulement .si l'on veut que *K* soit positive il faut introduire le signe (-) dans la formule(1).

I.3.4.Les facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité :

Le coefficient de perméabilité peut être influencé par plusieurs paramètres qui sont :

I.3.4.1/-Granulométrie :

Un sol composé de grosses particules comporte des vides importants, et l'eau s'y écoule rapidement. La forme de la courbe granulométrique peut influencer aussi sur la perméabilité par exemple, un sable à granulométrie serrée, se caractérisant par la présence de vides importants, aura un coefficient supérieur à celui d'un sable comportant la même grosseur maximale de particule, mais dont la granulométrie étalée, ce qui suppose des vides beaucoup plus petits. **[24]**

I.3.4.2.Forme des grains :

La forme des grains a également une influence sur la perméabilité : un sol dont les particules sont angulaires sera moins perméable qu'un sol dont les particules sont arrondies**. [24]**

I.3.4.3.Indice des vides :

L'indice des vides correspond à la quantité de vides à l'intérieur d'un sol. Plus est élevé, plus le sol est perméable.

On a élaboré certaines équations qui établissent une relation mathématique entre le coefficient de perméabilité et l'indice des vides .en voici une :

$$K_2 = K_1 \left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2 \quad \text{.....(2)}$$

Ou :

K_2 = coefficient de perméabilité recherché, l'indice des vides étant e_2

K_1 = coefficient de perméabilité connu, l'indice des vides étant e_1

Cette équation donne des résultats suffisamment précis, notamment dans le cas des sables. Elle est toutefois sans valeur avec les silts et les argiles. **[24]**

I.3.4.4.Degré de saturation :

Le degré de saturation représente le pourcentage du volume des vides occupé par l'eau. Le coefficient de perméabilité atteint sa valeur maximale lorsque le sol est complètement saturé. **[24]**

I.3.4.5.Viscosité dynamique : [24]

La viscosité est la propriété qu'ont les liquides de s'opposer à l'écoulement, varie avec la température.

On mesure généralement le coefficient de perméabilité à une température standard de 20°C. Si la température est différente, on ramène le coefficient à 20°C en utilisant l'équation suivante :

$$K_{20} = K_T \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}}\right) \quad \ldots\ldots. (3)$$

Ou :

$\mathbf{K_{20°C}}$ =coefficient de perméabilité a 20°C

$\mathbf{K_T}$ = coefficient de perméabilité a la température T

$\boldsymbol{\eta_T}$ =viscosité dynamique a la température T

$\boldsymbol{\eta_{20°C}}$ = viscosité dynamique a 20°C

I.3.5. Types d'écoulements selon le degré de saturation :

I.3.5.1. Ecoulement saturé :

Ecoulement en milieu poreux saturé avec une porosité effective totalement remplie d'eau. **[25]**

I.3.5.2. Ecoulement non-saturé :

Ecoulement en milieu non saturé, la porosité étant seulement partiellement remplie d'eau et le reste d'air. La résistance à l'écoulement de l'air est négligée et la pression de l'air est en équilibre avec la pression de l'atmosphère en permanence. Les équations classiques régissant l'écoulement non saturé (sans saturation variable) sont les équations de Richards. **[25]**

I.3.5.3. Ecoulement variablement saturé :

L'eau s'écoule dans un milieu partiellement saturé, i.e., contenant des zones saturées et d'autres zones non saturées. Dans le cas général, plusieurs zones saturées et non saturées peuvent coexister, et leurs distributions spatiales peut évoluer dans le temps.

I.3.6. Relation entre la perméabilité et la porosité :

L'évolution de la perméabilité est très sensible à la porosité. En effet, la perméabilité dépend du nombre, de la géométrie, de la taille et surtout de l'interconnectivité des vides laissés entre les grains [Brown K., 1994]. En général, la perméabilité diminue avec la diminution de la porosité. La formule empirique la plus connue pour relier perméabilité et porosité est celle de KOSENYCARMAN [De Marsily, 1994] **[1]**

$$K = \frac{n^2}{5S^2(1-n)^2} \qquad \text{……..(4)}$$

Où

S : La section exposée au fluide

n : La porosité totale

I.3.7. Relation entre la perméabilité et l'indice des vides :

De nombreuses mesures de perméabilité ont été effectuées avec différents gradients de pression de fluide et pour différentes valeurs d'indices de vides. On peut citer en particulier Grunberger [1995], qui a réalisé des essais similaires sur l'argile. Les valeurs de la perméabilité mesurées sont représentées en fonction de l'indice des vides sur la figure (I.17).

Ces résultats sont confirmés lors des essais de compaction réalisés sur l'argile par [Grunberger, 1995] et [Djéran-Maigre 1995]. Plusieurs mesures de perméabilité ont été effectuées pour chaque degré de compaction qui correspond à une valeur d'indice des vides, et elles sont représentées en fonction de la contrainte verticale sur la figure (I.18).

En effet, la valeur de la perméabilité est influencée par la modification de l'indice des vides. La pression de consolidation influence la magnitude de la perméabilité. La perméabilité décroît avec la décroissance de l'indice des vides. **[1]**

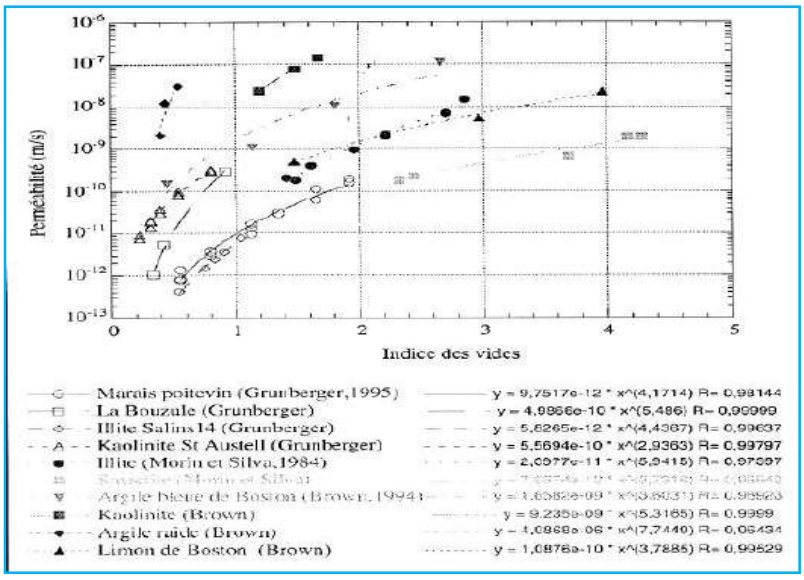


Figure I.18. Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours de la consolidation sous chargement oedométrique, d'après Grunberger 1995. **[1]**

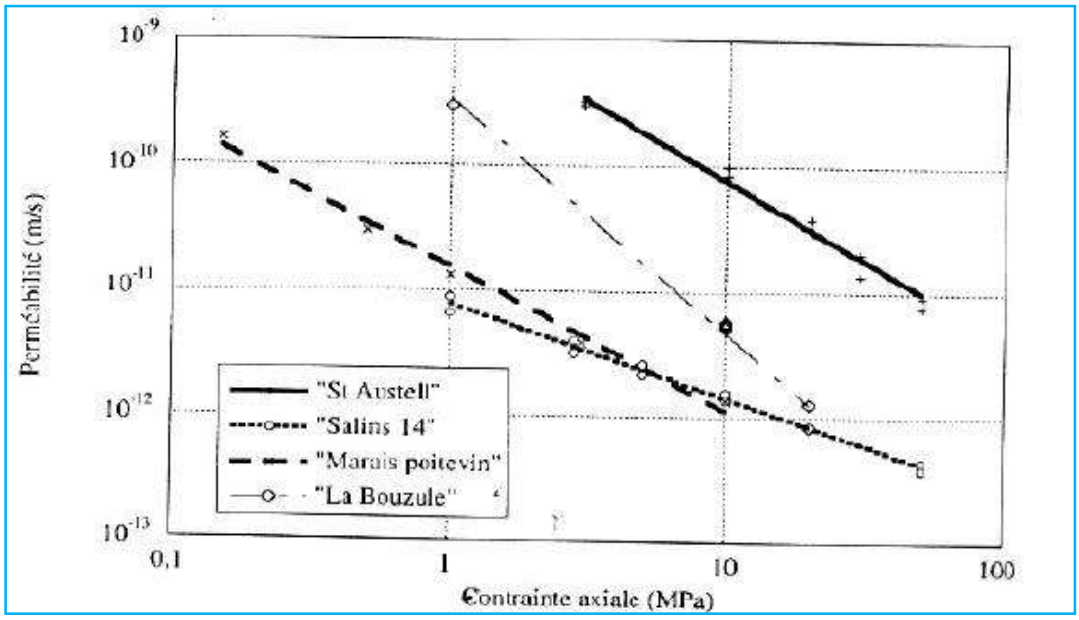


Figure I.19. Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte axiale, au cours de Consolidation oedométrique, en chargement, d'après Grunberger 1995. **[1]**

I.3.8.Méthodes de mesure de la perméabilité :

I.3.8.1.Mesure de la perméabilité dans l'oedomètre : [26]

Le principe de l'appareillage est reproduit sur la Figure (I.19). Un échantillon de sols est placé dans une enceinte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

A chaque étape de chargement, les résultats expérimentaux de l'essai de compressibilité nous permettent également de calculer la perméabilité de façon indirecte à partir de la courbe de consolidation Δh - log t. en effet, ayant déterminé d'une part la valeur de coefficient de consolidation Cv et d'autre part le module oedométrique E_{oedo}, la perméabilité k s'exprime suivant :

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_{oedo}} \qquad \text{……..(5)}$$

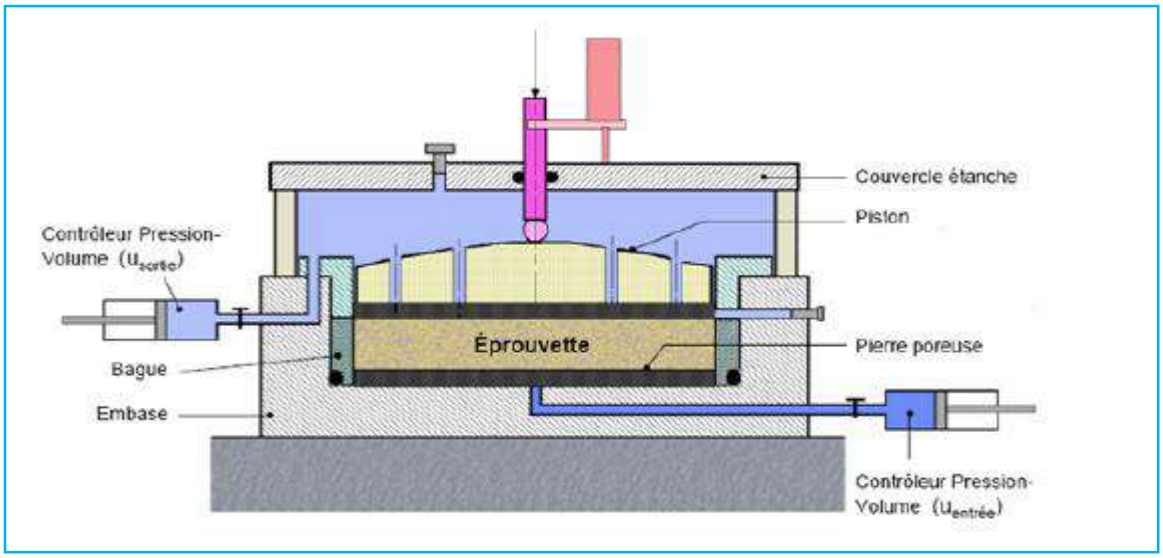


Figure I.20. Cellule oedométrique spécifique pour mesures de perméabilité à gradient de charge constant (L.BERTRAND, 2002). **[26]**

I.3.8.2. Essai à charge variable :

Cette méthode de mesure est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7}$ ms^{-1}). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (Figure I.20). Le mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h1 au niveau h2. On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps (t, t+dt). **[26]**

