

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
LABORATOIRE DE RECHERCHE GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT, ET
AMENAGEMENT
(LGEA)
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique et Environnement

Présenté par :

Melle CHEHEB Ferroudja

Thème :

**Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des
argiles stratifiées**

Soutenu devant le Jury composé de :

Mr KHATTAOUI Mohammed, Professeur à l'UMMTO.....Président

Mr HAMZA Ali, Maitre de conférences à l'UMMTOPromoteur

Mr DEHMOUS Hocine, Maitre de conférences à l'UMMTO..... Examineur

Année Universitaire : 2015/2016

Remerciements

Au terme de ce travail Je tiens à témoigner ma reconnaissance à Dieu Tout-Puissant, de m'avoir donné le courage et la force d'achever cette étude.

Mes remerciements les plus sincères pour mon promoteur Mr HAMZA Ali, Maître de conférences à l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour avoir bien voulu accepter de m'encadrer, et pour ses orientations

Je remercie aussi les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail à sa juste valeur tout particulièrement Mr KHATTAOUI Mohammed, Professeur à l'UMMTO qui présidera le jury de ma soutenance et Mr DEHMOUS Hocine, Maître de conférences à l'UMMTO qui a bien voulu examiner ce mémoire.

Toute ma considération pour les membres du laboratoire LGEA et à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation ainsi tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail de recherche.

Mes vifs remerciements à Mr LACHEBI Kamel, responsable du laboratoire de recherche (LGEA) et monsieur BOUKAROUB Med Ameziane, responsable du laboratoire mécanique des sols pour leur disponibilité et leur aide durant la partie expérimentale de ce travail.

Je tiens aussi à remercier très sincèrement Mr BENNAMANE Chabane, le subdivisionnaire à la direction des travaux publics de la wilaya de Tizi-Ouzou pour leur aide.

Dédicaces

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les
Plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
Côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié
Toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*À mes très chers frères Kamel, Aziz
À mes très chères sœurs :
Razika, Noura, Sadia et toutes les autres avec leur mari et leurs enfants*

À tous mes amis

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I-1 : Couches tétraédriques et octaédriques

Figure I-2 : **a)** Schéma de la structure de la kaolinite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991)) ; **b)** Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite. D'après Grim, 1959.

Figure I-3 : photographie d'une kaolinite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976)

Figure I-4 : Photographie d'une montmorillonite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976).

Figure I-5 : Schéma de la structure de la montmorillonite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991).)

Figure I-7 : Schéma de la structure de l'illite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991).)

Figure I-8 : Photographie d'une illite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976)

Figure I-9 : Formation de l'anisotropie des sols. (Reiffsteck, 2005).

Figure I-10 : Formation d'un sol anisotrope lors du dépôt par couche, (Nguyen 2008).

Figure I-11 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire

CHAPITRE II :

Figure II-1 : Schéma de l'appareil de Darcy

Figure II-2 (a) et (b) : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et Low, 1963)

Figure II-3 : Vitesse d'infiltration et perméabilité, K , en fonction du gradient hydraulique pour une argile limoneuse (d'après Mitchell et Younger, 1967)

Figure II-4 : Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours de la consolidation sous chargement oedométrique, d'après Grunberger 1995.

Figure II-5 : Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte axiale, au cours de consolidation oedométrique, en chargement, d'après Grunberger 1995.

Figure II-6 : Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) Pour différentes tailles des grains d'après CEDERGREN (1977)

Figure II-7 : Relation entre la perméabilité et le pourcentage de gravier (Shelley et Daniel, 1993) ou de bentonite ajouté (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)

Figure II-8 : Influence de l'indice de plasticité sur la perméabilité ; Daoud, 1996

Figure II-9 : Influence de l'indice des vides et la porosité sur le coefficient de perméabilité

Figure II-10 : Effet de la teneur en eau sur la densité sèche et sur l'orientation des grains (Lambe, 1958)

Figure II-11 : Influence des mottes sur la perméabilité des sols (Herrmann et Elsbury, 1987)

Figure II-12 : Relation perméabilité-densité sèche-teneur en eau (Moussaï, 1993)

Figure II-13 : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1965)

Figure II-14 : évolution de la perméabilité d'un sol compacté en fonction de la taille des mottes (d'après Moussai, 1993).

Figure II-15 : Relation entre le degré de saturation et la perméabilité (Olson et Daniel, 1981)

Figure II-16 : Variation du coefficient b en fonction de la température (Jaynes, 1990)

Figure II-17 : Exemples de fuseaux des rapports de perméabilité par rapport à la perméabilité à l'état initial obtenu sur 10 argiles nord-américaines et influence du nombre de cycles gel dégel sur la valeur de la perméabilité (d'après Othman et al. 1994)

Figure II-18 : Evolution de la perméabilité en fonction de la hauteur de l'éprouvette (Daoud, 1996)

Figure II-19 : Variation de la perméabilité en fonction du diamètre de l'éprouvette (limon argileux de Xeulley) (Daoud, 1996)

Figure II-20 : Relation entre la perméabilité et le gradient hydraulique ; Daoud (1996)

Figure II-21 : Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte normale (Comeage, 1997)

Figure II-22 : Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte effective (Daoud, 1996)

Figure II-23 : Relation entre le degré de saturation et la contre pression appliquée- essais réalisés avec un perméamètre à paroi flexible (Low et Johnson, 1960)

Figure II-24 : Influence de la durée d'essai sur l'évolution de la perméabilité (Dunn et Mitchell, 1984 ; Daoud, 1996)

Figure II-25 : Procédure de la méthode du Perméamètre à charge constante

Figure II-26 : Procédure de la méthode du Perméamètre a charge variable

Figure II-27 : essai oedométrique

Figure II-28 : Détermination de la perméabilité par pompage. (V.ROBITAILLE 1997)

Figure II-29 : Essai Lugeon (J-P .MAGNAN. 1999)

Figure II-30 : Essai LEFRANC

Figure II-31: Essai SLUG-TEST

Figure II-32 : Méthode du double anneau

Figure II-33 : Les étapes de l'essai à double anneau ouvert (d'après X30-418)

CHAPITRE IV :

Figure IV-1 : Aspect de l'espace poreux (Dana, 1999)

Figure IV-2 : Différents types d'eau à la surface d'une particule d'argile (Palubarinova-Kochina, 1962)

Figure IV-3 : Différents états de l'eau dans le sol [P.DELAGE]

Figure IV-4 : Ecoulement réel et écoulement fictif.

Figure IV-5 : Trajectoire des molécules d'eau dans un sol

Figure IV-6 : Les différents types d'écoulements [Musy, 2003]

Figure IV-7 : Perméabilité équivalente d'un sol stratifié [J-P. Magnan]

CHAPITRE V :

Figure V-1 : Site d'échantillonnage

Figure V-2 : Une tamiseuse électrique

Figure V-3 : L'agitateur mécanique

Figure V-4 : Le densimètre

Figure V- 5 : L'essai de sédimentation.

Figure V-6 : Courbe granulométrique des sols

Figure V-7 : Limite limites d'Atterberg [Santamarina, 2001]

Figure V-8 : Les matériels utilisés.

Figure V-9 : L'appareil de Casagrande pour déterminer la limite de liquidité W_L

Figure V-10 : Le mortier malaxé.

Figure V-11 : Le remplissage de la coupelle de Casagrande.

Figure V-12 : La réalisation de la rainure avec l'outil à rainurer.

Figure V-13 : La fermeture de la rainure.

Figure V-14 : La confection du rouleau.

Figure V-15 : La fissuration et brisure du rouleau.

Figure V-16 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°01

Figure V-17 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°02

Figure V-18 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°03

Figure V-19 : Diagramme de plasticité (d'après Casagrande, 1948, et Howard, 1977)

Figure V-20 : Equipement de l'essai Proctor normal

Figure V-21 : Le Schéma du principe de répartition des coups de la dame sur une couche.

Figure V-22 : Courbe d'optimum Proctor normal des différents sols

CHAPITRE VI :

Figure VI-1 : Perméamètre à charge variable

Figure VI-2 : Coefficient de perméabilité (K_v) en fonction de la stratification verticale des argiles sans compactage

Figure VI-3 : Coefficient de perméabilité (K_v) en fonction de la stratification verticale des argiles avec compactage

Figure VI-4 : Coefficient de perméabilité (K_h) en fonction de la stratification horizontale des argiles sans compactage

Figure VI-5 : Coefficient de perméabilité (K_h) en fonction de la stratification horizontale des argiles avec compactage

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I-1 : Minéraux argileux

Tableau I-2 : Caractéristiques physiques générales des argiles.

CHAPITRE II :

Tableau II-1 : Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard Philipponnat

Tableau II-2 : Facteurs affectant la perméabilité

CHAPITRE III :

Tableau III-1 : Représente quelques formules empiriques et leurs domaines d'utilisation

CHAPITRE V :

Tableau V-1 : Analyse granulométrique l'échantillon n°01

Tableau V-2 : Analyse granulométrique l'échantillon n°02

Tableau V-3 : Analyse granulométrique l'échantillon n°03

Tableau V-4: limite de liquidité de l'échantillon N°01, l'échantillon N°02 et l'échantillon N°03.

Tableau V-5 : Résultats des limites de liquidité

Tableau V-6 : Résultats des limites de plasticité

Tableau V-7 : Résultats des indices de plasticité

Tableau V-8 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°01

Tableau V-9 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°02

Tableau V-10 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°03

CHAPITRE VI :

Tableau VI-1 : Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°01(Argile rouge), sans compactage.

Tableau VI-2 : Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°02 (Argile jaune), sans compactage.

Tableau VI-3 : Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°03 (Argile verte), sans compactage.

Tableau VI-4 : Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°01 (Argile rouge), compactée à l'OPN.

Tableau VI-5 : Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°02 (Argile jaune) compactés à l'OPN

Tableau VI-6 : Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°03 (Argile verte) compactée à l'OPN

Tableau VI-7 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AV-AR- AJ) sans compactage

Tableau VI-8 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AJ-AV- AR) sans compactage

Tableau VI-9 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AR-AJ- AV) sans compactage

Tableau VI-10 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AV-AR- AJ) compactée à l'OPN

Tableau VI-11 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AJ-AV- AR) compactée à l'OPN

Tableau VI-12 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AR-AJ- AV) compactée à l'OPN

Tableau VI-13 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AV-AR- AJ) sans compactage

Tableau VI-14 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AJ-AV- AR) sans compactage

Tableau VI-15 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AR-AJ- AV) sans compactage

Tableau VI-16 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AV-AR- AJ) avec compactage

Tableau VI-17 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AJ-AV- AR) avec compactage

Tableau VI-18 : Résultats des essais de perméabilité horizontale verticale (AR-AJ- AV) avec compactage

Tableau VI-19 : Perméabilité horizontal équivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

Tableau VI-20 : Perméabilité verticale équivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

Tableau VI.21 : comparaison des coefficients de perméabilité calculés à partir de la méthode analytique et les résultats expérimentaux

LISTE DES NOTATIONS ET INDICES

k : Coefficient de perméabilité

k_{eq} : Coefficient de perméabilité équivalent

U : Pression interstitielle

z : Cote du point [L]

u : Pression hydrostatique au point considéré

γ_w : poids volumique de l'eau

v : Vitesse de l'eau

g : Accélération de la pesanteur

h : Charge hydraulique dans un point

dh : La perte de charge hydraulique

dl : Longueur du trajet des particules

Q : Débit d'écoulement, mesuré à la sortie

H_A : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante

H_B : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante

L : Longueur de l'échantillon

i : Gradient hydraulique = $(H_A - H_B)$

P_c : Pression capillaire

u_a : Pression de l'air

u_w : pression de l'eau

γ_s : poids spécifique des particules

ρ_d : masse volumique sèche

w_L : La limite de liquidité

w_P : La limite de plasticité

w_S : La limite de retrait

I_p : Indice de plasticité

I_L : Indice de liquidité

a : diamètre du tube

W : poids de l'eau

Echantillon N°01 : A R : l'argile rouge

Echantillon N°02 : A J : l'argile jaune

Echantillon N°03 : A V : l'argile verte

Sommaire

Liste des figures.....	i
Liste des tableaux.....	ii
Liste des notations et indices.....	iii
Introduction generale.....	1

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES SOLS

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition de sol.....	3
I.3. Propriétés des sols.....	4
I.4. Généralités sur les sols fins.....	4
I.4.1. Les argiles	4
I.4.1.1 Structure des argiles	5
I.4.1.2 Les principaux types de minéraux argileux	5
I.4.1.2.1 La kaolinite	5
I.4.1.2.2 La montmorillonite	6
I.4.1.2.3 Les illites	8
I.4.1.3 Les minéraux argileux et le système « argile – eau ».....	9
I.4.1.4 Caractéristique physique des argiles	9
I.4.1.5 Caractéristiques mécanique des argiles.....	10
I.4.1.6 Caractéristique hydraulique des argiles	10
I.5. Sols anisotropes, (différentes sols en couches stratifiées).....	11
I.6 Succion dans le sol	12
I.7 Conclusion	14

CHAPITRE II : ÉTUDE DE LA PERMEABILITE DES SOLS

II.1. Introduction	15
II.2. Définition de la perméabilité	15
II.3. Loi de Darcy	16
II.4. Validité de la loi de Darcy	17
II.5. Relation entre la perméabilité et la porosité	20
II.6. Relation entre la perméabilité et l'indice des vides	20
II.7. Facteurs affectant la perméabilité des sols	22
II.7.1. Facteurs liés à la structure du sol	23