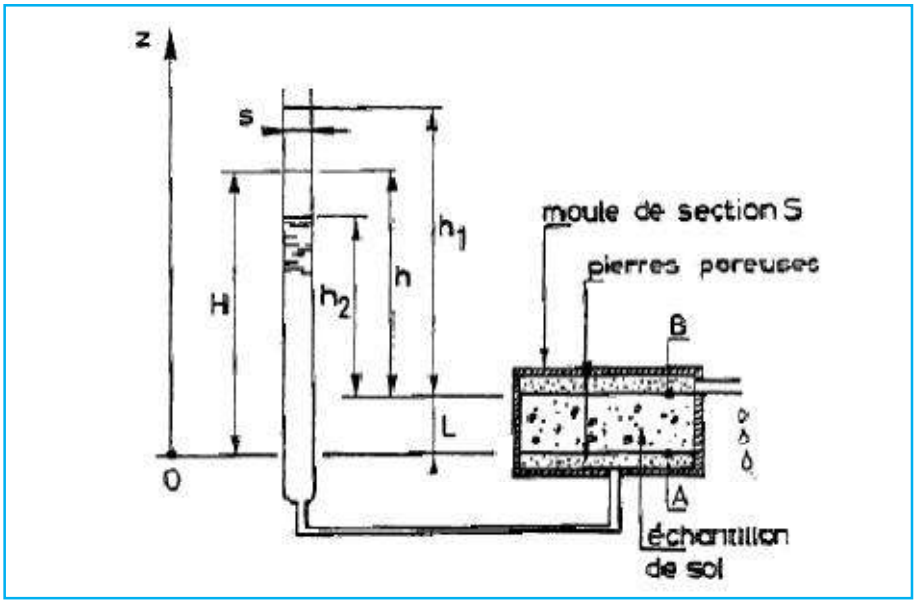


Figure I.21. Perméamètre à charge variable (J.Lérau, 2006). **[26]**

Avec

S : section de l'échantillon

L : hauteur de l'échantillon

s : section du tube où s'effectuent les lectures

hi : charge hydraulique à l'instant ti

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$K = 2.3\frac{s}{S}\frac{L}{(t_2-t_1)}\log\frac{H_1}{H_2} \quad \text{……. (6)}$$

On remarque que pour avoir une bonne précision, il faut avoir un tube de petite section mais dans lequel les effets capillaires doivent rester négligeables. **[26]**

I.3.8.3.Essai a charge constant :

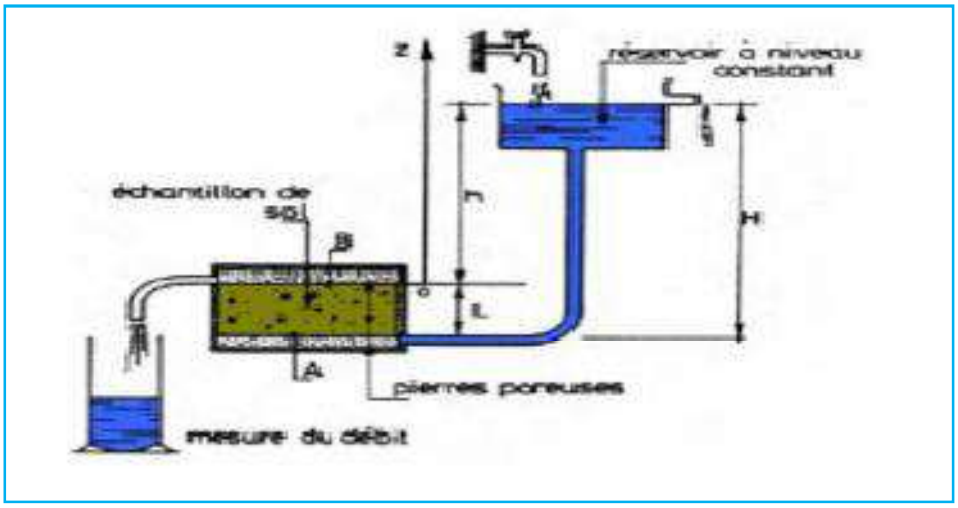


Figure I .22. Perméamètre à charge constante. [27]

Il convient pour des sols très perméables (Sables et graviers). Pour exécuter l'essai, on crée un gradient hydraulique à l'intérieur de l'échantillon et l'eau s'écoule à travers le sol. La charge Δh reste constante.

La vitesse de décharge est déterminée en mesurant le volume d'eau (q) qui traverse un échantillon pendant le temps (t)**. [27]**

Le débit de filtration : $Q = \frac{q}{t}$

Loi de Darcy : $V = \frac{Q}{S} = Ki$

La perméabilité du sol vaut : $K = \frac{Q}{S \cdot i} = \frac{q \cdot L}{S \cdot t \cdot H}$ ……..(7)

CHAPITRE II : Procédures et essais effectués

II.1.Introduction :

Le programme expérimental est reparti en quatre parties, la première partie concerne les paramètres de nature, la deuxième partie concerne les paramètres d'état, la troisième partie concerne les paramètres de comportement mécanique, et la quatrième partie concerne les paramètres de comportement hydraulique. Ces paramètres permettent la classification des matériaux.

II.2. paramètres de nature :

II.2.1.Essai au bleu de méthylène (méthode à la tache) (P 18- 592):

II.2.1.1.But de l'essai:

Cet essai permet de mesurer la capacité des éléments fins à adsorber du bleu de méthylène. Le bleu de méthylène étant adsorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques et les hydroxydes de fer, cette capacité rend compte globalement de l'activité de surface de ces éléments.

II.2.1.2.Principe de l'essai:

L'essai s'applique aux sables et aux graves, pour déterminer rapidement la capacité des éléments fins à adsorber du bleu de méthylène.

La valeur de bleu est la quantité exprimée en grammes de bleu adsorbée par 100g des fines.

II.2.1.3.Mode d'essai :

1) Préparation de l'échantillon :
    - Etuvage de l'échantillon 24h avec T° = 60° C
    - Broyage et tamisage de l'échantillon au tamis 0.08mm

2) En mettre 30g de l'échantillon dans un bécher avec 200ml d'eau distillée, agiter l'ensemble pendant une minute avec une vitesse de 700t/mn ,puis a une vitesse permanente de 400t/mn pendant toute la durée de l'essai.
3) Injecter 5ml de solution de bleu dans le bécher, prélever une goutte de suspension à l'aide d'une baguette de verre, déposer la goutte sur un papier filtre, teste immédiat à la tache.
4) Si le teste est négatif refaire (3) jusqu'à ce que le teste devienne positif, le teste est dit positif si. Dans la zone humide, apparaît autour du dépôt central. Un auréole bleu clair ; il est dit négatif si auréole est incolore.
5) Si le teste est positif en effectuant des testes de minute en minute, sans rien ajouter
Si l auréole bleu clair disparaît de la tache avant la cinquième minute.

   - Injecter 5ml si le volume déjà injecté est >30ml.
   - Injecter 2ml si le volume déjà injecté est <30ml.

6) Renouveler ces opérations jusqu'à ce que le teste devienne positif pendant Cinq minutes consécutives.
7) Calcul de la valeur de bleu :

$$VB\ (ml/g) = V/M \qquad \text{(II.1)}$$

B: masse de bleu introduite dans le bêcher (en g);

M: masse sèche de la prise d'essai (en g);

V: est le volume de la solution de bleu utilisée (ml) ; **[29]**



Figure II. 1: Essai au bleu de méthylène (méthode à la tache).

II.2.2. Analyse granulométrique:

II.2.2.1. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056):

II.2.2.1.1.Principe de l'essai:

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions. Elle présente les proportions relatives des différents dimensions de particule. L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (mailles carrées), emboités les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80µm et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 µm.

II.2.2.1.2.Mode d'essai :

1) **A** Partir de l'échantillon pour laboratoire, préparé deux échantillons pour essai.

L'un de masse $\mathbf{M_{1h}}$ pour déterminer la masse sèche de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique, l'autre de masse $\mathbf{M_h}$ pour effectuer l'analyse granulométrique

2) Peser les deux échantillons $\mathbf{M_{1h}}$ et $\mathbf{M_h}$.
3) Etuvé l'échantillon **M1h** (105°C).
4) Peser la masse sèche **M1s.**
5) La masse sèche de l'échantillon **Ms** est calculée de la maniérée suivante :

$$M_S = \frac{M_{1S}}{M_{1h}} \times M_h = \cdots Kg \qquad \ldots\ldots. (II.2)$$

6) Procéder au lavage de l'échantillon **Mh** sur le tamis de lavage

7) Récupérer le refus et sécher jusqu'à masse constante **M1s.**

M'1s = M''1s = M1s = …….kg

8) Préparer la colonne de tamis et verser la masse **M1s** dans le tamis supérieur de la colonne.

9) Agiter manuellement ou mécaniquement cette colonne.

10) Reprendre un à un les tamis en commençant par celui qui a la plus grande ouverture en adaptant un fond et un couvercle, peser le refus $\mathbf{R_1}$.

11) Reprendre la même opération avec tout les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés $\mathbf{R_2 \ldots R_i \ldots\ldots R_n}$.

12) Peser le tamisât au dernier tamis $\mathbf{T_n}$.

13) Calculer pour chaque tamis le pourcentage du refus cumulé :

$$\frac{R_i}{M_S} \times 100$$

14) Calculer pour le pourcentage de tamisas cumulés pour chaque tamis :

$$100 - \left(\frac{R_i}{M_S} \times 100\right)$$

15) Calculer le pourcentage de pertes $\mathbf{P_n}$

(Rn+Tn ne doit pas différer de plus de 2% de M_{s1}**).**

$$P_n = 100 \times \frac{M_{S1} - (R_n + T_n)}{M_{S1}} \ldots\ldots. (II.3)$$

Tracer la courbe granulométrique.

En abscisse : les dimensions des mailles.

En ordonnée : les pourcentages des tamisas **[30]**

II.2.3. la masse volumique absolue (NF P 18-555) :

II.2.3.1.Définition de la masse volumique absolue (ρ_s):

La masse volumique absolue ρ_s est la masse par unité de volume de la matière, qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains. **[31]**

II.2.3.2.Méthode opératoire:

Cette méthode est très simple et très rapide, elle a été effectuée au laboratoire EPTRC par l'utilisation d'une éprouvette graduée du volume V1 d'eau.

1) Peser un échantillon M du sol (environ 300g), puis l'introduire dans l'éprouvette remplir d'eau en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air;

2) Lire le nouveau volume V2.

La masse volumique absolue est calculée par la relation suivante:

$$\rho_S = \frac{M}{(V_2 - V_1)} \qquad \text{……(II.4)}$$

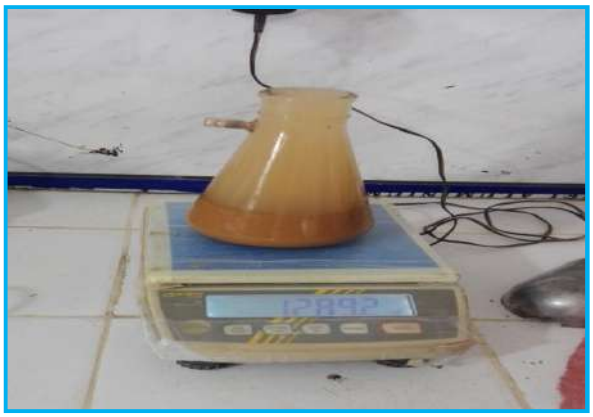


Figure II. 2: Essai de la masse volumique absolue.

II.2.4. la masse volumique apparente (NF P 18-554) :

II.2.4.1.Définition de la masse volumique apparente ρ_d:

1) La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules.

2) La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté. **[32]**

II.2.4.2.Mode opératoire:

1) Déterminer le volume du récipient V

2) Noter la masse du récipient propre et vide M_0

3) Placer le récipient dans le bac en plastique

4) Verser les granulats secs, par couches successives et sans tassement : utiliser les mains comme entonnoir naturel

5) Araser à l'aide de la règle métallique par un mouvement horizontal de va et vient

6) Noter la masse du récipient rempli M_1

7) Vider les granulats dans un autre bac en plastique

8) Renouveler l'opération au moins deux (2) fois avec un autre échantillon du même type

La masse volumique absolue est calculée par la relation suivante :

$$\rho_d = \frac{M_1 - M_0}{V} \qquad \ldots\ldots(II.5)$$



Figure II. 3: Essai de la masse volumique apparente.

II.2.5.Equivalent de sable (NF P 18-597) :

II.2.5.1.Définition et but de l'essai :

L'essai permet de mettre en évidence la proportion relative de poussière fine nuisible ou d'éléments argileux dans les sols ou agrégats fins. Pour un béton, ces fines risquent d'inhiber l'hydratation du liant et gênent l'adhérence avec les agrégats.