II.7.2. Facteurs liés à l'environnement.....	25
II.7.2.1. La teneur en eau.....	25
II.7.2.2. L'énergie de compactage.....	27
II.7.2.3. La méthode de compactage.....	27
II.7.2.4. La taille des mottes.....	28
II.7.2.5. Degré de saturation :.....	29
II.7.2.6. Température.....	30
II.7.2.7. Effet des cycles gel –dégel.....	31
II.7.2.8. Activité microbienne et biologique.....	31
II.7.3. Facteurs associés aux techniques de mesures.....	32
II.7.3.1 Dimensions de l'échantillon.....	32
II.7.3.2 Gradient hydraulique.....	33
II.7.3.3 Choix de la contrainte verticale.....	34
II.7.3.4 Effet de la consolidation des échantillons.....	34
II.7.3.5 Choix de la contre pression.....	35
II.7.3.6 Durée de l'essai.....	35
II.8. Méthodes de mesure de la perméabilité.....	36
II.8.1 Méthodes de mesure de la perméabilité saturée.....	36
II.8.1.1 Méthodes en laboratoire.....	36
II.8.1.1.a Méthode du Perméamètre à charge constante.....	36
II.8.1.1.b Méthode du Perméamètre à charge variable.....	37
II.8.1.1.c Mesure de la perméabilité dans l'oedomètre.....	39
II.8.1.2. Méthodes in situ en présence d'une nappe :.....	40
II.8.1.2.1. Essai de Pompage.....	40
II.8.1.2.2. Essai LUGEON.....	41
II.8.1.2.3. Essai LEFRANC.....	42
II.8.1.2.4. SLUG-TEST:.....	43
II.8.1.2.5. PULSE-TEST:.....	45
II.8.1.3. Méthodes in situ en absence d'une nappe superficielle :.....	45
II.8.1.3.1 Méthode du double anneau.....	45
II.8.2 Dans le cas des sols non saturés.....	47
II.8.2.1 Essais de laboratoire.....	47
II.8.2.1.1 Méthode à contre pression d'air ou Méthode a surpression d'air.....	47
II.8.2.2 Méthodes in-situ.....	48
II.8.2.2.1 Méthode d'infiltration contrariée.....	48
II.8.2.2.2 Infiltromètre à succion.....	48

II.9 Conclusion :	49
-------------------	----

CHAPITRE III : DIFFERENTES FORMULATIONS DE LA PERMEABILITE

III.1 Introduction	50
III.2 Formules de perméabilité dans les sols satures	50
III.3 Formules de perméabilité dans les sols non satures	55
III.4 Conclusion	57

CHAPITRE IV: GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS DANS MILIEUX POREUX

IV.1. Introduction	58
IV.2. Définition du milieu poreux	58
IV.3. Différents types d'eau dans le sol	59
IV.3.1 Sols saturés	59
IV.3.2 Sols non saturés	61
IV.4. Paramètres hydrodynamiques d'un milieu poreux	61
IV.4.1. Conductivité hydraulique $K(\theta)$	61
IV.5. Equations générales de l'écoulement	63
IV.5.1 Ecoulement de l'eau en milieu saturé	63
IV.5.2 Ecoulement de l'eau en milieu non saturé	64
IV.6. Vitesses d'écoulement	64
IV.7. Différentes types d'écoulements	65
IV.8. Perméabilité dans les terrains stratifiés	66
IV.8.1. Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification	66
IV.8.2. Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification	67
IV.9. Conclusion	68

PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE V : IDENTIFICATION DES MATERIAUX

V.1. Introduction	69
V.2. Origine des matériaux utilisés	69
V.3. La granulométrie	70
V.3.1. L'analyse granulométrique par tamisage [NF P 94-056, 1996]	70
V.3.2. L'analyse granulométrique par la sédimentation [NF P 94- 056]	71
V.3.3. Classification des sols selon la granulométrie.(SCHLOSSER, 1997)	73
V.3.4. Les résultats des analyses granulométriques	73
V.3.5. Interprétation des courbes granulométriques	74

SOMMAIRE

V.4. Les limites d'ATTERBERG [NF P 94-051]	74
V.4.1. La procédure de l'essai	75
V.4.1.1 La détermination de la limite de liquidité.....	76
V.4.1.2 La détermination de la limite de plasticité.....	78
V.4.1.3 L'indice de plasticité	79
V.4.2. Les résultats des limites d'Atterberg	79
V.4.3. Interprétations des résultats des limites d'Atterberg	82
V.5. L'essai Proctor	83
V.5.1. La procédure de l'essai Proctor normal (NF P 94-093).....	83
V.5.2. Les résultats des essais Proctor.....	84
V.5.3. Interprétation des résultats des essais Proctor	85
V.6. Conclusion.....	86

CHAPITRE VI : MESURE DE LA PERMEABILITE DES SOLS STRATIFIES

VI-1 Introduction.....	87
VI- 2 L'essai de perméabilité à charge variable	87
IV- 3 Les étapes de déroulement des essais	87
VI- 4 Appareillage.....	89
VI- 5 But de l'essai :	90
VI- 6 Matériels utilisés :	90
VI- 7 Mode opératoire	90
VI- 8 présentation des résultats	90
VI- 8-1 Résultats des essais de perméabilité pour une seule couche.....	91
VI- 8-2 Les résultats des essais de perméabilité pour des sols stratifiés	97
VI- 8-2-1 Les résultats de la perméabilité pour des sols stratifiés verticalement.....	97
VI- 8-2-2 Les résultats de la perméabilité pour des sols stratifiés horizontalement.....	103
VI- 9 Interprétations des résultats	110
VI- 10 Etude analytique de la perméabilité des sols stratifiés.....	111
VI- 11 Comparaison des coefficients de perméabilité entre la méthode analytique et les résultats expérimentaux	113
VI-12. Conclusion	118
 CONCLUSION GENERALE.....	 119
BIBLIOGRAPHIE.....	121
ANNEXES.....	123

INTRODUCTION GENERALE

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 de 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.

Les mesures in situ ou en laboratoire pour la détermination des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. De plus, la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesure.

Dans ce travail de recherche, nous explorons la possibilité de mettre en relation la perméabilité et les autres propriétés des sols facilement mesurables qui sont aussi fonction de la structure interne du milieu poreux tel que la porosité et la taille des grains.

Cette thèse s'articule principalement en deux parties : une recherche bibliographique et une étude expérimentale.

La première partie est bibliographique, elle est composée de quatre chapitres ;

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les sols, particulièrement les argiles et les sols stratifiés. Leurs propriétés et leurs minéralogies.

Le deuxième et troisième chapitres présentent, l'étude de la perméabilité et les facteurs pouvant l'influencer, et les méthodes et les essais utilisés pour les mesures in situ et au laboratoire de la perméabilité, ainsi que les différentes formulations de la perméabilité.

Le quatrième chapitre consiste à décrire quelques généralités sur les écoulements dans les milieux poreux.

La deuxième partie est expérimentale, elle est composée de deux chapitres ;

Dans le cinquième chapitre, nous caractérisons dans une première étape nos matériaux par des essais d'identification (Analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai Proctor...)

Le sixième chapitre porte sur la détermination de la perméabilité avec le perméamètre à charge variable, et sur l'évolution de la perméabilité de ces trois matériaux aux différents essais. Ce qui nous a permis de mettre en évidence l'influence du phénomène de compactage d'un sol sur sa perméabilité, et par la suite de faire une comparaison entre les résultats obtenues par la méthode expérimentale et ceux obtenues par la méthode analytique.

Une conclusion générale est donnée à la fin de notre travail qui résume les principaux résultats obtenus dans le programme expérimental.

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I
GENERALITE SUR LES SOLS

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES SOLS

I.1. Introduction

En fonction de l'environnement de leur formation naturelle, les sols se présentent à l'état homogène, mais souvent à l'état hétérogène ou encore stratifiés en couches par la sédimentation de plusieurs matériaux différents.

De manière générale, le sol est un milieu complexe, formé de sable, de limon, d'argile, s'il n'est pas très profond, de matière organique. Dans la grande majorité des cas, il s'agit d'un milieu fortement hiérarchisé dont les échelles structurales vont du nanomètre au millimètre, sinon plus.

La fraction fine des sols se compose de sable fin, de limon et d'argile, l'analyse du comportement des sols argileux révèle des propriétés qui font des argiles des sols très complexes, dont la définition ne se rapporte pas exclusivement à sa granulométrie, mais elle est liée à la nature chimique, la structure minéralogique et son interaction avec l'eau.

I.2. 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, chimiques et biologiques liés aux conditions bioclimatiques et à la vie animale et végétale. (Guillaud, 1989)

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, grès...), tendre (craie, marne, argile...) ou meuble (sables, éboulis, loess...) 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 ou 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.

I.3. Propriétés des sols

D'une terre à une autre terre, les propriétés peuvent être très variables. Elles dépendent de la nature du mélange complexe entre les différentes fractions granulaires. Selon la quantité de cailloux, de graviers, de sables, de silts, d'argiles, de colloïdes, de matières organiques, d'eau et de gaz, les propriétés de la terre sont changeantes. C'est souvent la traction dominante d'une terre qui régit les propriétés fondamentales du matériau.

I.4. Généralités sur les sols fins

Comme tous les autres types de sols, les sols fins sont des matériaux meubles issus de la dégradation et de la décomposition des roches par des agents atmosphériques et des activités biologiques. En général, ces particules sont plus flexibles que les particules volumineuses.

- **Les argiles**, sont constituées de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants de roche. Le diamètre équivalent des particules d'argile varie approximativement de 1nm à 0.002mm, (Robitaille et Tremblay, 1997).
- **Les silts et les limons** : sont composés de fines particules de roche dont le diamètre équivalent varie de 0.002mm à 0.08mm, et dont la forme peut être observée à la loupe ou au microscope, le silt ne peut supporter des charges aussi importantes que le gravier et le sable.

I.4.1. Les argiles

D'une manière générale, un sol contenant plus de 3% de particules argileuses possède déjà des propriétés d'un sol argileux. Lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30%, le sol est considéré comme une argile, (Xiang-Ling LI, 1999).

Les particules d'argile présentent la fraction minérale inférieure à 2 μm . L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée, et en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable.

Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sols, sont attirées les unes vers les autres et se regroupent. Cette attraction, qui porte le nom de cohésion, est à l'origine de la consistance. Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile devient plastique et qu'il est possible de la façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable, (Robitaille et Tremblay, 1997).

I.4.1.1 Structure des argiles

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base (figure I.1), ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) (Figure I.1.a) et octaédriques (alumine) (Figure I.1.b). Les couches structurales sont à leur tour formées d'unités structurales de base par empilement d'ions ou d'hydroxyles en disposition hexagonale ou compacte.

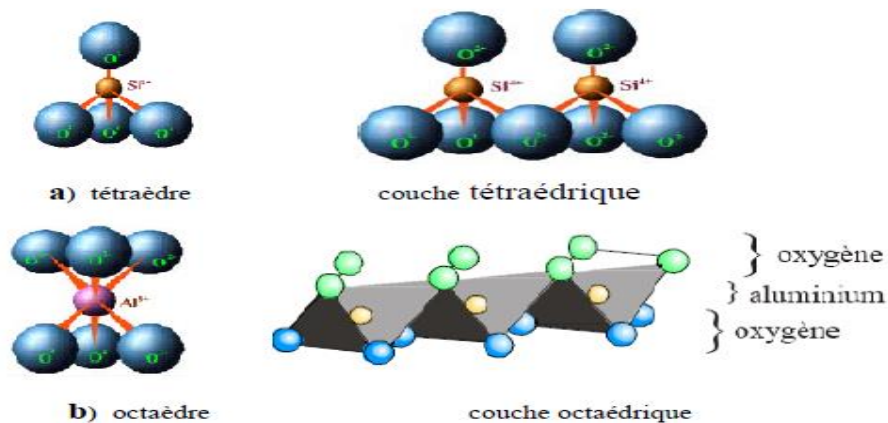


Figure I-1: Couches tétraédriques et octaédriques

I.4.1.2 Les principaux types de minéraux argileux

Les trois familles les plus connues de minéraux argileux sont la Kaolinite, la montmorillonite et l'illite (voir tableau I.1).

I.4.1.2.1 La kaolinite $[\text{Si}_2 \text{Al}_2 \text{O}_5(\text{OH})_4]$

Ce nom vient du mot Kauling, qui désigne le haut sommet d'une colline située près de Jaucha Fu en Chine où cette argile blanchâtre a été découverte il y a quelques siècles. La Kaolinite est formée de couches élémentaires comprenant chacune un feuillet tétraédrique (silice) et un feuillet octaédrique (aluminium).

Les couches sont maintenues ensemble par des liens d'hydrogène et les forces de Van der Waals. Ces liens d'hydrogène étant très forts, l'eau qui est toujours présente dans les dépôts d'argile s'infiltre difficilement entre les couches, qui peuvent alors s'empiler pour former des minéraux

argileux très stables et relativement épais. C'est pourquoi la kaolinite a une surface spécifique inférieure à celle de la plus part des minéraux argileux.

Les argiles de la famille de la Kaolinite sont les constituants essentiels de la plupart des argiles utilisées en céramique.

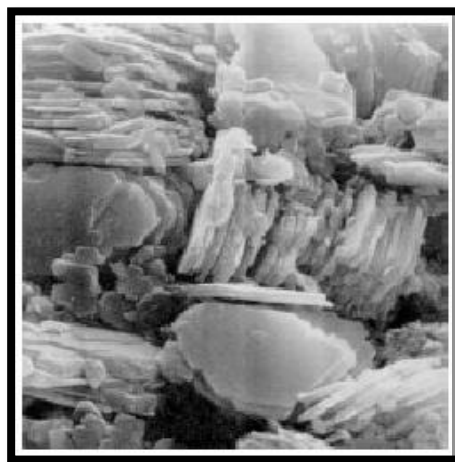
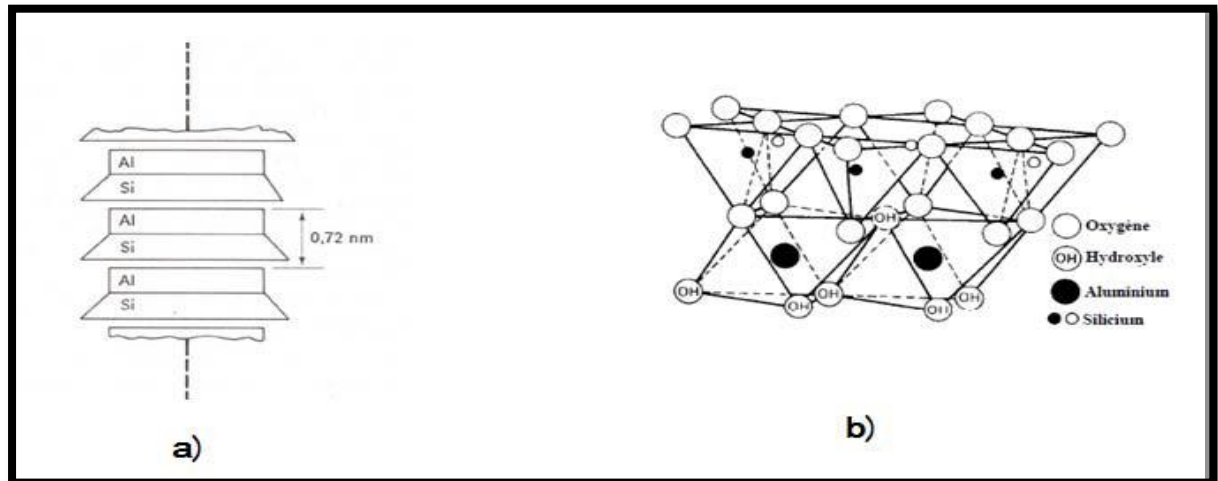


Figure I-3: photographie d'une kaolinite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976)

I.4.1.2.2 La montmorillonite $[\text{Si}_4 \text{Al} (2-x) \text{Mg}_x \text{O}_{10}(\text{OH})_2, n\text{H}_2\text{O}]$

La montmorillonite a été découverte à Montmorillon en France. Elle est formée de couches élémentaires constituées de deux feuillets tétraédriques placés de part et d'autre d'un feuillet octaédrique contenant des atomes d'aluminium (gibbsite). Elle porte parfois le nom de Smectite.

Les sols de la famille de la montmorillonite peuvent absorber de l'eau dans des proportions considérables, ceci est dû au fait que les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles à cause de la

structure floconneuse, et les molécules d'eau peuvent s'infiltrer très facilement entre les couches et les séparer.

La bentonite, un minéral argileux dont les propriétés sont similaires à celles de la montmorillonite, la vermiculite aussi est un minéral argileux qui appartient au même groupe que la montmorillonite.

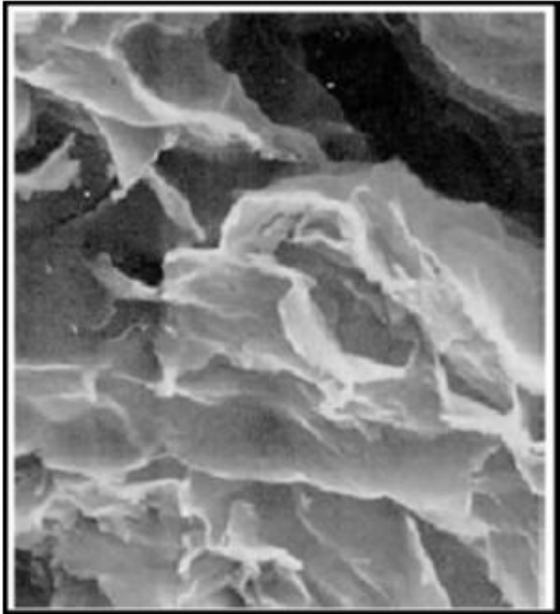


Figure I-4: Photographie d'une montmorillonite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976).

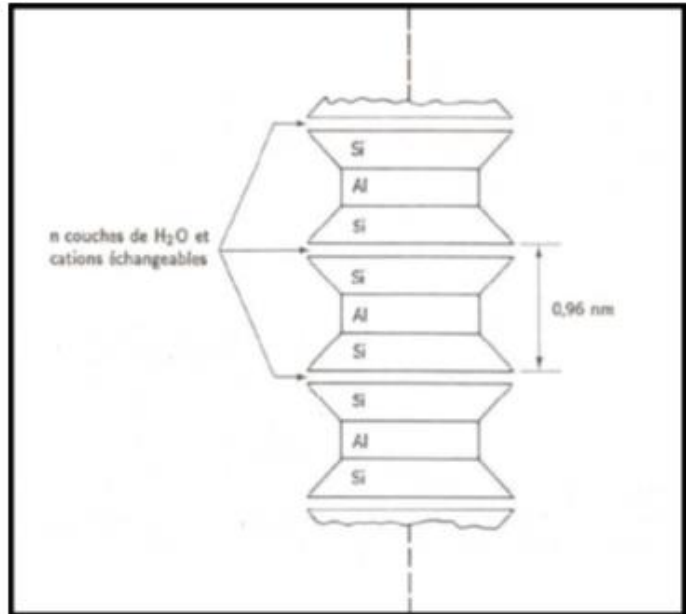


Figure I-5: Schéma de la structure de la montmorillonite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991).)

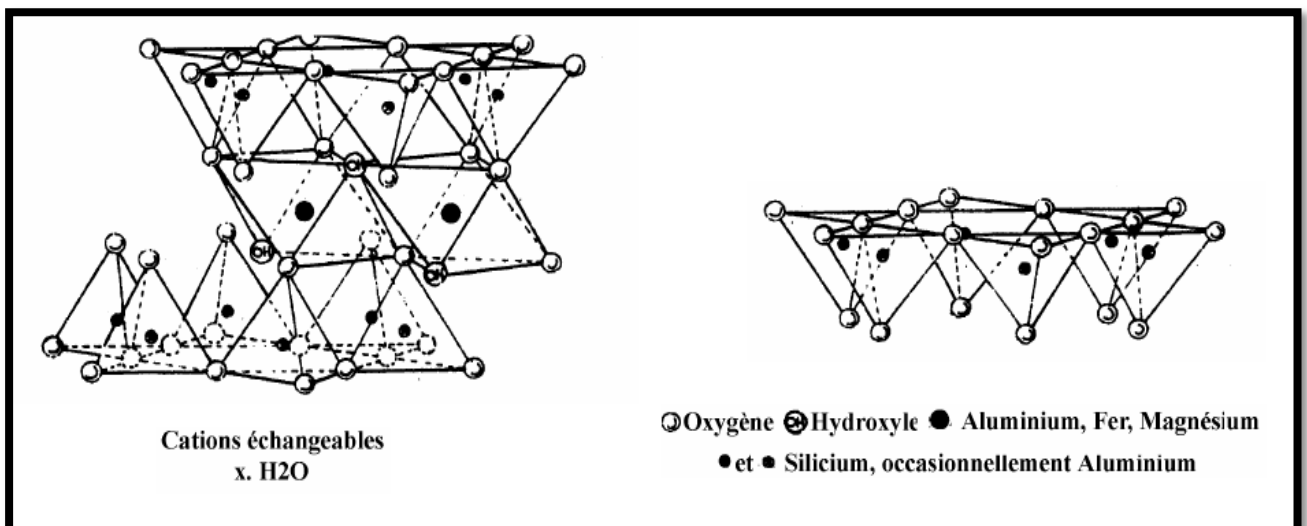


Figure I-6: Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite. D'après Grim, 1959

I.4.1.2.3 Les illites $[\text{Si}_{(4-x)}\text{Al}_x\text{Al}_2\text{O}_{10}(\text{OH}) 2x\text{K}]$

L'illite a été découverte pour la première fois à l'université de l'Illinois (USA) par le professeur R.E.Grim. Les argiles de la famille de l'illite sont parmi les minéraux les plus répandus à la surface de la terre. La structure de l'illite est analogue à celle des micas, mais la matière est beaucoup plus finement divisée. Elle est formée d'un feuillet octaédrique emprisonné entre deux feuillets tétraédriques, feuillet 2 :1. Les liens qui unissent les couches élémentaires, ils sont assurés par des atomes de potassium(K). Bien qu'étant plutôt forts comparativement à ceux de la montmorillonite, ils demeurent inférieurs aux liens d'hydrogène de la kaolinite.

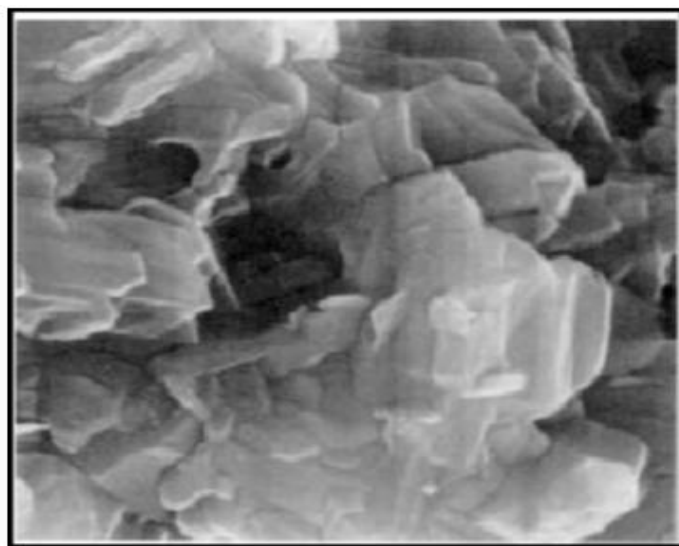
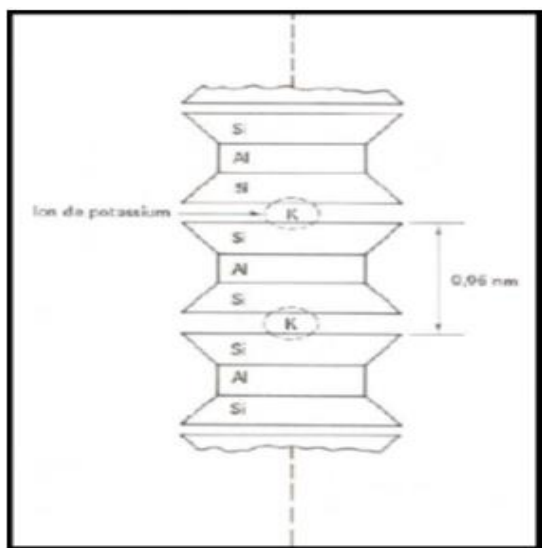


Figure I-7 : Schéma de la structure de l'illite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991).)

Figure I-8: photographie d'une illite prise au microscope électronique à balayage (Mitchell, 1976)

Tableau I-1 : Minéraux argileux

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Epaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique en m ² /g
Kaolinite	1:1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20
Illite	2:1	1 - 10	0,1 - 1	0,003 – 0,01	65 - 100
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700 - 840

I.4.1.3 Les minéraux argileux et le système « argile – eau »

Il est important de prendre en compte la nature physico-chimique des argiles, du fait que leur comportement rhéologique est gouverné par les interactions entre les feuillets argileux. Cette nature physico-chimique ne peut se définir sans une caractérisation minéralogique des différents niveaux d'organisation qui constituent les argiles. Cette partie décrit également les interactions qui se produisent entre la phase solide et la phase liquide, liées à la nature minéralogique des argiles, à la nature chimique du fluide interstitiel et à la taille des espaces poreux.

I.4.1.4 Caractéristique physique des argiles

L'argile en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherche sur sa nature minéralogique (Kamel,1981 ;Rico,1984 ;Tardy etTouret,1987 ;Touret,1988).La différenciation entre les différents types d'argile se fait essentiellement par un certain nombre d'essais en laboratoire ou in situ, qui permettent de déterminer les paramètres d'état et de nature du matériau (voir tableau I.2),ainsi que son comportement mécanique et hydraulique.

Tableau I-2 : Caractéristiques physiques générales des argiles.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	unité
Poids volumique humide	γ ou γ_h	16 à 22	KN/m ³
Poids volumique sec	γ_d	10 à 20	KN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	KN/m ³
porosité	n	0,20 à 0,80	/
Indice de vides	e	0,30 à 1	/
Teneur en eau	W	10 à 20	%

a) Paramètres d'état

L'eau joue un rôle très important sur les propriétés physique des sols fins, deux variables sont nécessaires pour décrire l'état d'un sol :

- La teneur en eau, w exprimée en % (NF P94-050)
- Le poids volumique sec et/ou humide γ exprimé en KN/m³. (NF P94-053)

Certains paramètres d'état, nécessaires à la caractérisation du matériau naturel, font appel aux limites d'Atterberg. Les études de (Baver 1930 ; Comdeau et Quantin, 1963) ont montré que les limites d'Atterberg dépendent étroitement de la granulométrie de l'échantillon. Les valeurs des

limites de liquidité et de plasticité ainsi que celle de l'indice de plasticité augmentent régulièrement avec le taux des éléments fins dans le sol.

b) Paramètres de nature

Ces paramètres se composent de la granulométrie, de l'argilosité et de la minéralogie.