II.2.5.2.Principe de l'essai :

L'essai consiste à laver l'échantillon (passé au tamis de 4 mm) dans des conditions normalisées et laisser reposer. Il rend compte globalement de la quantité d'éléments fins en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui floculent. **[33]**

L'équivalent de sable est calculé par les formules :

1) L'équivalent de sable visuel : $ESV(\%) = \frac{h'_2}{h_1} \times 100$……. (II.6)

2) L'équivalent de sable avec piston : $ES(\%) = \frac{h_2}{h_1} \times 100$……..(II.7)

II.2.5.3.Mode d'essai :

1) Prendre un échantillon pour déterminer la teneur en eau (W)%. (L'échantillon est préparé selon la norme: P18-553).
2) Préparer deux (02) échantillons pour l'essai. L'essai effectue sur le sable à sa teneur en eau naturelle, La masse sèche de l'échantillon doit être de 120 ± 1gr.
3) Remplir l'éprouvette cylindrique, Avec la solution lavant Jusque au trait repère inférieur. Verser la prise d'essais (m=120g) soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette et laisser reposer dix(10) minutes.
4) Boucher l'éprouvette, La fixer sur la machine d'agitation puis faire subir à l'éprouvette 90 cycles en 30s ± 1s, Remettre l'éprouvette en position verticale**.**
5) ôter le bouchon de caoutchouc et le rincer au dessus de l'éprouvette avec la solution lavant, Rincer les parois de l'éprouvette avec la solution en descendant le tube laveur en l'enfonçant jusqu' au fond de l'éprouvette. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur relever le tube laveur**.**
6) Laisser reposer 20mn ± 10s.
7) Mesurer à l'aide du réglet la hauteur H1 du niveau supérieur du floculat pour chaque éprouvette.
8) Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment, Bloquer le manchon.
9) Mesurer la hauteur du sédiment H'2
10) Recommencer les mêmes opérations pour une deuxième prise d'essais.

II.3.Paramètres d'état :

II.3.1.Teneur en eau de sol (NFP94- 050):

II.3.1.1.Définition:

La teneur en eau d'un sol est le paramètre d'état fondamental de son comportement. Elle est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné du sol. Cette grandeur est noté (W), et elle exprime en pourcentage:

$$W\% = \frac{M_W}{M_d} \times 100 \quad \ldots\ldots(\text{II.8})$$

M_W : la masse de l'eau dans l'échantillon

M_d : la masse totale de l'échantillon sec.

L'échantillon de sol est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation obtenue, l'échantillon est pesé à nouveau. Les deux pesées donnent par différence la masse de l'eau contenue dans le sol. **[34]**

II.4.Paramètres de comportement mécanique :

II.4.1. Proctor normal (NF P 94 - 093):

II.4.1.1. Définition:

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Il augmente la compacité du sol, donc réduit ses possibilités de déformation et améliore sa capacité portante. Il agit en réduisant presque instantanément le volume du sol, essentiellement par réduction de volume des vides remplis d'air.

II.4.1.2. But de l'essai:

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné, et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

II.4.1.3.Principe de l'essai:

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau, et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor optimale présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. **[35]**



Figure II. 4: Essai Proctor normal.

II.4.2. Essai oedométrique (NF P 94-091-1):

II.4.2.1. But de l'essai:

Cet essai a pour but de déterminer des paramètres suivants:

1) La contrainte effective verticale de consolidation;
2) L'indice de compression (chargement, courbe vierge);
3) L'indice de gonflement (décharge);
4) Le coefficient de consolidation.
5) Les caractéristiques de compressibilité d'un sol
6) Estimer le tassement d'un massif de sol (une fondation superficielle)

II.4.2.2. Principe de l'essai:

Dans cet essai chaque éprouvette du sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (Oedomètre) et un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical maintenu constant. L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente et à mesurer sa variation de hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau (échantillon saturé). **[36]**

II.4.2. 3. Courbe de compréssibilité:

Les résultats de l'essai se présentent sous forme d'une courbe :

$$e = f(log\square\square_v)$$

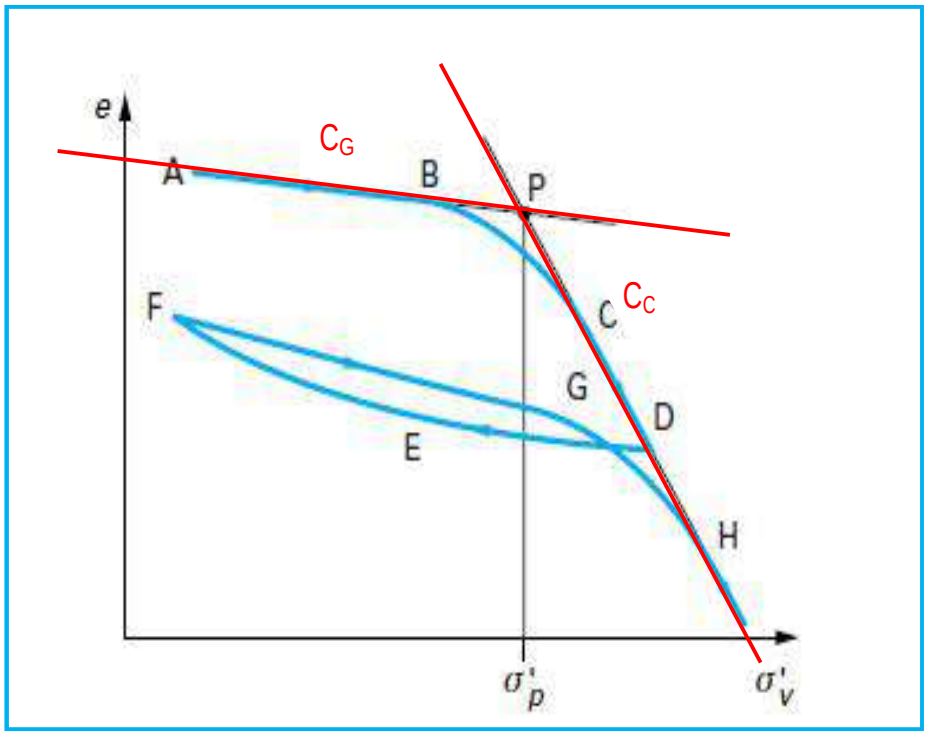


Figure II. 5: Courbe de compressibilité.

-D'après la tangente reliante entre les points A B on obtient l'indice de gonflement C_G

-D'après la tangente reliante entre les points C D et H on obtient l'indice de compression C_c

-La contrainte verticale effective de préconsolidation $\square\square_p$ correspond par définition à l'abscisse du point d'intersection entre la droite des deux tangentes citées précédemment.

Indice de compression (C_C) :

Pente de la courbe vierge de compressibilité $\mathbf{c_c} = \left|\frac{\Delta e}{\Delta(\log\sigma')}\right|$ …..(II.9)

Indice de gonflement (C_G) :

Pente d'un cycle de déchargement-rechargement $C_G = \left|\frac{\Delta e}{\Delta(\log\sigma')}\right|$……(II.10)

Module œdométrique sécant (E_{oed}) :

Module de déformation calculé entre deux pointes de la courbe de chargement N1 (σ1, e1) et N2 (σ2, e2), qui n'a pas une valeur constante. Ce module permet de calculer les tassements des sols.

$$E = \frac{(\sigma'_{va} - \sigma'_{vb})}{(Ha - Hb)} * Hi \ldots\ldots \text{(II.11)}$$

$\boldsymbol{Ha}$**:** La hauteur de l'éprouvette a la fin de la consolidation sous la contrainte $\boldsymbol{\sigma'_{va}}$

Hb: La hauteur de l'éprouvette a la fin de la consolidation sous la contrainte $\boldsymbol{\sigma'_{vb}}$

Hi: La hauteur initiale de l'éprouvette

II.4.2.4. Détermination du coefficient de consolidation :

- Méthode de TAYLOR : qui détermine le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps.

$$cv = \frac{0.848\, H^2}{t_{90}} \ldots\ldots \text{(II.12)}$$

H = h (si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté)

H = h/2 (si l'éprouvette est drainée par ses deux faces supérieure et inférieure).

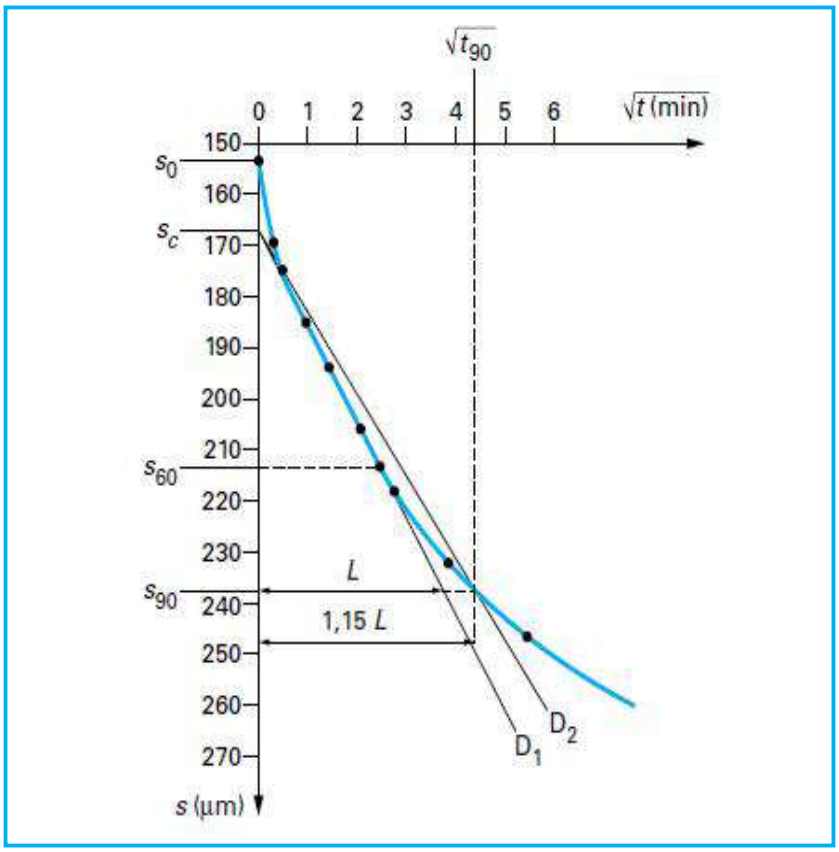


Figure II. 6: Méthode de TAYLOR.

On trace successivement la droite D_1, puis la droite D_2 passant par S_c et de pente 1.15 fois plus faible.

L'intersection de D_2 avec la courbe de tassement fournit $\sqrt{t_{90}}$.

S_c : étant le tassement initial D_0

-Méthode de CASAGRANDE: qui détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation. On représente cette fois le tassement en fonction de log t.

$$cv = \frac{0.197\ H_{dr}^2}{t_{50}} \text{.....(II.13)}$$

H_{dr} = h (si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté)

H_{dr} = h/2 (si l'éprouvette est drainée par ses deux faces supérieure et inférieure).

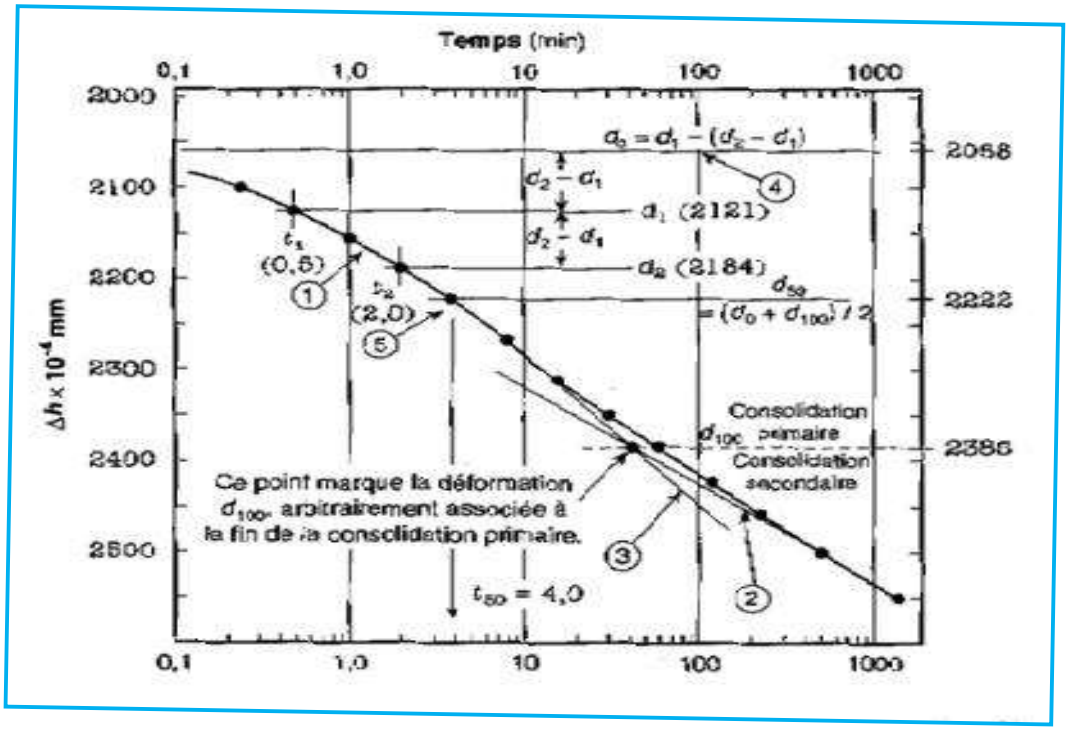


Figure II.7:Méthode de CASAGRANDE.

- On trace les courbe en plaçant les lectures des deformation en ordonnée et logarithme du temps en abscisse.
- On prolonge, vers l'interieur et le haut du graphique , la partie inferieur de la courbe.
- On prolonge vers le bas le segment linéaire médian de la courbe, situé entre les deux segment de concavité inverse.
- On determine la defrmation d_0, associée a la deformation initiale corrigée au début du palier de chargement. Pour ce faire, on selectionnne deut point de la courbe, (t_1, d_1) et (t_2, d_2). (la valeur de t_2 est 4 fois celle de t_1, et la valeur de d2 devrait se situer entre le quart et la demie du tassement total produit lors du palier de chargement) la deformation d0 correspond a la valeur d1 moins l'ecart entre les deformation d1 et d2 :

$$D_0=d_1-(d_2-d_1)$$

- On calcule la deformation d_{50} correspondant a 50% du tassement de consolidation primaire en faisant la moyenne entre les valeur de d_0 et d_{100}. Sur la courbe, la deformation de d_{50} et associer a la coordonnée de temps t_{50}. **[36]**



Figure II. 8: Essai oedométrique.

II.4.3. Essai Friabilité des sables (NF P 18-576) :

II.4.3.1. But de l'essai:

Déterminer la résistance a la fragmente d'un sable.

II.4.3.2. Principe de l'essai:

Mesure l'évolution granulométrique d'une fraction du sable (0.2-2mm ou 0.2-4mm) produite par fragmentation dans un cylindre en rotation en présence d'eau et d'une charge broyante (billes métalliques). [37]



Figure II.9: Essai Friabilité des sables.

II.5.Paramètres de comportement hydraulique :

Le comportement hydraulique du sol est caractérisé essentiellement par la perméabilité.



Figure II. 10 : Essai de perméabilité.

II.5.1.Essai de perméabilité :

On définit la perméabilité, la capacité d'un sol ou d'un massif de se laisser traverser par un fluide (généralement l'eau). Elle s'exprime par un coefficient appelé coefficient de perméabilité qui égale au rapport de la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique, notée k et exprimé en m/s.

Les échantillons sont préparés par des mélanges de sable propre avec des pourcentages de bentonite et kaolinite (2% ,4%,6%et 8%).ils été compactés aux optimum Proctor. Après mesuré de perméabilité ont été effectuées avec un peréamétrie a charge variable puis a l'oedomètre (8% de kaolinite et 8% de bentonite) et on peut calcule (k de perméamétre et kv de l'oedomètre) et on compare les résultats.

CHAPITRE III : Résultats et interprétations

III.1.Introduction :

Après avoir effectué les différents essais sur le sable propre de Boussaâda et avec l'addition de la bentonite et de la koalinite, les résultats obtenus après tous les conversions de calcul, sont traduits sous forme de tableaux et de courbes pour permettre leurs interprétations.

Dans le but de valoriser le sable de Boussaâda dans le domaine de la géotechnique, une étude expérimentale a été réalisée sur les matériaux suivants :

- Sable 0/1de Boussaâda.
- Bentonite de Maghnia.
-kaolinite de Berrouaghia.
- Des mélanges (sable (0/1) + Bentonite) à différents pourcentages de Bentonite : 2%, 4%, 6% et 8%.
- Des mélanges (sable (0/1) + kaolinite) à différents pourcentages de kaolinite : 2%, 4%, 6% et 8%.

III.2.Essai sur sable propre :

III.2.1.L'analyse granulométrique:

Echantillon : sable 0/1 de Boussaâda .Le poids des matériaux tamisés est de 1000 g.

Tableau III.1.les résultats de l'analyse granulométrique.

Tamis (mm)	*Refus (g)*	*Refus (%)*	*Tamisats (%)*
0.4	33	3.3	96.7
0.315	86	8.6	91.4
0.2	599	59.9	40.1
0.1	961	96.1	3.9
0.08	975	97.5	2.5
0.063	976	97.6	2.4

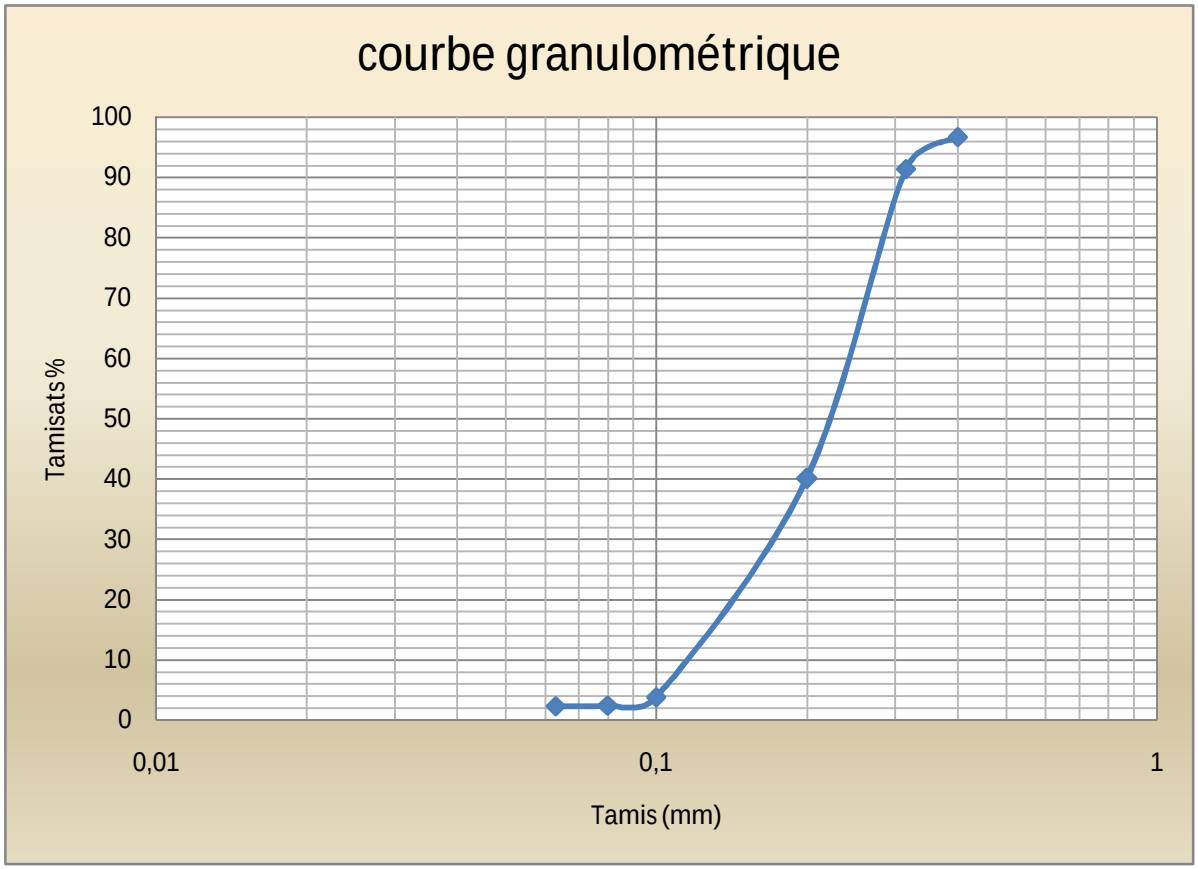


Figure III.1: Courbe granulométrique du sable (0/1) de Boussaâda.

Interprétation des courbes granulométriques :

On déduit de cette analyse que l'échantillon : sable fin .

III.2.2.Equivalent de sable :

Tableau III.2. Les résultats de l'essai de l'équivalent de sable.

Tube N°	*Hauteur total*	*Hauteur H1 sable visible*	*Hauteur H2 piston*	*ES(%)*
I	43	10.6	7.5	70.75
II	43	11.0	8.0	72.72
moyenne				71.73

On déduit que le sable est propre (ES>65%)

III.2.3.La masse volumique apparente :

Tableau III.3. Les résultats de l'essai de la masse volumique apparente.

N° d'essai	*1*	*2*	*3*
Volume de moule (cm^3)	933	933	933
La masse (moule +sable) (g)	4773.9	4769.0	4783.3
La masse (moule) (g)	3386.7	3386.7	3386.7
La masse volumique apparente (g/cm3)	1.48	1.48	1.49
La masse volumique apparente moyenne (g/cm3)			1.483

III.2.4. La masse volumique absolue :

Tableau III.4. Les résultats de l'essai de la masse volumique absolue.

Classe	*0/3*
Température (T) en °C	25
Nature du liquide (densité) E	1
Poids du pycnomètre +liquide P1 (eau)	979.2
Poids de l'échantillon P2 (sable0/1)	500
Poids totale A=P1+P2	1479.2
Pycno + échantillon+ liquide B=A-P2	1289.5
Poids liquide complémentaire C=A-B	189.7
Volume de l'échantillon D=C/E	189.7
Poids spécifique MV=P2/D	2.64

III.2.5.Essai de friabilité de sable :

Tableau III.5. Les résultats de l'essai de friabilité de sable.

N° de l'échantillon	*I*
Nature de l'échantillon	0/3
Classe granulaire	0.2-2
Poids initial P du matériau	500
Poids P' après usure	418.39
Fs (%)	16.322

$$Fs = \frac{500 - P'}{500} \times 100 = 16.322\%$$

III.2.6.Essai au bleu de méthylène :

Tableau III.6. Les résultats de l'essai au bleu de méthylène.

MB/Qualification des fines /EN933-9	
Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/2mm, grs	M1=200
Quantité totale de la solution colorée ajoutée, ml	V1=20
MB exprimé en gramme de bleu pour 1000g de fraction 0/2mm	MB=1

Avec MB= (V1/M1)*10=1

III.2.7.L'essai Proctor :

Tableau III.7. Les résultats de l'essai Proctor.