- La granulométrie, de l'argile, est effectuée suivant les normes NF P94-056 et NF P 94-051. La répartition des tailles des grains de sol est prise en compte jusqu'à $80\mu\text{m}$. C'est-à-dire que la fraction granulaire d'argile reste inférieure à $80\mu\text{m}$. Il est défini également la notion de (teneur en argile) qui est le pourcentage d'éléments inférieure à $2\mu\text{m}$.
- L'argilosité, est déterminée par l'indice de plasticité IP suivant la norme NF P94-051. l'indice de plasticité dépend de la nature du sol et la quantité des minéraux argileux qu'il contient
- La minéralogie, consiste en la détermination de la composition chimique.

I.4.1.5 Caractéristiques mécanique des argiles

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements, la compressibilité ou la consolidation, et la résistance au cisaillement des sols. (L'É. Thingochà 2009). Ces paramètres sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire, notamment :

- Essai de compactage Proctor
- Essai de cisaillement direct à la boîte
- Essai œdométrique

I.4.1.6 Caractéristique hydraulique des argiles

Les sols fins en générale et les argiles en particuliers sont connus par leur faible perméabilité. cette caractéristique est d'une importance capitale dans le cas de certains ouvrages en terres tels que les barrages. Les barrières étanches...etc.

L'argile est un milieu poreux dit "imperméable". Son coefficient de perméabilité k varie de 10^{-10} à 10^{-13} m/s. et peut-être plus faible parfois. Soit Q le débit d'eau s'écoulant à travers une éprouvette d'argile de section S . en divisant ce débit par S . sera obtenue la vitesse fictive de l'eau à la sortie du massif, comme si toute la section de l'échantillon était soumise à l'écoulement. Cette vitesse V , est appelée vitesse de filtration. (Boucly-Norotte, 1991).

I.5. Sols anisotropes, (différentes sols en couches stratifiées)

I.5.2 Notions d'anisotropie

Un matériau anisotrope est un matériau dont les propriétés dépendent fortement de l'orientation de l'échantillon. Autrement dit, l'anisotropie est une caractéristique du comportement physique des matériaux dont une ou toutes les propriétés sont dépendantes de la direction (Boehler, 1984).

I.5.2 Anisotropie des sols

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre (séisme, tremblement de terre..), et de successions de charge-décharge causées par des phénomènes naturels (érosion, sédimentation, pluie, déneigement, changement du niveau de la nappe phréatique...) ou par des activités humaines (excavation, enlèvement de surcharge..).

En général, l'anisotropie des sols est due au mode de déposition ou aux déformations verticales qu'ils subissent au cours de leur histoire. Ainsi leurs propriétés sont différentes verticalement et horizontalement.

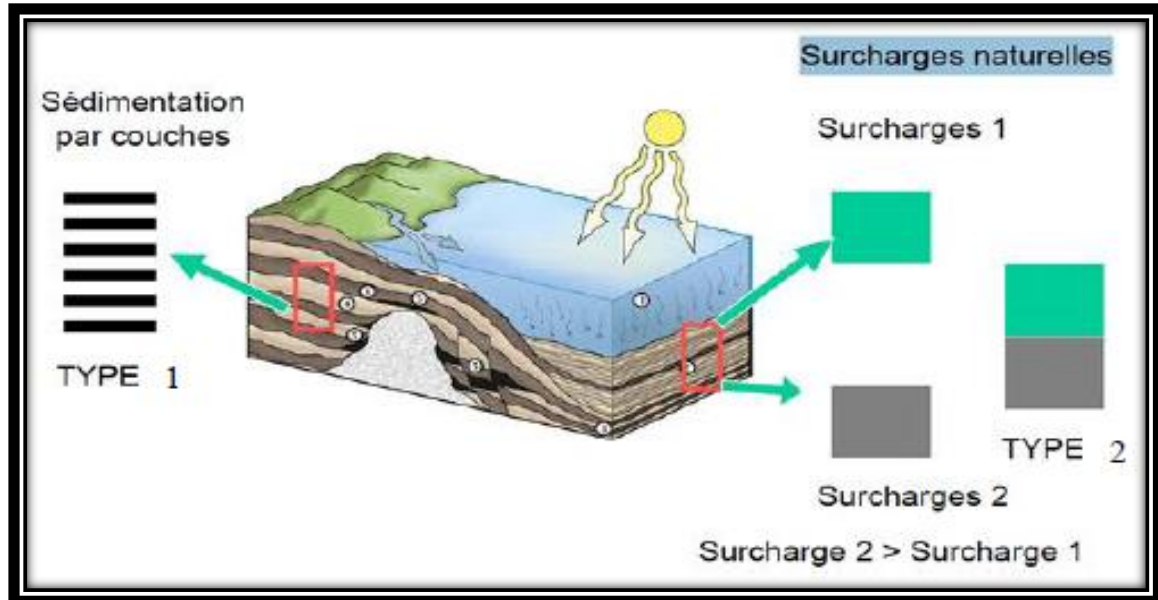


Figure I-9 : Formation de l'anisotropie des sols. (Reiffsteck, 2005).

Dans un milieu multicouche :

L'anisotropie structurale peut provenir d'une alternance de couches sédimentaires des différents matériaux, (voir figure I-10).



Figure I-10 : Formation d'un sol anisotrope lors du dépôt par couche, (Nguyen 2008).

I.6 Succion dans le sol

Observant les sols non saturés, la première remarque est que le sol se trouve dans un état triphasique : la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse, contrairement aux sols saturés où le sol est un matériau biphasique eau- solide.

▪ Définition

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores (Silvai, 1966). D'après Bakkari A. (2007) la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel. La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés.

La succion du sol peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à 10^6 kPa pour un sol séché à l'étuve. [Arsenie I-M., 2009]

▪ Composantes de la succion

✓ Succion matricielle

La différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores est définie comme la succion matricielle. La valeur de la succion matricielle dépend de la tension surfacique et du rayon de courbure des ménisques. Lorsque le degré de saturation diminue, les ménisques se rétractent vers l'espace des petits pores et le rayon de courbure de ménisque se réduit, de telle manière, que la succion augmente. C'est pour cela, la succion matricielle qui se développe dans les

sols argileux est plus importante que celle dans les sols granulaires. Cette succion matricielle est représentée par les forces capillaires (Chen, 1988). L'interface eau-air, entre les pores est semblable à l'interface eau-air dans un tube capillaire.

La succion matricielle est représentée par les forces dues à la différence des pressions entre l'air et l'eau (figure I.11). Cette composante de la succion appelée « succion matricielle » (Chen, 1988), ou pression négative (inférieure à la pression atmosphérique), peut être exprimée dans le cas d'un tube capillaire cylindrique par la loi de Jurin :

$$\psi = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos\theta}{r} \quad (\text{I-1})$$

$$h_c \gamma_w = u_a - u_w = 2 \cdot T_s / R \quad (\text{I-2})$$

Où : T_s : tension de surface (interfaciale eau-air, pour l'eau $T_s = 73 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ à 20°C)

R : rayon de l'interface

γ_w : densité de l'eau

h_c : hauteur d'ascension capillaire

u_a : pression d'air dans les pores

u_w : pression de l'eau dans les pores

θ : angle de contact solide interface eau-air

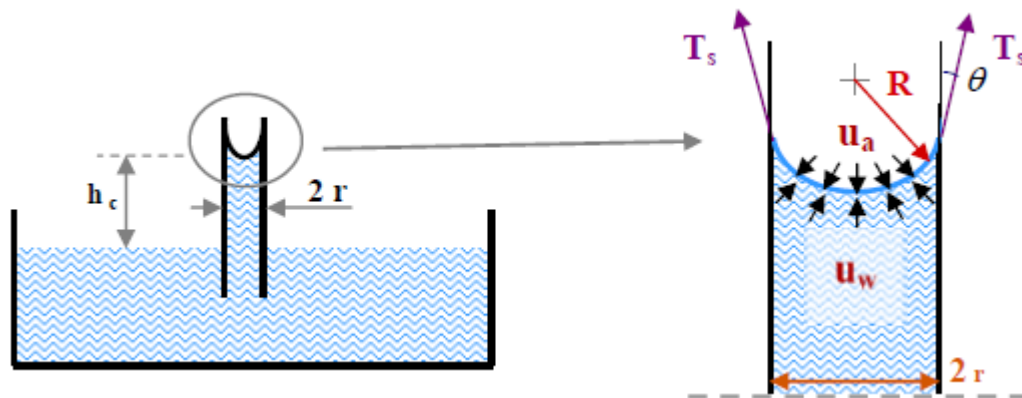


Figure I-11 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire

✓ **Succion osmotique**

Snethen (1980) et Chen (1988), attribuent la succion osmotique à la pression qui résulte des différences de concentrations en sels solubles dans l'eau du sol. Cette succion est fonction du type et de la concentration en sel, et elle peut en résulter des changements physiques très appréciables dans le sol. Dans le cas où la concentration en sels de la solution du sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol. Plus le degré

de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil& Motan, 1984; Chen, 1988 ; Houston et al, 1994).

✓ **Succion totale**

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965, cité par MEKKIL., 2009).

$$\Psi = \Psi_m - \pi \quad (I- 3)$$

Où : Ψ : *succion totale*.
 Ψ_m : *succion matricielle*.
 π : *succion osmotique*.

I.7 Conclusion

L'analyse générale de la structure des argiles illustre la complexité de leur comportement. De nombreux comportement des argiles ont été éclaircis ces dernières années.

La microstructure d'une argile est le reflet fidèle de toute l'histoire géologique d'un dépôt donné et des contraintes qu'il a subies.

Toutefois, bien des phénomènes sont toujours en cours d'étude, tels que les variations de volume, qui sont d'une complexité élevées et dont les conséquences sont des pathologies d'ouvrages et des dommages dans les structures.

CHAPITRE II
ETUDE DE LA PERMEABILITE DES SOLS

CHAPITRE II : ETUDE DE LA PERMEABILITE DES SOLS

II.1. Introduction

Dans la conception des projets géotechniques, l'une des propriétés les plus importantes d'intérêt pour l'ingénieur du sol est la perméabilité, à 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 ces 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

II.2. Définition de la perméabilité

L'étude de la perméabilité des sols en géotechnique a suscité d'importantes contributions. Toutefois, il faut noter le fait que les hydrogéologues et les agronomes s'intéressent également à l'étude de la perméabilité en utilisant des termes différents. On assiste quelquefois à une confusion dans la terminologie. Il est donc justifié d'initier cette partie avec une brève référence aux termes utilisés en géotechnique.

Les géotechniciens désignent la constante de proportionnalité qui relie le flux au gradient hydraulique parfois comme étant la perméabilité (pour un sol non saturé) et parfois comme étant le coefficient de perméabilité (pour un sol saturé). En revanche les hydrologues et les agronomes la désignent comme conductivité hydraulique du fait qu'il existe d'autres grandeurs dont les phénomènes sont décrits par une équation de la même forme que la loi de Darcy (par exemple la conductivité thermique). Dans notre travail nous allons utiliser le terme « perméabilité » tout en précisant le domaine de saturation.

L'analyse de l'écoulement de l'eau dans les sols saturés est basée sur la loi de Darcy, une loi tirée d'observations expérimentales établissant qu'il existe une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement et les forces motrices.

- Les valeurs de K sont très diverses suivant la nature du sol.

Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Gravier moyen à gros	$10^{-1} \text{ _ } 10^{-3}$	Très élevé
Petit gravier, sable	$10^{-3} \text{ _ } 10^{-5}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux	$10^{-5} \text{ _ } 10^{-7}$	Faible
Limon compacté, argile siliceuse	$10^{-7} \text{ _ } 10^{-9}$	Très faible
Argile franche	$10^{-9} \text{ _ } 10^{-13}$	Pratiquement imperméable

Tableau II-1 : Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard Philipponnat

II.3. 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 (II-1) à partir des résultats de ses nombreux tests, *Darcy* a établi empiriquement la relation suivante :

$$Q = k \frac{H_A - H_B}{L} A = k i A \quad (\text{II- 1})$$

Où :

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

k : constante, 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] : $i = (H_A - H_B) / L$

A : section de l'échantillon normal à la direction de l'écoulement [m²]

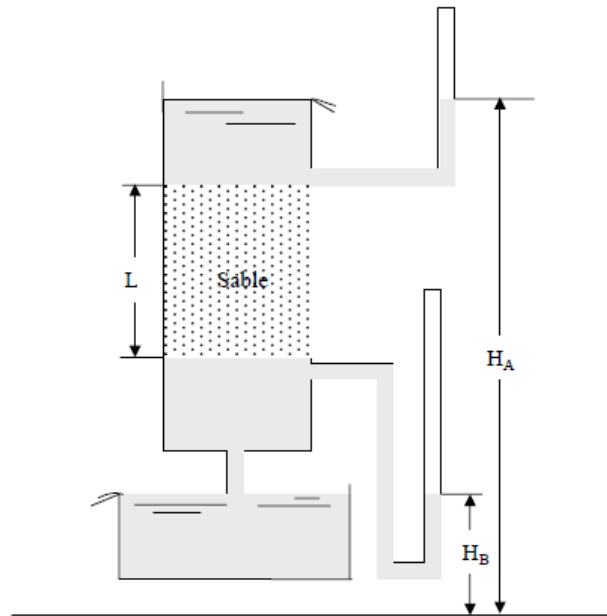


Figure II-1 : Schéma de l'appareil de Darcy

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.