D'eau %	***0%***	***1%***	***3%***	***5%***
Poids total humide (gr)	4926.55	4946.6	4964.9	4964.9
Poids du moule (gr)	3394	3394	3394	3394
Poids du matériau humide (gr)	1527.1	1552.6	1572.5	1570.9
Volume du moule (cm^3)	933	933	933	933
Densité sèche(t/m^3)	1.636	1.647	1.636	1.603
N° de la tare	**0%**	**1%**	**3%**	**5%**
Poids total humide (gr)	911.97	447.9	565.0	436.2
Poids total sec (gr)	910.6	442.9	547.7	414.4
Poids du matériau sec (gr)	910.6	442.9	547.7	414.4
Teneur en eau (%)	0.15	1.12	3.15	5.26
Densité sèche(t/m^3)	1.640	1.645	1.634	1.599

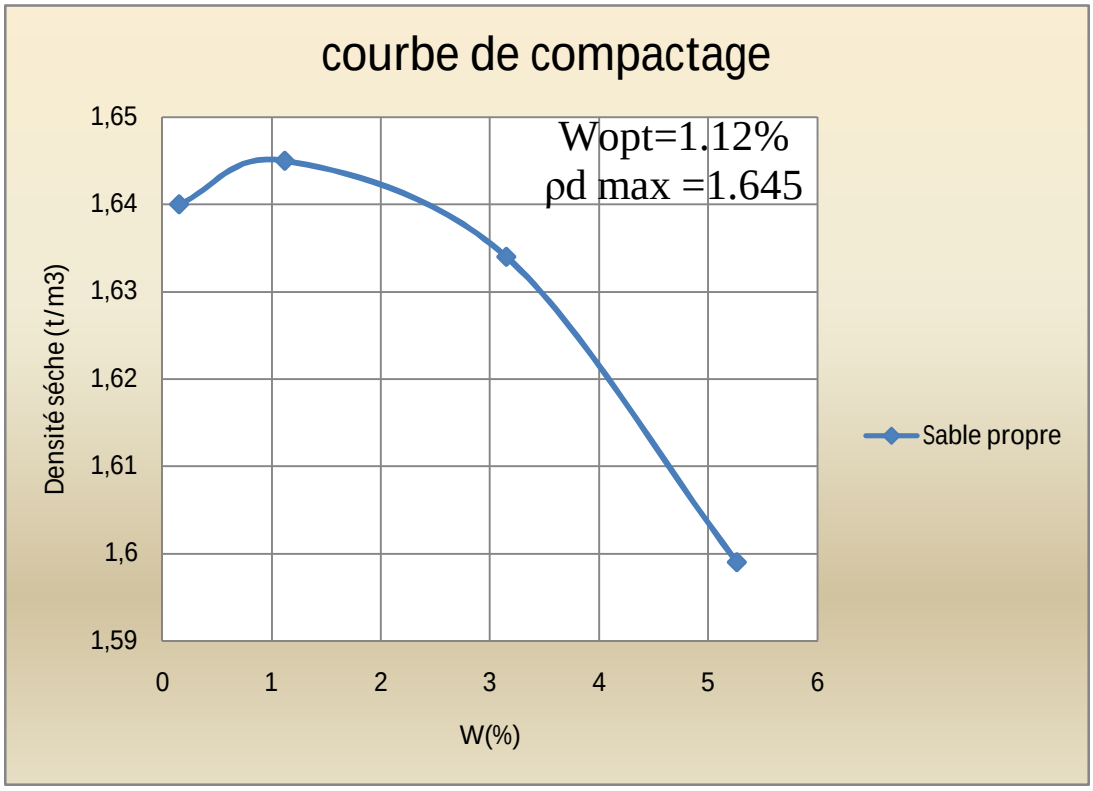


Figure III.2: Résultat d'essai Proctor.

III.2.8.Essai de perméabilité :

III.2.8.1.Essai de perméabilité à charge variable à l'état compact:

Tableau III.8. Les résultats de l'essai de perméabilité à charge variable à l'état compact.

Essais		***1***	***2***	***3***
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**91**	**93**	**92**
Temps (s)	**t**	**8.78**	**6.78**	**7.11**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$4.29*10^{-4}$**	**$4.27*10^{-4}$**	**$4.68*10^{-4}$**
Moyenne		**$4.41*10^{-4}$**		

Pour calculer le Coefficient de perméabilité on utilise la formule suivante :

$$k = \frac{a.L}{A.t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

III.2.8.2.Essai de perméabilité a charge variable à l'état lâche :

Tableau III.9. Les résultats de l'essai de perméabilité à charge variable à l'état lâche.

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur de manomètre (cm)	**Δh**	**190**	**190**	**190**
Volume d'eau recueille (cm^3)	**Q**	**100**	**156**	**206**
Temps (s)	**t**	**12.89**	**21.22**	**29.17**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$5.82*10^{-3}$**	**$5.52*10^{-3}$**	**$5.30*10^{-3}$**
Moyenne		**$5.54*10^{-3}$**		

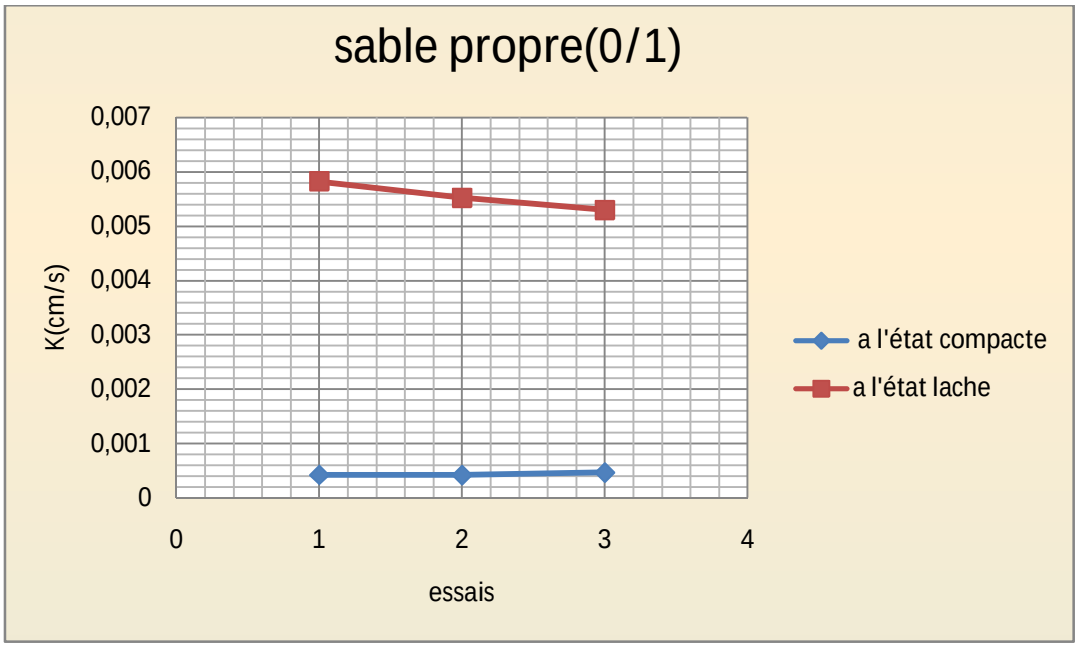


Figure III.3:corrélation entre l'essai de perméabilité à charge variable à l'état lâche et a l'état compact.

III.3.Essai de perméabilité sur sable modifié :

III.3.1.Essai sur sable à l'état compact +bentonite:

III.3.1.1. Essai sur sable à l'état compact +bentonite à (2%) :

Tableau III.10. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact + bentonite à (2%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**75.5**	**78**	**66**
Temps (s)	**t**	**43.9**	**43.47**	**57.35**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$2.55*10^{-4}$**	**$2.28*10^{-4}$**	**$2.89*10^{-4}$**
Moyenne		**$2.41*10^{-4}$**		

III.3.1.2. Essai sur sable 0 l'état compact+bentonite à (4%) :

Tableau III.11. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (4%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**81.5**	**74.5**	**62.5**
Temps (s)	**t**	**40.02**	**61.08**	**104.74**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$2.04*10^{-4}$**	**$1.92*10^{-4}$**	**$1.79*10^{-4}$**
Moyenne		**$1.91*10^{-4}$**		

III.3.1.3. Essai sur sable à l'état compact:+bentonite à (6%)

Tableau III.12. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (6%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**84.5**	**77**	**83**
Temps (min)	**t**	**3.15**	**4.05**	**3.04**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$3.45*10^{-5}$**	**$4.26*10^{-5}$**	**$4.04*10^{-5}$**
Moyenne		**$3.91*10^{-5}$**		

III.3.1.4. Essai sur sable à l'état compact +bentonite à (8%):

Tableau III.13. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+bentonite à (8%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**98**	**98.5**	**98**
Temps (min)	**t**	**28.24**	**30.21**	**38.25**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$4.73*10^{-7}$**	**$3.31*10^{-7}$**	**$3.50*10^{-7}$**
Moyenne		**$3.85*10^{-7}$**		

III.3.2.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite

III.3.2.1.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite à (2%)

Tableau III.14. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+kaolinite à (2%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**54.5**	**51**	**39**
Temps (s)	**t**	**8.46**	**8.56**	**11.67**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$2.86*10^{-3}$**	**$3.14*10^{-3}$**	**$3.22*10^{-3}$**
Moyenne		**$3.07*10^{-3}$**		

III.3.2.2.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite à (4%):

Tableau III.15: Essai de perméabilité sur sable à (4%) à l'état compact +kaolinite.

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**58**	**53**	**43**
Temps (s)	**t**	**15.54**	**15.79**	**21.58**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$1.4*10^{-3}$**	**$1.6*10^{-3}$**	**$1.56*10^{-3}$**
Moyenne		**$1.52*10^{-3}$**		

III.3.2.3.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite à (6%)

Tableau III.16. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact +kaolinite à (6%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**49**	**47.5**	**47**
Temps (s)	**t**	**24.18**	**25.68**	**27.01**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$1.17*10^{-3}$**	**$1.15*10^{-3}$**	**$1.11*10^{-3}$**
Moyenne		**$1.14*10^{-3}$**		

III.3.2.4.Essai sur sable à l'état compact +kaolinite à (8%) :

Tableau III.17. Essai de perméabilité sur sable à l'état compact+kaolinite à (8%).

Essais		*1*	*2*	*3*
Diamètre de moule (cm)	**D**	**10**	**10**	**10**
Hauteur de moule (cm)	**L**	**11.2**	**11.2**	**11.2**
Diamètre de tube (cm)	**d**	**0.6**	**0.6**	**0.6**
Aire de section de tube (cm^2)	**a**	**0.28**	**0.28**	**0.28**
Aire de section de moule (cm^2)	**A**	**78.5**	**78.5**	**78.5**
Hauteur initiale (cm)	**h1**	**100**	**100**	**100**
Hauteur finale (cm)	**h2**	**63**	**63.5**	**49.5**
Temps (s)	**t**	**17.83**	**16.58**	**26.58**
Coefficient de perméabilité (cm/s)	**k**	**$1.03*10^{-3}$**	**$1.08*10^{-3}$**	**$1.04*10^{-3}$**
Moyenne		**$1.05*10^{-3}$**		

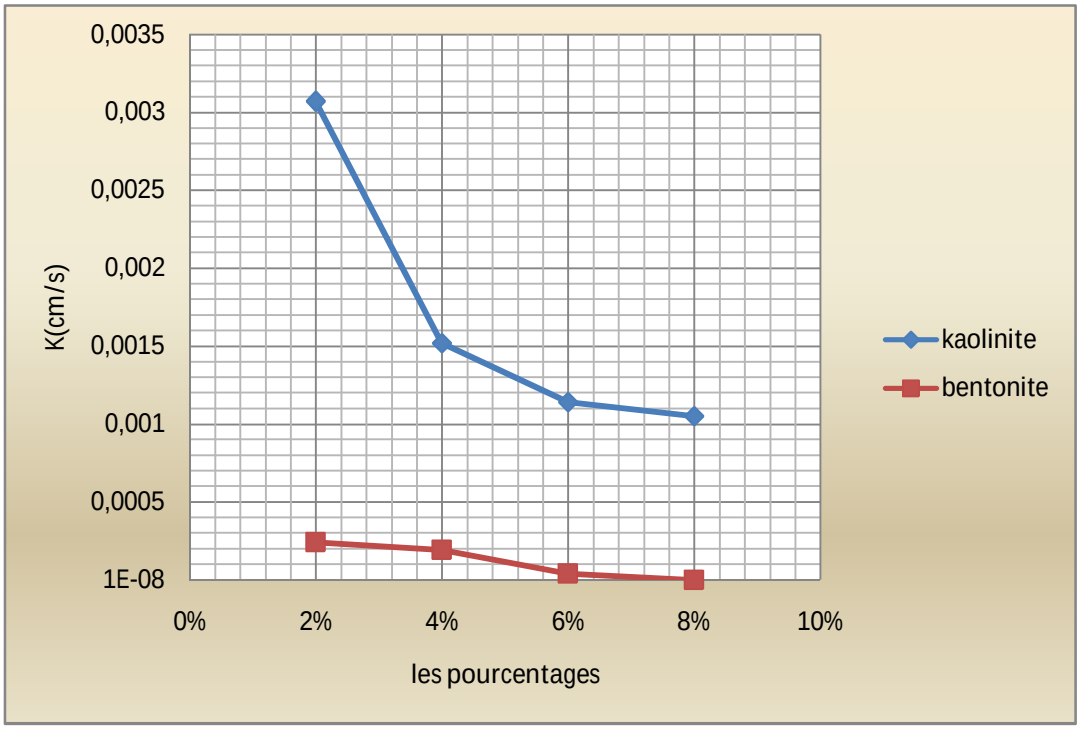


Figure III.4: variation de Coefficient de perméabilité en fonction des pourcentages de kaolinite ou de bentonites ajoutées au sable propre à son état compact.