Remarque :

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

II.4. Validité de la loi de Darcy :

Depuis que Darcy a présenté ses travaux, en 1856, l'Equation (II-1) a été sujette à des examens par un grand nombre de chercheurs et ingénieurs en utilisant différents types de sols, tout en testant les équipements et les conditions d'essais.

Les nombreuses références existantes (Izbash, 1931 ; Lutz et kemper, 1959 ; Hansbo, 1960 &

1973 ; Miller et Low, 1963 ; Mitchell et Younger, 1967 ; Lambe et Whitman, 1969...) prouvent de façon quasi certaine la validité de la loi de Darcy pour la plupart des types d'écoulements dans les sols dont les dimensions vont du sable moyen au limon.

Des déviations de la loi de Darcy ont été relatées pour les sols aux grains de dimension extrême :

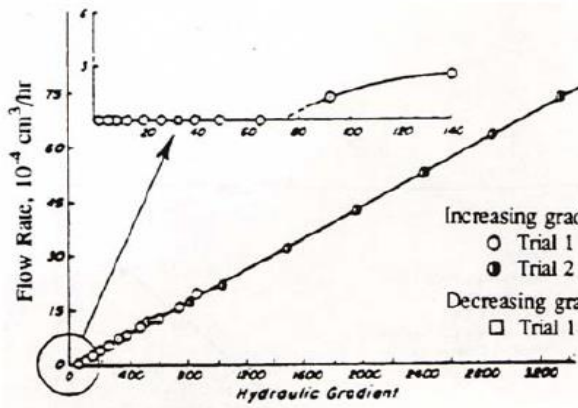
a- Sables grossiers – graviers :

Depuis longtemps on a 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 plus négligeables devant les forces de viscosités (Hubbert, 1959). La loi de Darcy est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesses lentes), et dans le cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changements dans la fluidité ou la perméabilité en fonction du gradient. Dans les sables grossiers et les graviers, 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.

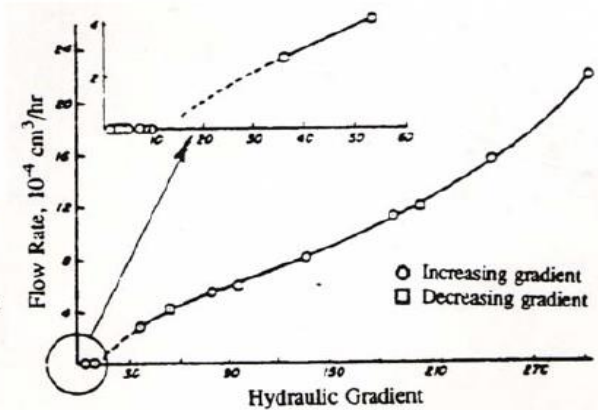
b- Sols fins :

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 les 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 (l'eau reste apparemment immobile), 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 ($i \leq 10$; $i \geq 100$, respectivement).



(a) 55,5% Sodium montmorillonite



(b) 32,2% Sodium montmorillonite

Figure II-2 (a) et (b) : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et Low, 1963)

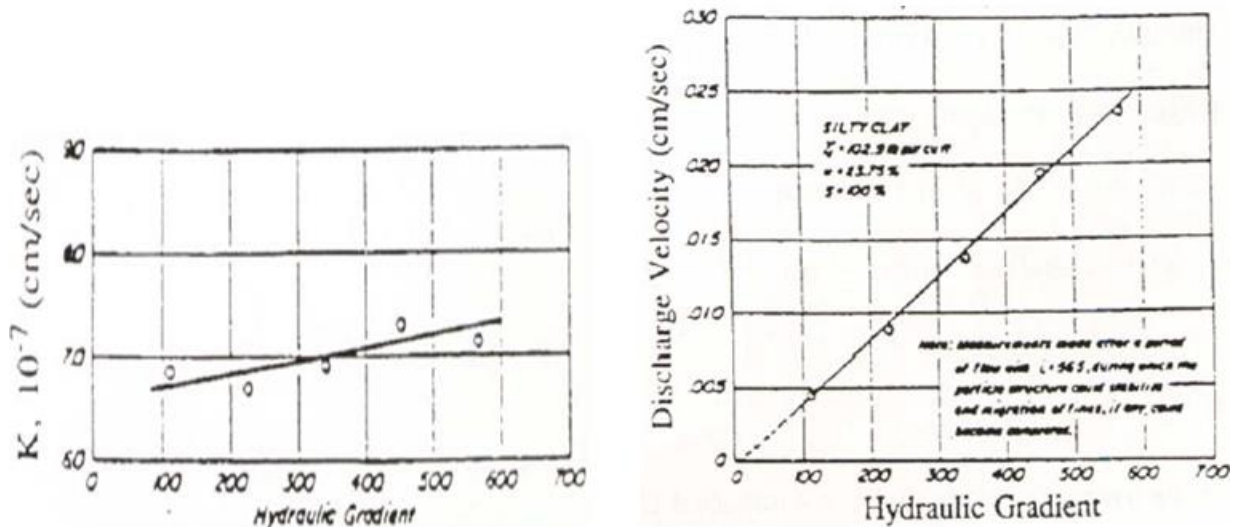


Figure II.3 : Vitesse d'infiltration et perméabilité, K , en fonction du gradient hydraulique pour une argile limoneuse (d'après Mitchell et Younger, 1967)

Les essais en laboratoire pourraient être menés sous des conditions qui reproduisent tous les détails de l'environnement 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 tâche facile.

II.5. 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 KOSENY-CARMAN [De Marsily, 1994]

$$k = \frac{n^3}{5 S^2 (1-n)^2} \quad (\text{II-2})$$

Où s : La section exposée au fluide

n : La porosité totale

II.6. 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 (II-4).

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 (II-5).

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.

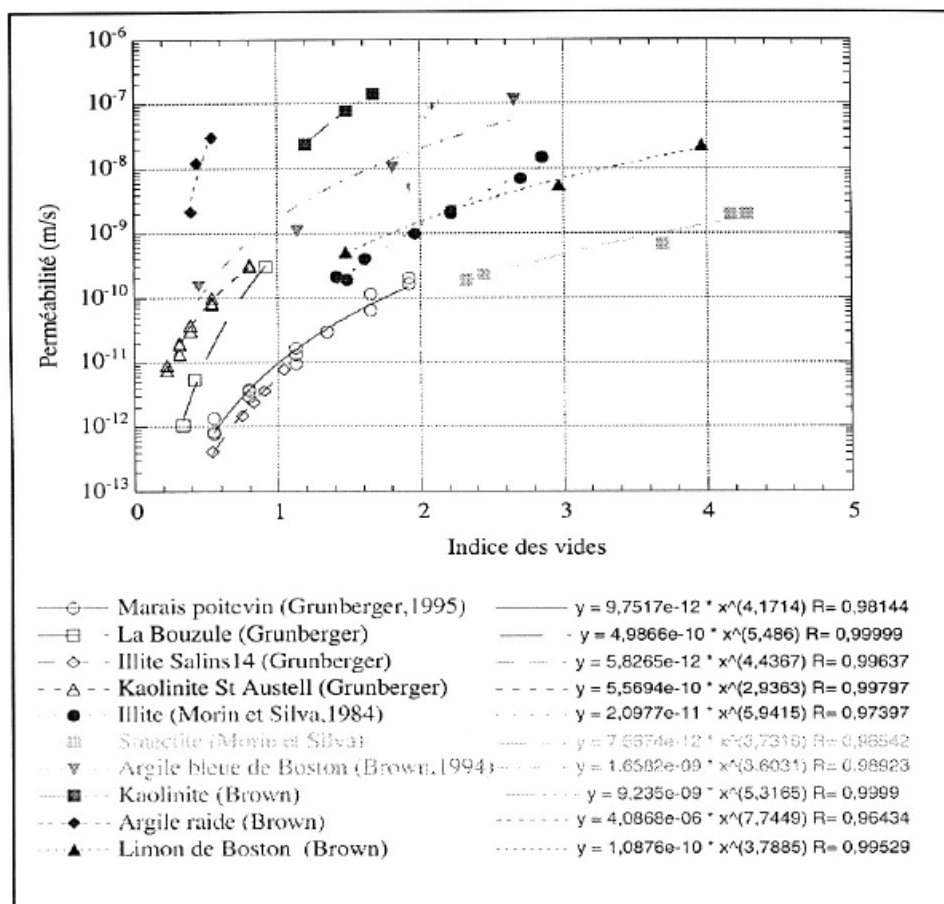


Figure II-4 : Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides au cours de la consolidation sous chargement oedométrique, d'après Grunberger 1995.

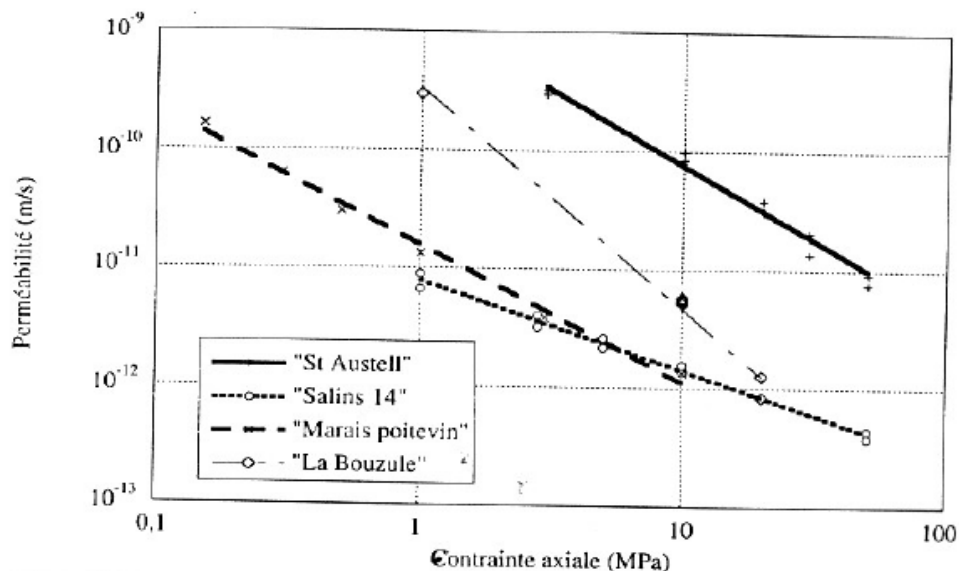


Figure II-5 : Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte axiale, au cours de consolidation oedométrique, en chargement, d'après Grunberger 1995.

II.7. Facteurs affectant la perméabilité des sols

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale, la perméabilité dans un milieu poreux dépend :

- Du volume des pores (fonction de la densité et du degré de saturation);
- De la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

Les paramètres qui influent sur la valeur de la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc;
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, etc;
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, etc.

Une liste des différentes variables qui peuvent être rencontrées dans chaque catégorie est présentée dans le tableau (II-2). Les plus importantes seront ensuite détaillées.

Tableau II-2 : Facteurs affectant la perméabilité

Composition - Environnement	- Type de minéraux ; Surface spécifique - Forme et distribution de la taille des grains - Sels dissous ; Ions échangeables Pour les argiles compactées : - Teneur en eau de compactage - Energie de compactage - Méthode de compactage - Taille des mottes Applicable pour toutes argiles : - Degré de saturation - Présence de fissures ou de discontinuités - Pression de confinement - Eau interstitielle - Activité biologique
Mesures	- Type d'essai - Type de perméamètre - Dimension de l'échantillon - Gradient - Direction de l'écoulement - Durée entre la préparation de l'éprouvette et l'essai

II.7.1. Facteurs liés à la structure du sol

a- Distribution de la taille des grains :

La distribution de la taille des grains est une propriété importante pour définir la perméabilité. Le coefficient de perméabilité dépend principalement de la taille moyenne des pores, qui alternativement liée à la distribution des tailles de grain, de la forme de grain et de la structure du sol. En général, plus la particule est petite plus les vides entre elles sont petits.

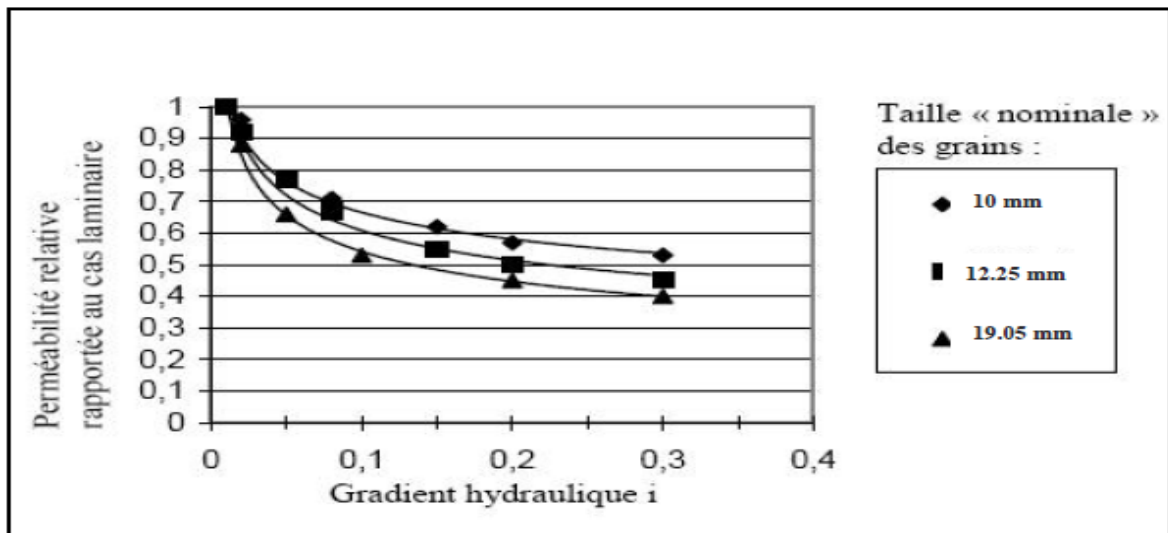


Figure II-6 : Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) Pour différentes tailles des grains d'après CEDERGREN (1977)

b- Forme et texture du grain :

La perméabilité change selon la forme des particules et la texture du sol. Quand les particules sont lisses et sphériques elles permettent un écoulement plus facile et elles augmentent la perméabilité. Réciproquement, les particules de forme irrégulière créent de plus longs chemins d'écoulement pour que le fluide les traverse, elles réduisent donc la perméabilité. Généralement, les particules à surface rugueuse produisent une plus grande résistance de friction au flux de fluide, de ce fait réduisent la perméabilité (Head, 1982).

c - Composition

La composition comprend les propriétés mécaniques, physiques et chimiques des grains formant l'ossature de l'échantillon de sol. Ces propriétés sont importantes pour la détermination des plages et des limites des propriétés géotechniques des sols, et en particulier de la perméabilité. La composition du sol influence généralement de façon très significative la perméabilité.

Dans le cas des sols traités à la bentonite, l'augmentation du pourcentage de bentonite ajoutée permet d'améliorer l'étanchéité jusqu'à une valeur seuil à partir de laquelle la perméabilité ne

diminue plus (figure II.7). Ces résultats ont été obtenus par de nombreux auteurs par le passé (Cavalcante Rocha, 1994 ; Didier et Cavalcante Rocha, 1996).

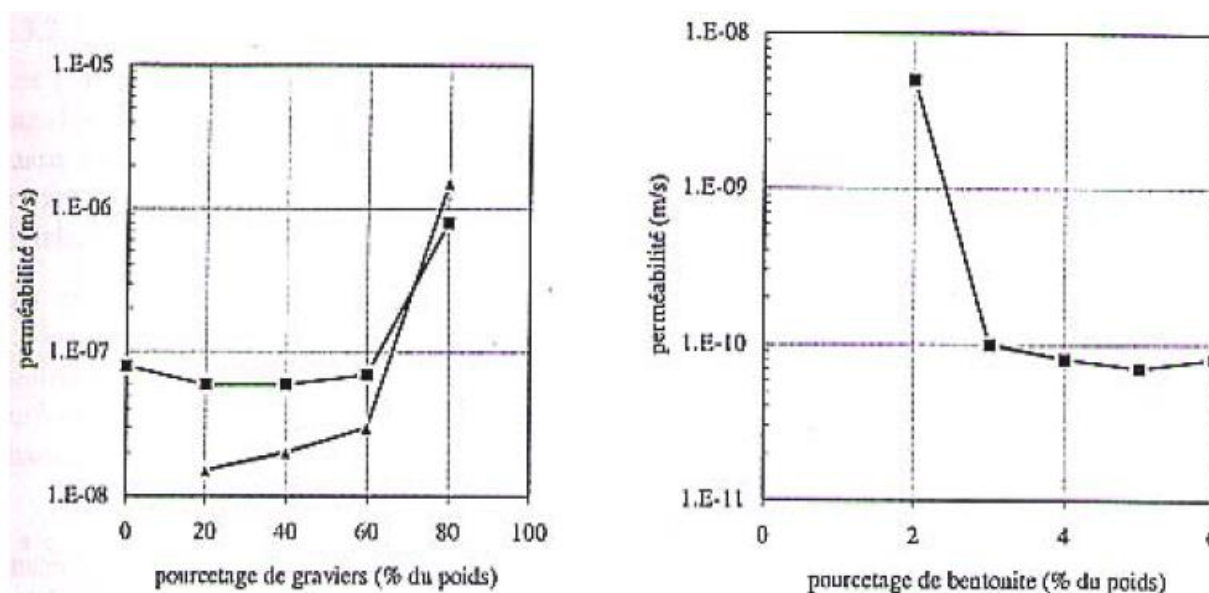


Figure II-7 : Relation entre la perméabilité et le pourcentage de gravier (Shelley et Daniel, 1993) ou de bentonite ajouté (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)

d. Limites d'Atterberg :

La perméabilité est affectée par l'indice de plasticité des sols fins. Les résultats d'essais (figure II-8) ont montré qu'elle diminue quand l'indice de plasticité augmente.

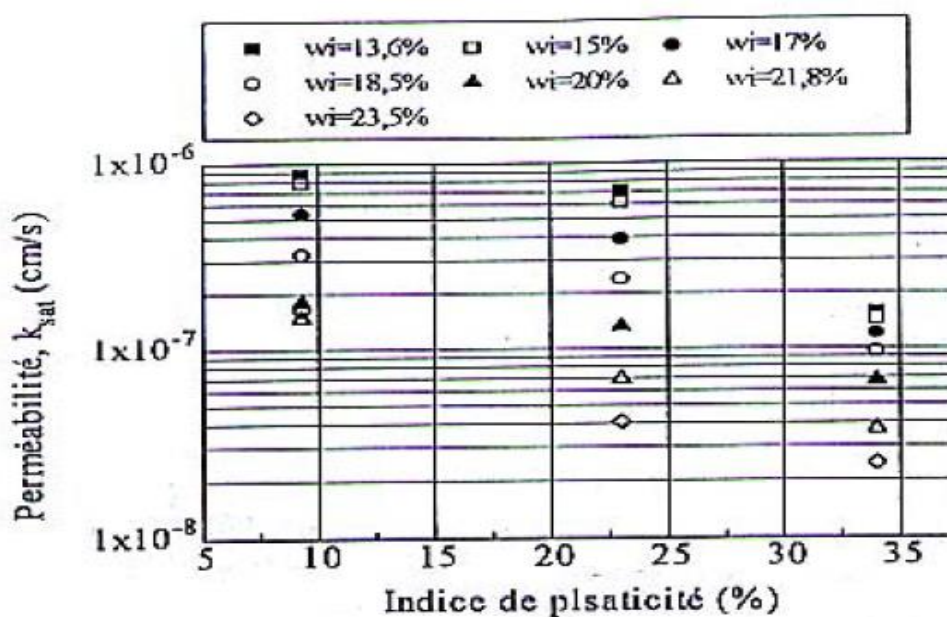


Figure II-8 : Influence de l'indice de plasticité sur la perméabilité ; Daoud, 1996

e. Indice des vides et la porosité :

Le coefficient de perméabilité dépend, dans une large mesure, de l'indice des vides (e) et de la porosité (n)

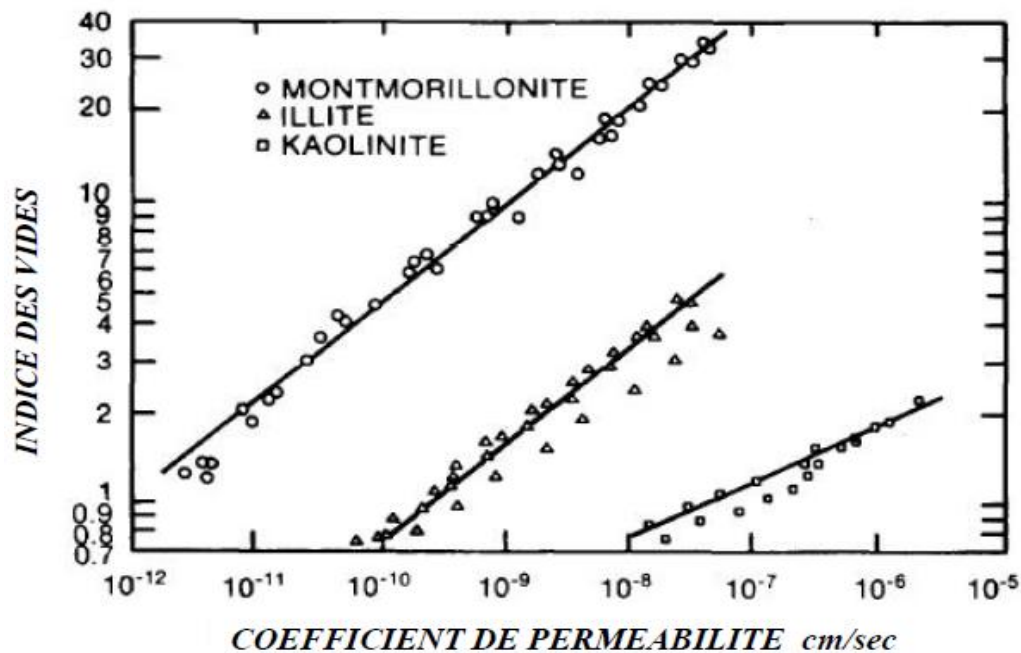


Figure II-9 : Influence de l'indice des vides et la porosité sur le coefficient de perméabilité

II.7.2. Facteurs liés à l'environnement

II.7.2.1. La teneur en eau

Si un sol cohérent est compacté à différentes teneurs en eau, on obtient une courbe de compactage telle que montrée sur la figure (II-10). Cette figure montre que la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un optimum, puis décroît. Pratiquement toutes les études effectuées par les auteurs, comme en particulier Lambe (1954, 1958), Mitchell. (1965), Boyton et Daniel (1985), Day et Daniel (1985), Harrop et Williams (1985), Moussaï (1993) montrent que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage. Deux théories peuvent expliquer l'influence de la teneur en eau sur la perméabilité des sols argileux compactés (Boyton et Daniel 1985, Herrmann et Elsbury 1987) :

- **La théorie d'orientation des particules d'argile** proposée par Lambe (1958) suppose que la variation de la perméabilité en fonction de la teneur en eau de compactage est directement liée à la structure du sol. Du côté humide de la courbe de compactage la structure est floculée et du côté sec la structure est plutôt dispersée figure (II-10).

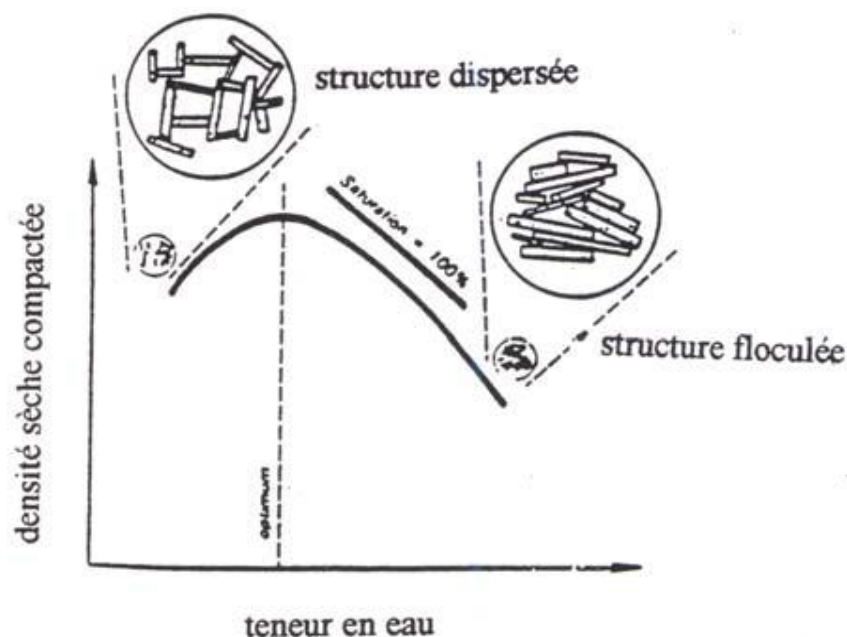


Figure II-10 : Effet de la teneur en eau sur la densité sèche et sur l'orientation des grains (Lambe, 1958)

- **La théorie des mottes** proposée par Olsen (1962), suppose que l'écoulement d'eau dans les sols argileux se fait à travers les vides intermottes plutôt qu'à travers les mottes elles-mêmes figure (II-11). Les mottes relativement sèches sont dures et s'imbriquent difficilement, en laissant entre elles des vides apparents, ce qui conduit à de fortes valeurs de la perméabilité. Les mottes humides sont plus facilement déformables pendant le compactage, permettant ainsi de réduire les vides intermottes et leur connexion et d'obtenir une faible perméabilité du sol. Cette théorie semble plus proche de la réalité du terrain que la théorie de Lambe basée sur l'orientation des particules.

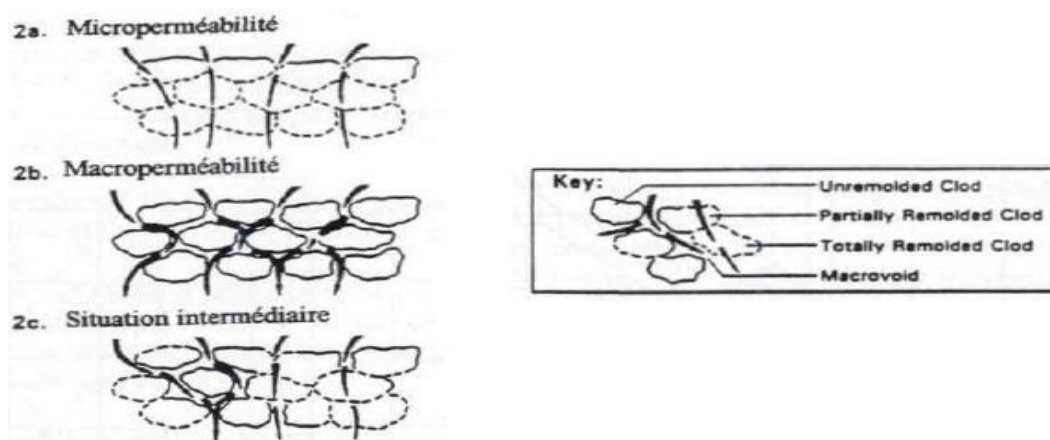


Figure II-11 : Influence des mottes sur la perméabilité des sols (Herrmann et Elsbury, 1987)

La perméabilité est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum (figure II.12). Typiquement, la perméabilité des échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum peut être 10 à 1000 fois plus forte que ceux compactés à des teneurs en eau plus fortes que l'optimum (Boynton, 1983).