Interprétation des résultats :

D'après les tableaux et les graphes résultants des essais de perméabilité à charge variable effectués sur deux mélanges (sable + bentonite à % variables) et (sable + kaolinite à % variables) on déduit que :

- Plus le pourcentage de la bentonite ou de la kaolinite augmente dans le sable, plus la perméabilité du mélange diminue ;
- Pour le même pourcentage de bentonite ou de la kaolinite ajouté au sable, la perméabilité du sable +bentonite est plus faible que celle du sable + kaolinite
- Pour obtenir un mélange imperméable, il est recommandé alors d'utiliser la bentonite que la kaolinite. Cette étude nous montre l'effet minéralogique des argiles sur la perméabilité.

III.4.Evaluation de la perméabilité des mélanges à partir de l'essai oedomètrique :

Après avoir étudié l'effet des minéraux argileux sur la perméabilité dans la partie précédente, on souhaite d'étudier dans cette partie l'effet des différentes méthodes utilisées pour l'évaluation de la perméabilité. A cet effet, les valeurs de la perméabilité obtenues pour les mélanges du sable+bentonite et du sable+kaolinite au pourcentage le plus élevé sont comparées à celles obtenues pour les mêmes mélanges à partir de l'essai oedométrique.

L'évaluation de la perméabilité à partir de l'essai oedomètrique consiste à :

1. Effectuer l'essai oedomètrique selon plusieurs paliers de charge. De préférence aller jusqu'aux grandes charges (>1MPa) ;
2. Evaluer la courbe de compressibilité de l'essai ;
3. Estimer le coefficient de compressibilité a_v à partir de la courbe de compressibilité ;
4. Estimer à chaque palier le coefficient de consolidation c_v ;
5. Evaluer à chaque palier le coefficient de perméabilité selon la formule suivante :

$$k_v = \frac{c_v . \gamma_w . a_v}{(1 + e)}$$

III.4.1.Essai oedomètrique (sable + kaolinite à 8%) :

D= 5 cm ; H= 2 cm ⟶ V=39.26 cm^3

M $_{\text{trousse vide}}$ = 57.5 g

Mh $_{\text{trousse +échantillon de kaolinite 8\%}}$=136.1g ⟶ Mh $_{\text{échantillon de kaolinite 8\%}}$= =78.6g

Ms $_{\text{trousse +échantillon de kaolinite 8\%}}$=122g ⟶ Ms $_{\text{échantillon de kaolinite 8\%}}$=64.5g

$$\rho_h = \frac{M_h}{v} = \frac{78.6}{39.26} = 2.002(g/cm^3)$$

$$W = \frac{M_h - M_S}{M_S} \times 100\% = \frac{78.6 - 64.5}{64.5} \times 100 = 21.86\%$$

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{1 + w} = \frac{2.002}{1 + 0.2186} = 1.642(g/cm^3)$$

$$e_0 = \frac{\rho_S}{\rho_d} - 1 = \frac{2.64}{1.642} - 1 = 0.607$$

$$e_{i+1} = e_i - \frac{\Delta h_{i+1}}{H_0}(1 + e_0)$$

$$\delta = \frac{P_{piston}}{S} + \frac{P_{mis}}{S} \times 10$$

$\Delta hi = (Li - Lf) * 0.01$

Li et Lf sont les lectures initiale et finale durant chaque palier, et 0.01 est le calibre du comparateur.

Tableau III.18. Les résultats de l'essai oedomètrique (sable + kaolinite 8%).

Palier	*poids*	*Li*	*Lf*	*Δhi*	*ei*	σ'_{vi} *(kpa)*
1	**500g**	620	594	0.26	0.586	26.490
2	**1kg**	594	579.5	0.145	0.574	51.961
3	**2kg**	579.5	569	0.105	0.565	102.903
4	**4kg**	569	559.5	0.095	0.557	204.788
5	**8kg**	559.5	546	0.135	0.546	408.558
6	**16kg**	546	534.5	0.115	0.536	816.970

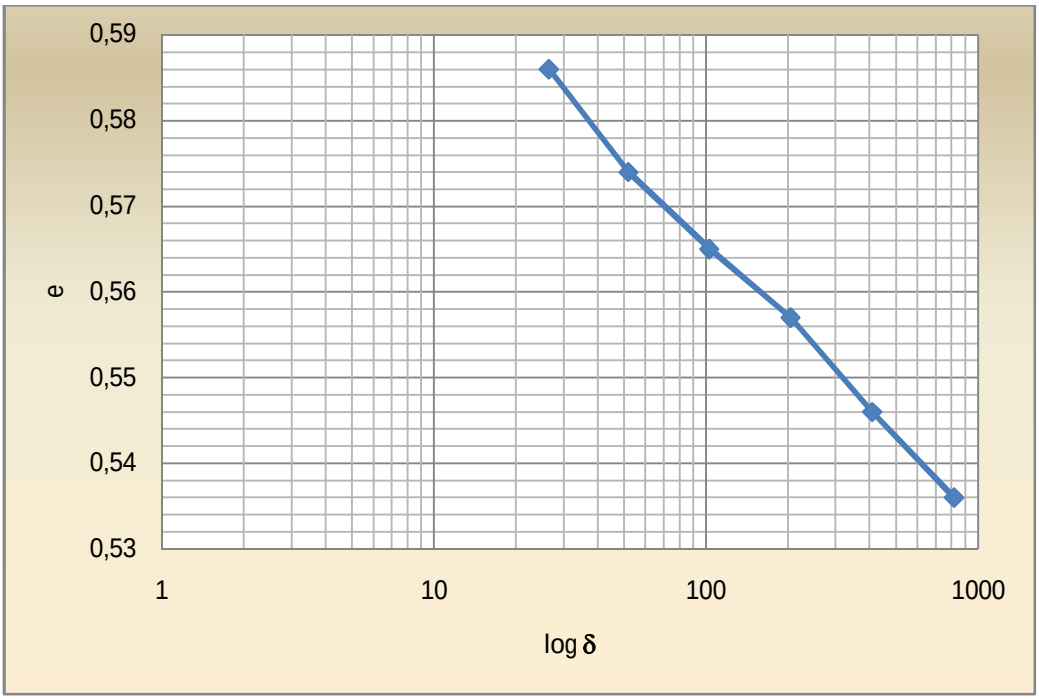


Figure III.5. Courbe de compressibilité (sable + kaolinite 8%).

$$a_V = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{|0.557 - 0.536|}{|816.970 - 204.788|} = 3.43 \times 10^{-5} kpa^{-1}$$

III.4.2.Essai oedomètrique (sable + bentonite 8%) :

D= 5 cm ; H= 2 cm ⟶ V=39.26 cm^3

M $_{trousse\ vide}$ = 57.5 g

Mh $_{trousse\ +échantillon\ de\ bentonite\ 8\%}$=128.3g

Mh $_{échantillon\ de\ bentonite\ 8\%}$= 70.8g

Ms $_{trousse\ +échantillon\ de\ bentonite\ 8\%}$=117.8g ⟶ Ms $_{échantillon\ de\ bentonite\ 8\%}$=60.3g

$$\rho_h = \frac{M_h}{v} = \frac{70.8}{39.26} = 1.803\ (g/cm^3)$$

$$W = \frac{M_h - M_S}{M_S} \times 100\% = \frac{70.8 - 60.3}{60.3} \times 100 = 17.41\%$$

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{1 + w} = \frac{1.803}{1 + 17.41\%} = 1.535(g/cm^3)$$

$$e_0 = \frac{\rho_S}{\rho_d} - 1 = \frac{2.64}{1.535} - 1 = 0.719$$

$$e_{i+1} = e_i - \frac{\Delta h_{i+1}}{H_0}(1 + e_0)$$

$$\delta = \frac{P_{piston}}{S} + \frac{P_{mis}}{S} \times 10$$

Δhi= (Li-Lf)*0.01

Tableau III.19. Les résultats de l'essai d'essai oedomètrique (sable + bentonite 8%).

poids	*Li*	*Lf*	*Δhi*	*ei*	*δvi (kpa)*
500g	715	675.5	0.395	0.685	26.490
1kg	675.5	669	0.065	0.679	51.961
2kg	669	656	0.13	0.667	102.903
4kg	656	639	0.17	0.652	204.788
8kg	639	618	0.21	0.633	408.558
16kg	618	595	0.23	0.613	816.970

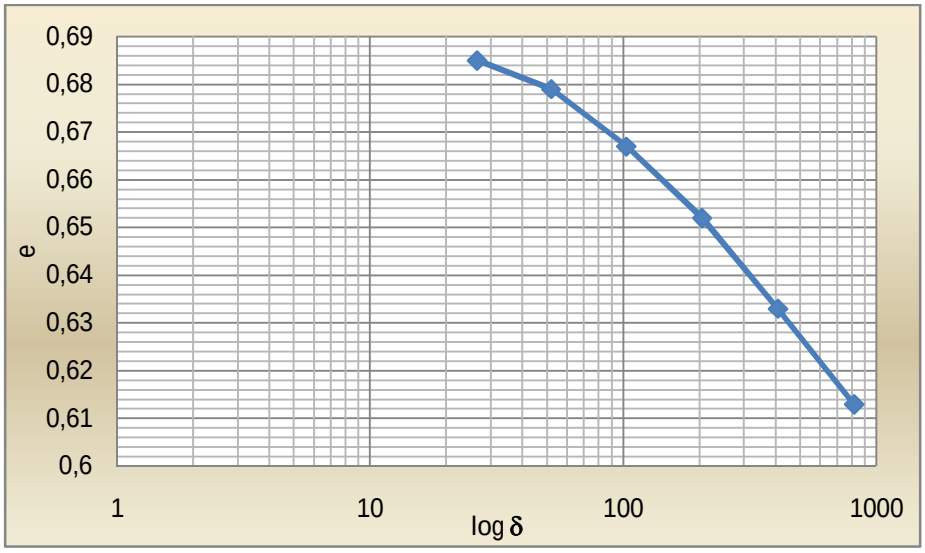
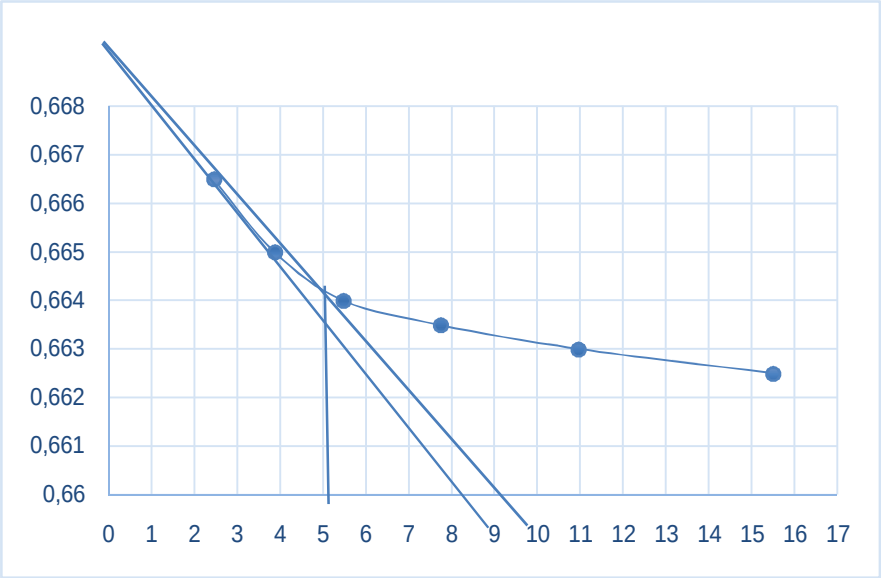


Figure III.6. Courbe de compressibilité (sable + bentonite 8%).

$$a_V = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{|0.613 - 0.652|}{|816.970 - 204.788|} = 6.37 \times 10^{-5} kpa^{-1}$$

III.5.Estimation du coefficient de consolidation c_v à chaque palier (2, 4,8et 16kg) (sable + bentonite 8%):



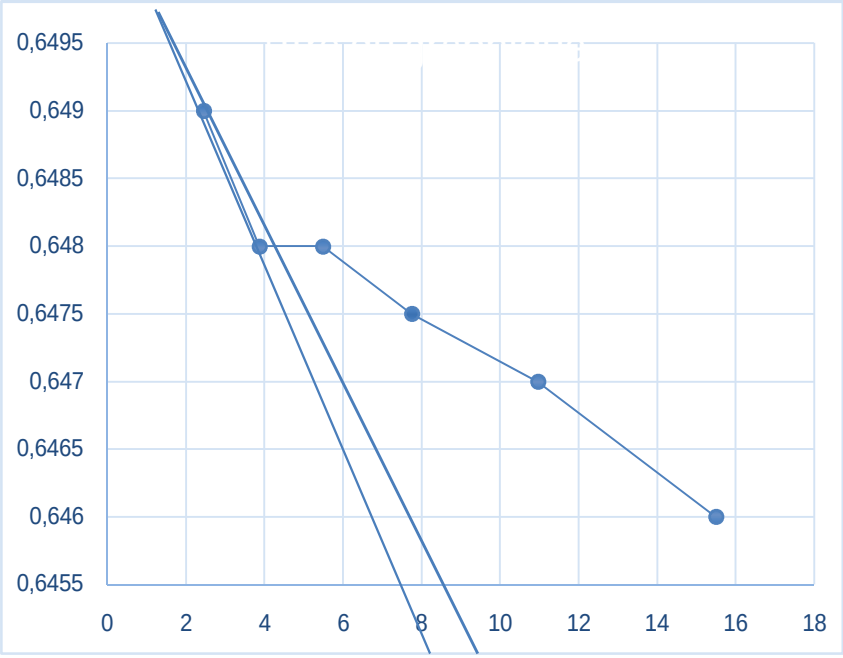
t90=27.04sec

Hd=19.95125mm

Cv=0.1248 cm^2/s

Kv=4.63*10^{-5}cm/s

Figure III.7. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (2kg).