II.7.2.2. L'énergie de compactage

L'effet de l'augmentation de l'énergie de compactage est l'augmentation du degré de dispersion des grains et d'imbrication des mottes, et ainsi la réduction de la perméabilité. La figure (II-12) montre que l'augmentation de l'énergie de compactage provoque une réduction de la perméabilité.

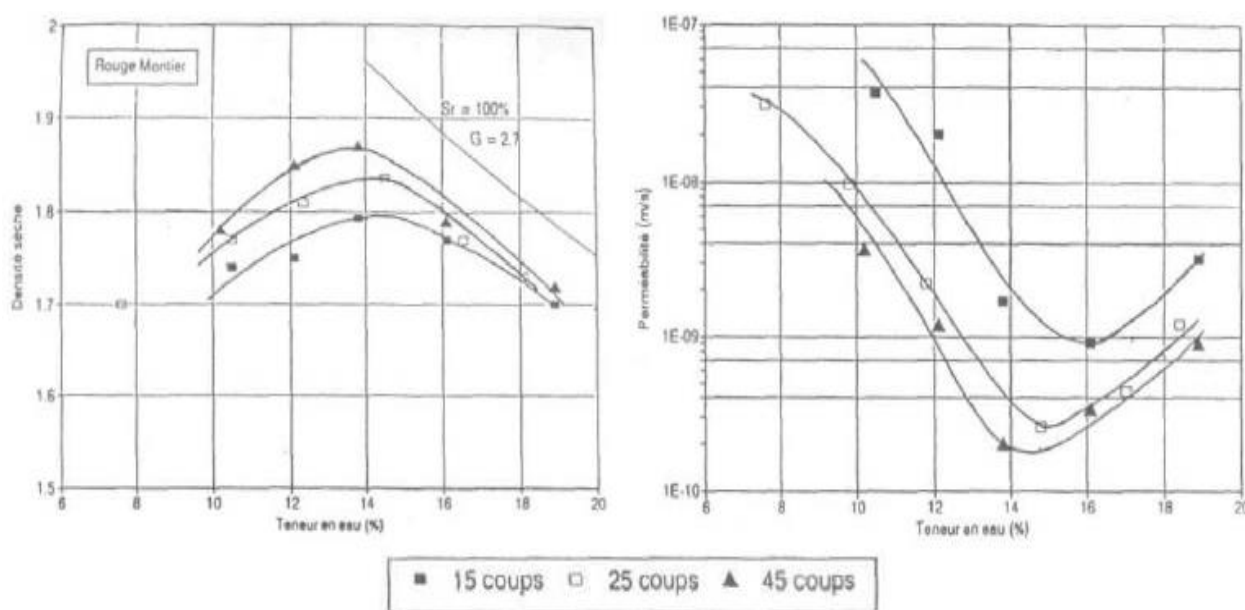


Figure II-12 : relation perméabilité-densité sèche-teneur en eau (Moussaï, 1993)

II.7.2.3. La méthode de compactage

D'après Seed et al (1960) et Mitchell et al (1965), le comportement du sol n'est influencé par la méthode de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale (figure II-13). Mitchell et al. (1965) ont montré qu'un sol compacté statiquement présente une structure plus dispersée que pour un compactage par pétrissage. De plus, l'augmentation de l'effort de compactage conduit à l'augmentation du degré de parallélisme des particules de sol.

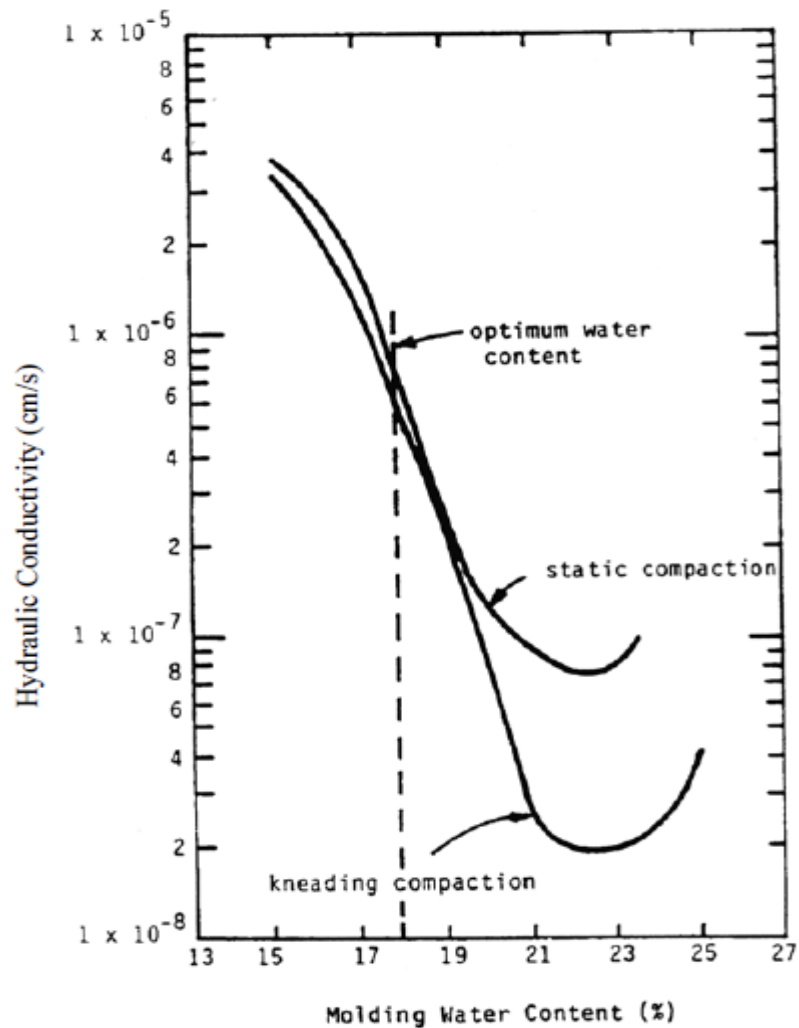


Figure II-13 : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1965)

II.7.2.4. La taille des mottes

La taille des mottes influe de manière significative la perméabilité des sols compactés. Ce paramètre est un des facteurs qui expliquent la différence souvent observée entre les essais réalisés au laboratoire et ceux réalisés in situ.

Différents auteurs ont montré que l'influence de la taille des mottes était beaucoup plus sensible pour des sols compactés du côté sec de la teneur en eau optimum de la courbe de compactage (figure II-14).

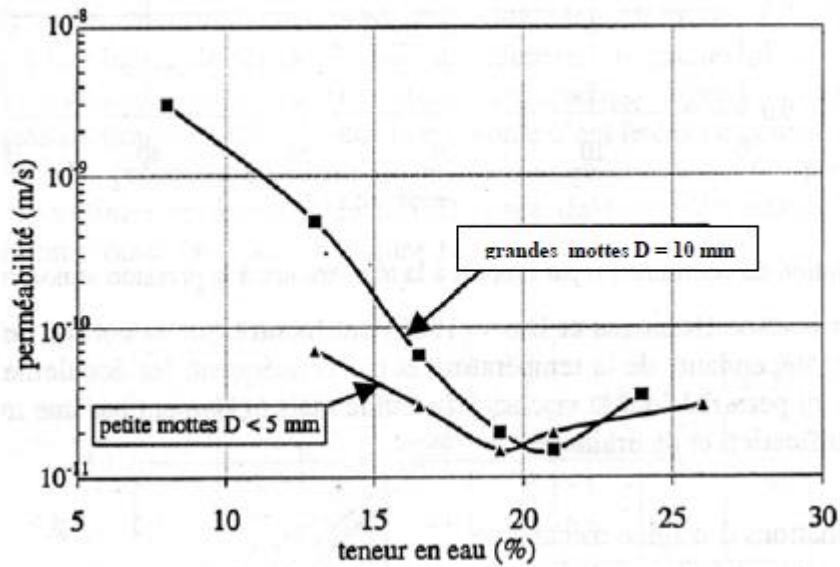


Figure II-14 : évolution de la perméabilité d'un sol compacté en fonction de la taille des mottes (d'après Moussai, 1993).

II.7.2.5. Degré de saturation :

L'expérience a montré que la non saturation de l'éprouvette entraînait une diminution très importante de la valeur de la perméabilité (figure II-15). En effet, Les bulles emprisonnées ont tendance à boucher les pores, d'où une diminution de k . C'est pourquoi, il faut s'assurer de la totale saturation de l'échantillon avant de mesurer sa perméabilité.

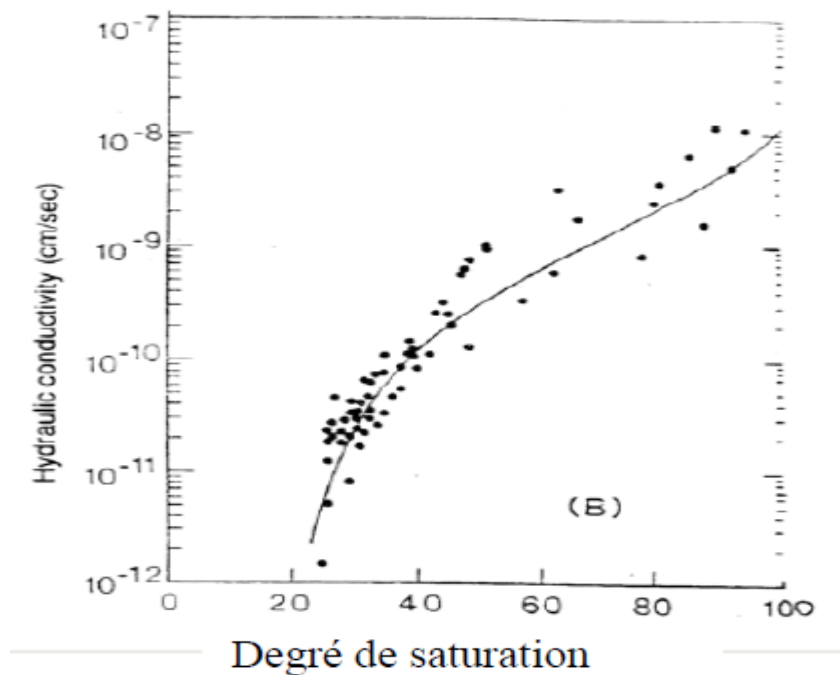


Figure.II.15 : Relation entre le degré de saturation et la perméabilité (Olson et Daniel, 1981)

II.7.2.6. Température

Le flux de l'eau dans le matériau est directement lié à la viscosité de l'eau (μ) : plus la valeur de viscosité est élevée, plus le débit est faible. Il y a donc lieu de ramener les valeurs calculées de v ou de la perméabilité (k) à une température de référence lorsque les mesures sont effectuées à différentes températures (Jaynes, 1990).

On prend en général la température de référence de 20°C, pour laquelle la viscosité dynamique de l'eau est de 1 mPa.s. D'une manière générale, on a :

$$k_{20^\circ} = k_T \cdot b \quad (\text{II-3})$$

Où b étant un coefficient calculé à partir des valeurs de la viscosité de l'eau à 20°C et à la température T (°C) tel que :

$$b = \frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}} \quad (\text{II-4})$$

Où μ_T et μ_{20° sont les viscosités dynamiques à 20 °C et à la température T °C.

La figure (II-16) représente la variation de b en fonction de la température. Une fonction approchée de la loi de variation $\mu(T)$ s'écrit sous la forme suivante :

$$b = \exp [2,44 \cdot 10^{-2} (20 - T) + 1,8 \cdot 10^{-4} (20 - T)^2 + 2,5 \cdot 10^{-6} (20 - T)^3] \quad (\text{II-5})$$

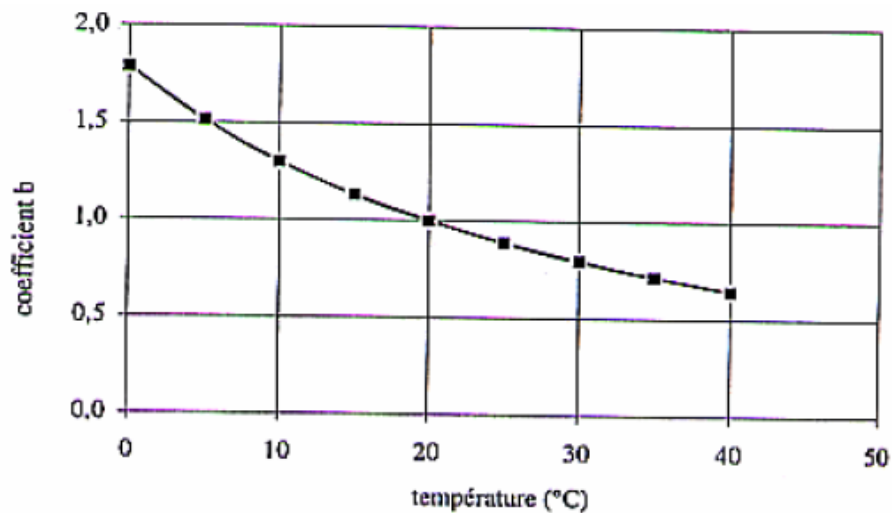


Figure II-16 : Variation du coefficient b en fonction de la température (Jaynes, 1990)

II.7.2.7. Effet des cycles gel –dégel

D'après Othman et al 1994 les cycles gel dégel favorisent la formation de micro fissures et l'augmentation de la perméabilité des sols est de 10^1 à 10^3 dans certain cas.