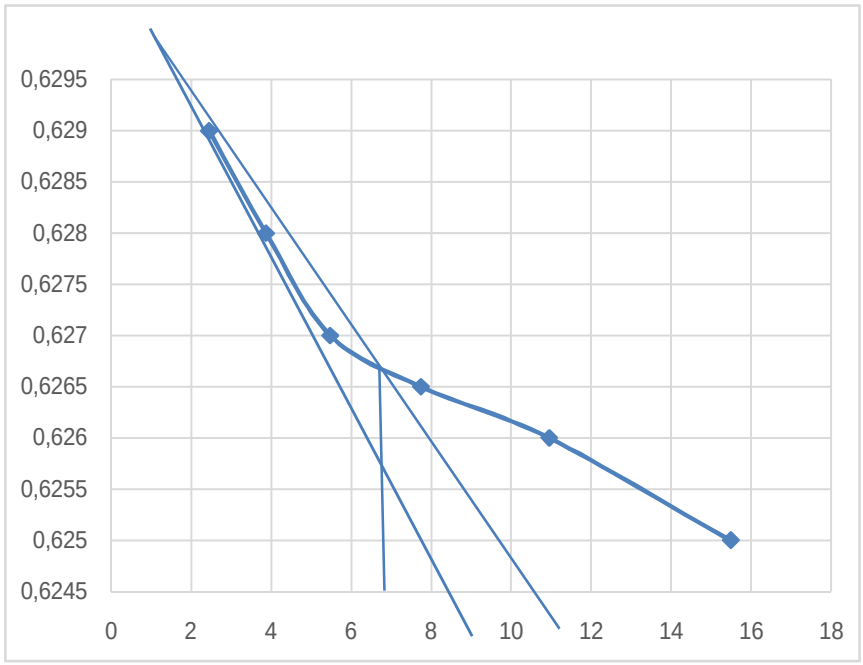
t90=23.04 sec

hd= 19,93825 mm

Cv=0.146314cm^2/s

Kv= 5.42*10^{-5}cm/s

Figure III.8. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (4kg).



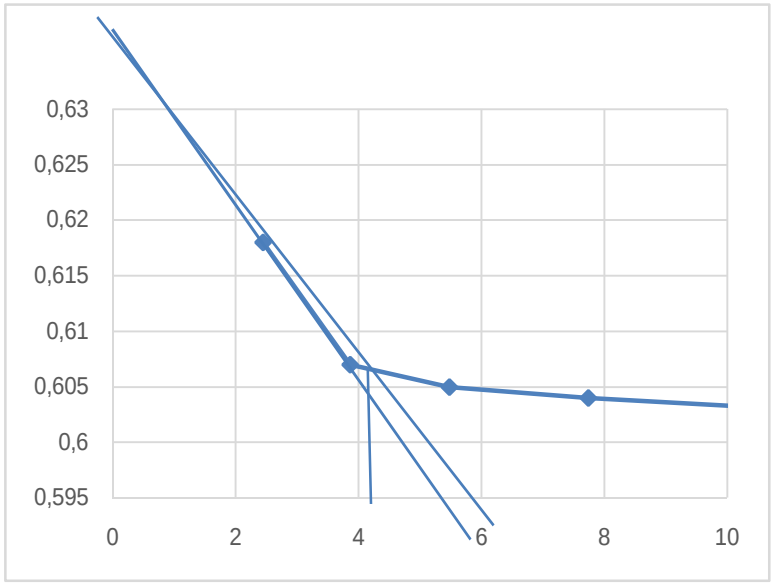
t90=45,96 sec

hd=19,92025 mm

CV=0.073217cm^2/s

kv= 2.71*10^{-5}cm/s

Figure III.9. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (8kg).



t90=20,25sec

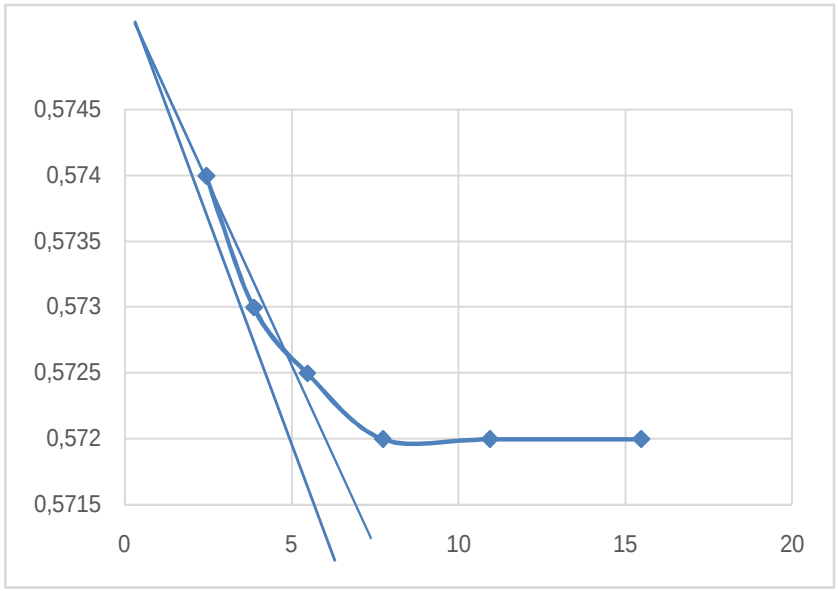
hd=19,90125mm

cv=0,1659cm^2/s

kv= 6.14*10^{-5}cm/s

Figure III.10. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (16kg).

III.6.Essai oedométrique par la méthode de taylor a chaque palier (2, 4,8et 16kg) (sable+ kaolinite 8%):



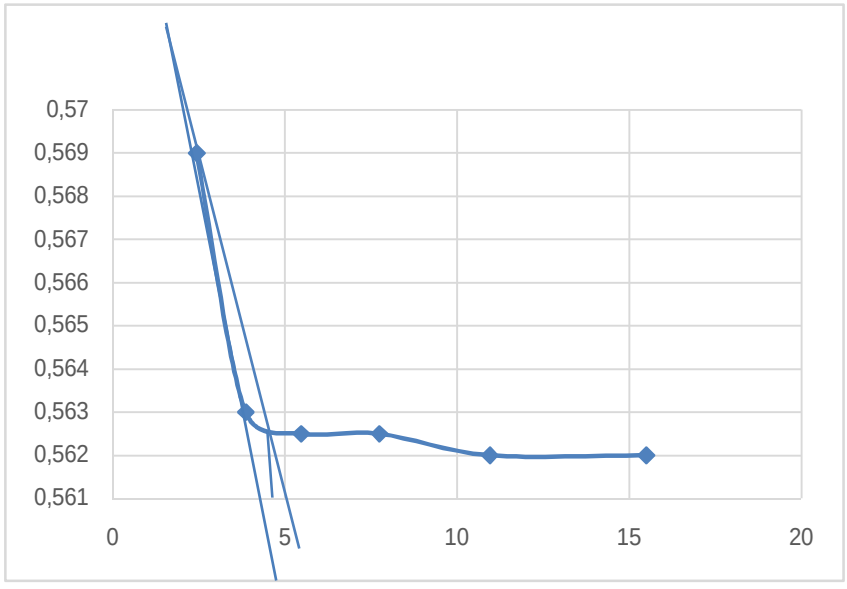
T90= 29,92sec

Hd= 19,954mm

Cv= 0,112848cm^2/s

Kv= 2.40*10^{-5}cm/s

Figure III.11. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (2kg).



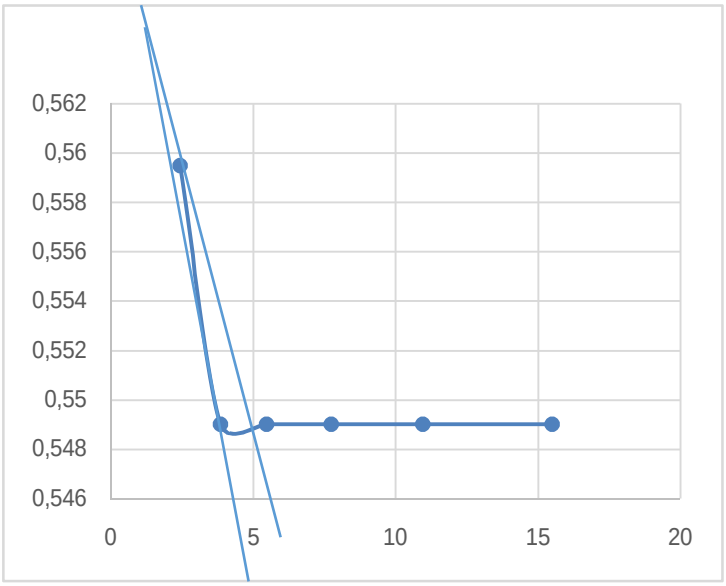
t90= 23,04sec

hd= 19,9455mm

cv= 0,14642 cm^2/s

Kv= 3,12*10^{-5}cm/s

Figure III.12. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (4kg).



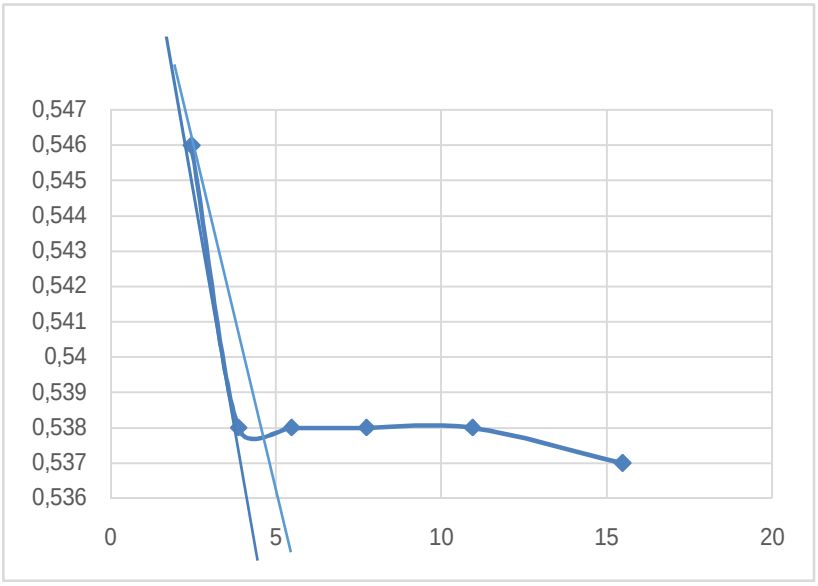
t90= 25sec

hd= 19,934mm

cv= 0,13478cm^2/s

kv= 2.87*10^{-5}cm/s

Figure III.13. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (8kg).



t90= 22,09sec

hd= 19,924mm

Cv= 0,152388 cm^2/s

Kv= 3.25*10^{-5}cm/s

Figure III.14. Essai oedométrique par la méthode de Taylor (16kg).

III.7.La valeur moyenne de cv par rapport les paliers :

	2kg	*4kg*	*8kg*	*16kg*
$C_{v\ bentonite}$	0,12481	0,14631	0,07321	0,1659
$Cv_{\ kaolinite}$	0,11284	0,14642	0,13478	0,15238

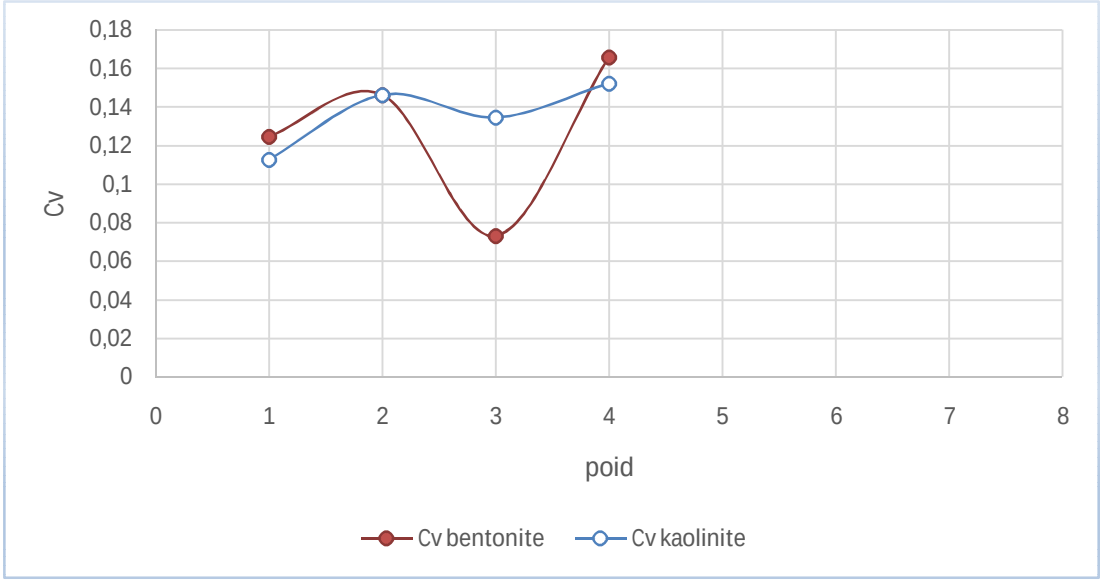


Figure III.15. Courbe de la valeur moyenne de cv par rapport les paliers

poids	*δvi (kpa)*	K_{vbent} *(cm/s)*	K_{vkaol} *(cm/s)*
2kg	102,903	$4.63*10^{-5}$	$2.4*10^{-5}$
4kg	204,788	$5.42*10^{-5}$	$3.12*10^{-5}$
8kg	408,558	$2.71*10^{-5}$	$2.87*10^{-5}$
16kg	816,97	$6.14*10^{-5}$	$3.25*10^{-5}$
Kv moy		$4.72*10^{-5}$	$2.91*10^{-5}$

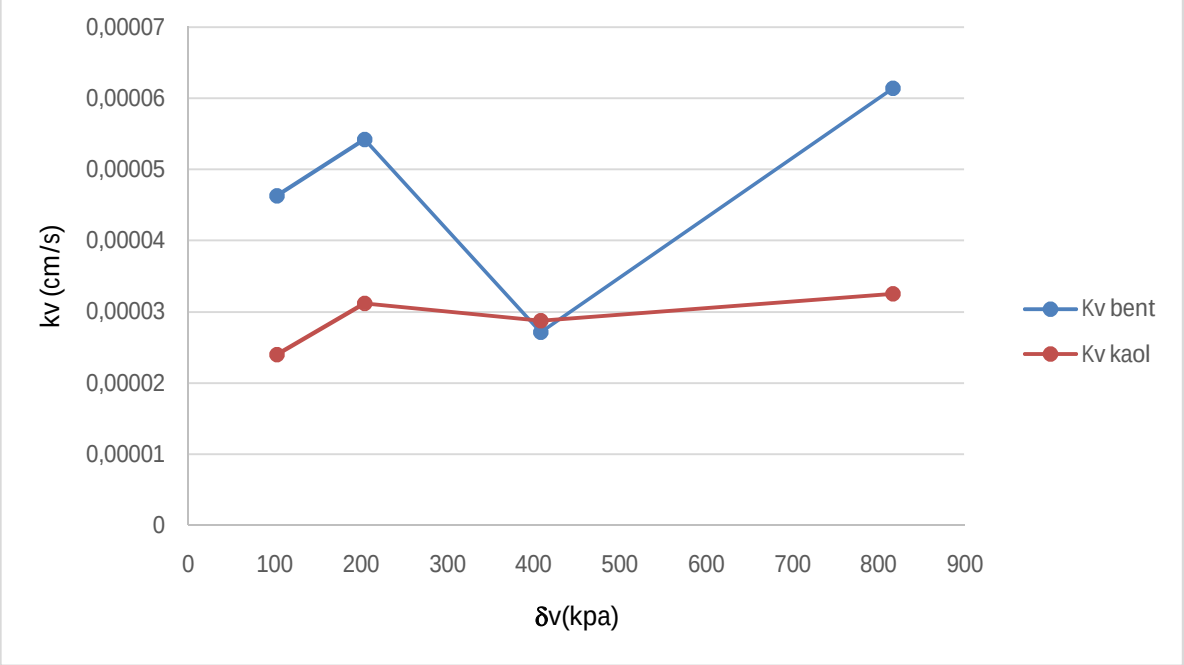


Figure III.16.variation de coefficient de kv en fonction de δv.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail expérimental est d'étudier l'effet minéralogique des fines argileuses ajoutées au sable propre de Boussaâda sur la perméabilité.

Dans notre travail, nous avons réalisé une série d'essai de perméabilité en laboratoire sur un sable propre mélangée avec deux types d'argiles (sable bentonite) et (sable kaolinite) ; à partir des déférentes dispositifs de la perméabilité à charge variable et la perméabilité à l'œdomètre.

Les essais d'identification réalisés sur les matériaux utilisés révèlent que leurs caractéristiques physiques sont plus ou moins similaires à celle des sables,

L'effet de la saturation sur la perméabilité k est relativement faible en comparaison avec la structure et l'indice des vides.

Les courbes de consolidation sous les différentes charges appliquées aux éprouvettes ont été interprétées pour en déduire les coefficients de consolidation cv, puis les coefficients de perméabilité verticale kv,

La procédure d'analyse utilise principalement la méthode de Taylor (variation de l'indice des vides en fonction de la racine carrée du temps) ; et la méthode à charge variable.

D'après les résultats obtenus par les différents essais de la perméabilité et l'essaiProctor sur les différents types d'argile, nous constatons

que :

Le compactage fait diminuer la proportion des vides dans le sol, d'où une diminution de la perméabilité, ce qui limite la quantité d'eau qui peut circuler.

La mesure de la perméabilité des échantillons, en condition saturée, nous a permis de conclure que le matériau préparé initialement à l'optimum Proctor normal (OPN) semble être le moins perméable par rapport aux autres matériaux préparé sans compactage.

L'expérience montre que les sols sableux mélangée à fins présentent des performances vis-à-vis de la perméabilité qui sont souvent remarquables (L'écoulement d'eau dans les sols fin est très lent).

CONCLUSION GENERALE

Le coefficient de perméabilité k, dépend de la structure, de la minéralogie de sol, de la forme, de la dimension des grains.

Les essais que nous avons effectués sur les mélanges (sable+bentonite) et (sable kaolinite) nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

• Une très faible valeur de perméabilité (de l'ordre de 10-3cm/s) est atteinte en introduisant 8% d'une kaolinite contre 8% de bentonite de Maghnia. Ceci est expliqué par une grande surface spécifique.

LES REFERENCES

[1] CHEHEB Ferroudja, (2016). « Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des argiles stratifiées » mémoire de mastère académique de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.

[2]Douakha, H., & Mohamedatni, H. (2018, Juin). «Amélioration des sols » mémoire de mastère de l'Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

[3] BOUAFIA Ali, (2016). « Mécanique des sols appliquée problèmes résolus ».édition office des publications universitaire d'Alger. Livre.

[4] MUSY, André; SOUTTER, Marc. Physique du sol. PPUR presses polytechniques, 1991.livre

[5] ZAGALOʻ Al-hadj Hamid, et al. Caractérisation physique des sols de la ville d'Amtiman (Tchad) comme assises de fondation. Sciences Appliquées et de l'Ingénieur, 2018, 2.2: 54-58.

[6] AFNOR, Norme. Détermination de la masse volumique de particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau. 1991.

[7] BOUZIANE Nouzha. Elimination du 2-mercaptobenzothiazole par voie photochimique et par adsorption sur la bentonite et le charbon actif en poudre .Université Mentouri de Constantine. P .3-13-20-24-73, 2007.

[8]BOUDCHICHA Mohamed Réda. « Etude de la cristallisation et des propriétés mécaniques et diélectriques de céramiques préparés à partir de kaolin-dolomite ». Université El-Hadj Lakhder –BATNA .P .3-4-5-8-9-10-12-13-14, 2010.

[9] AMIROUCHE Leila. « Etude de pouvoir de sorption du cuivre II, du zinc II et des polyphénols par les bentonites sous l'effet des irradiations micro-onde ». Université de

Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou .P.3-5 ,2011.

[10]KHEMISSA .M (1999): Classification française des sols fins et des matériaux rocheux évolutifs utilisés en construction routière.

[11]Bengaraa .H (2004) : « Contribution à l'Etude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.

LES REFERENCES

[12] KHEMISSA, MEKKI. (2015). «Etude des caractéristiques mécaniques d'une argile naturelle expansive » mémoire de master en génie civil de l'université de M'sila-Algérie.

[13] Abdellaoui C. (2007). « Études des phénomènes d'adsorption et de diffusion des métaux lourds dans les sols argileux- application aux sites de charges » mémoire de magister en génie civil de l'université de Tlemcen-Algérie.

[14] Kribi S. (2005). « Décomposition des matières organiques et stabilisation des métaux lourds dans les sédiments de dragage » Thèse de doctorat de l'institut national des sciences appliquent de Lyon-France.

[15] Aissa Mamoune S.M. (2009). « Caractérisation et modélisation des argiles de la région de Tlemcen en utilisant les réseaux de neurones » Thèse de doctorat de l'université de Tlemcen-Algérie.

[16] RICHARD L.A. (1931) « capillary conduction of liquids through porous medium ». physics 1, pp.169-173

[17] MARTIN R.T. (1960) – « a review of adsorbed water on clay ». Proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York, pp. 28-70.

[18] YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966) « interaction to soil behavior ». Macmillan,

Newyork.

[19] SEDIK Rezika, (2011). « Caractérisation De La perméabilité Des Matériaux l'écrasement » Mémoire de Magister de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

[20] LOTFI AIT SAADI, (2003). « Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses », Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences

Appliquées de Lyon.

[21] BELMIHOUB Hacen : influence de la dimension fractale sur la perméabilité. (UMMTO)Tizi-Ouzou, Algérie.

[22] KASMI Rezika, (2015). « Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des sables stratifiés » Thème de Magister de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

LES REFERENCES

[23] BERTHAUD.Y, Buhan.P, Schmitt. N (2008) (Aide-mémoire mécanique des sols) Edition DUNOD .Paris

[24] [Robitaille et Tremblay, 1997], Vaincent Robitaille et Denis Tremblay, "Mécanique des sols, Théorie et pratique", modulo éditeur, 1997.canada

[25] GHANEM Fadhila. (2011). «Etude de la corrélation entre la perméabilité et la succion, Thèse de Magister de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

[26] Abdelkader DERRAS, (2011). « Comportement des barrières ouvrages dans les centres de stockage de déchets » Thème de Magister de l'Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

[27] AMEDDAH Chafia, (2010). « Influence de la perméabilité d'un milieu granulaire sur la résistance au cisaillement » Thème de master 2 de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.

[28] VELDE, (1995) - Origine and mineralogy of clays. Clays and the environment. Springer.

Les normes :

[29]- Norme française NF P 18-592, «Essai au bleu de méthylène à la tâche», paris, décembre 1980.

[30]- Norme française NF P 18-560, «Analyse granulométrique par tamisage», paris, septembre 1990.

[31]- Norme française NF P 18-555, «Détermination de la masse volumique absolue», paris, octobre 1991

[32] Norme française NF P 18-554, «Détermination de la masse volumique apparente», paris, octobre 1991

[33]Norme française (NF P 18-597)**, «** Equivalent de sable », paris, aout 1999

[34]- Norme française NF P94- 050, «détermination de la Teneur en eau de pondéral des matériaux (méthode par étuvage)», paris, septembre 1995.

[35]- Norme française NF P 94-093, «Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal», paris, octobre 1999.

LES REFERENCES

[36]- Norme française NF P 94-091-1, «Essai oedométrique : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturé avec chargement par palier», paris, décembre 1997.

[37]-Norme française NF P 18-576, « Essai Friabilité de sable », paris, octobre 1978.