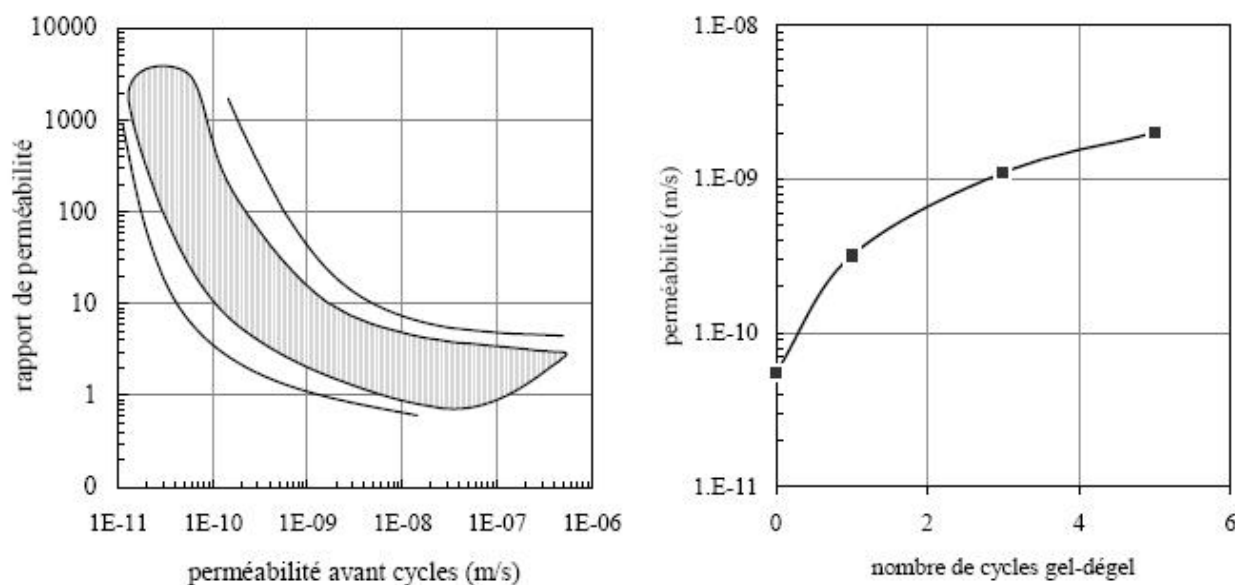


Figure II-17 : Exemples de fuseaux des rapports de perméabilité par rapport à la perméabilité à l'état initial obtenu sur 10 argiles nord-américaines et influence du nombre de cycles gel dégel sur la valeur de la perméabilité (d'après Othman et al. 1994)

II.7.2.8. Activité microbienne et biologique

Des longues périodes de submersions, durant les essais de perméabilité, peut résulter une réduction de la vitesse d'écoulement due à l'activité microbienne. Cela résulte de l'obturation des pores. Les micro-organismes utilisent les éléments nutritifs et les sources d'énergie qui existent dans le sol et l'eau des pores, et excrètent des produits métaboliques qui altèrent la configuration des pores. Les facteurs biologiques qui font décroître la perméabilité sont : l'accumulation des produits métabolique dans les pores, causant leur obturation; la production de gaz dans certains cas ; modification du pH et de la chimie de l'eau, ce qui peut affecter la structure des pores.

II.7.3. Facteurs associés aux techniques de mesures

II.7.3.1 Dimensions de l'échantillon

a. Hauteur de l'échantillon

L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus par Daoud, 1996 (figure II-18) a montré que la perméabilité avait tendance à diminuer quand la hauteur de l'éprouvette augmentait pour les matériaux compactés du côté sec (non saturé) et que les valeurs de perméabilité mesurées sur des échantillons compactés du côté humide (saturé) ne variaient pas avec la hauteur.

La perméabilité est conditionnée par la teneur en eau, l'état de compacité, les dimensions des pores mais aussi par la connectivité entre ces pores. Ce dernier paramètre revêt une grande importance. La probabilité d'avoir une discontinuité dans cette connectivité est d'autant plus grande que les éprouvettes sont longues

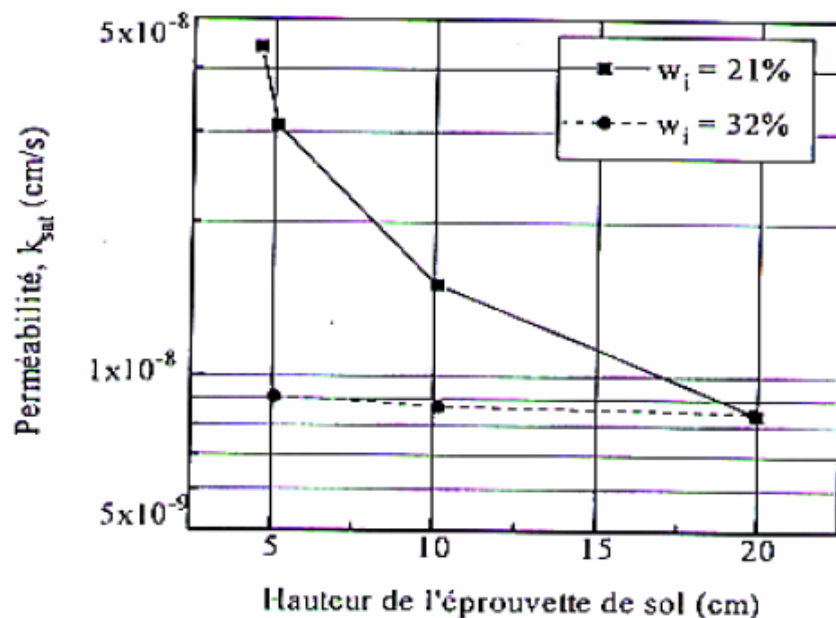


Figure II-18 : Evolution de la perméabilité en fonction de la hauteur de l'éprouvette (Daoud, 1996)

b. Diamètre de l'éprouvette

La perméabilité tend à augmenter avec le diamètre de l'échantillon. En effet, les chercheurs confirment qu'il est probable que les défauts (niveau non compacté, fissures, vides intermottes, macropores....) apparaissent plutôt sur un grand échantillon que sur un petit. Cette constatation a été notée dans les travaux de Daoud (1996) sur le limon argileux de Xeulley (figure II-19).

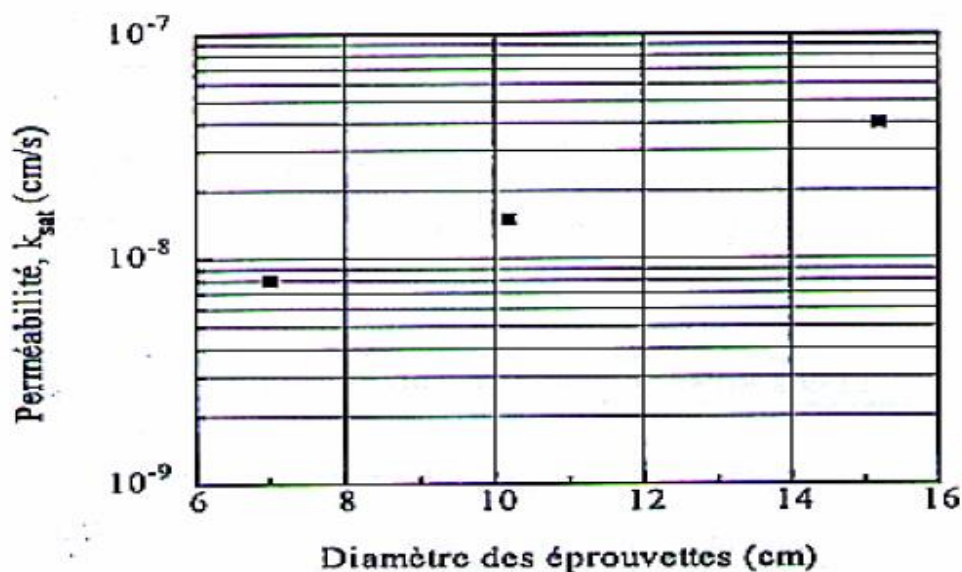


Figure II-19 : Variation de la perméabilité en fonction du diamètre de l'éprouvette (limon argileux de Xeulley) (Daoud, 1996)

II.7.3.2 Gradient hydraulique

Dans le cas des sols fins argileux, lorsqu'on veut mesurer la perméabilité à partir des essais en laboratoire, les gradients hydrauliques ne sont pas identiques à ceux que l'on a in situ. Le gradient hydraulique que l'on a in situ est généralement de l'ordre de 1 à 20 (Dunn 1985).

Daoud (1996) a mené de son côté une série d'expériences pour étudier l'influence du gradient hydraulique sur des échantillons compactés. Les résultats ont montré que la perméabilité décroît avec l'augmentation du gradient hydraulique (Figure II-20), et que la diminution de la perméabilité est irréversible puisqu'en fin d'expérience, la valeur de la perméabilité mesurée est inférieure à celle mesurée au départ, pour la même valeur du gradient hydraulique appliqué.

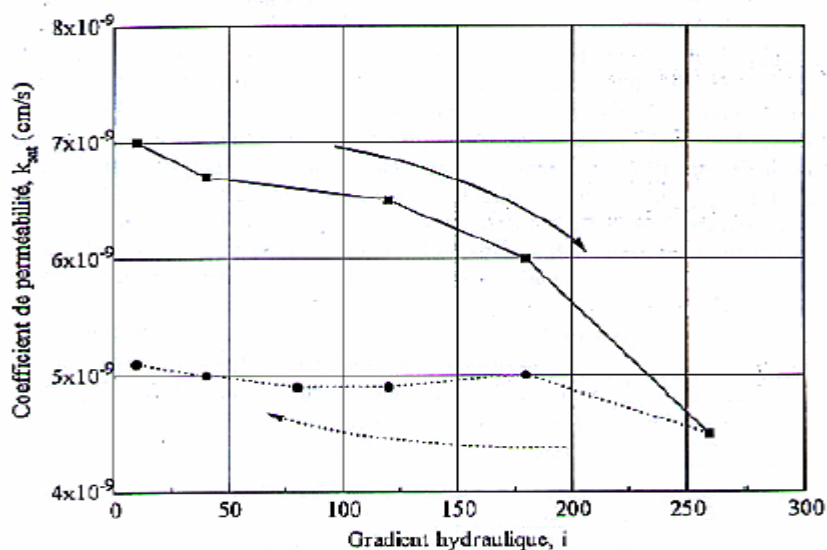


Figure II-20 : Relation entre la perméabilité et le gradient hydraulique ; Daoud (1996)

II.7.3.3 Choix de la contrainte verticale

L'intérêt de l'application d'une contrainte verticale est de reproduire en laboratoire les conditions in situ (par exemple la contrainte due au poids des terres ou au poids des déchets stockés). Les résultats expérimentaux obtenus des essais de perméabilité réalisés par Comeage, 1997 ont montré que la perméabilité diminuait au fur et à mesure que la valeur de la contrainte normale augmentait (figure II.21).

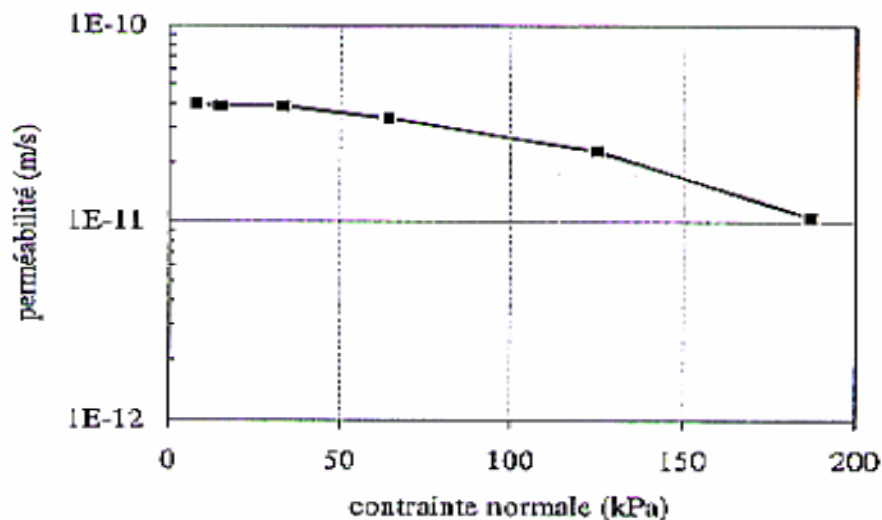


Figure II-21 : Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte normale (Comeage, 1997)

II.7.3.4 Effet de la consolidation des échantillons

L'indice des vides est un paramètre important influant sur la perméabilité. Pour éviter toute erreur sur la mesure de la perméabilité, il est préférable de s'assurer de la consolidation de l'échantillon afin de limiter les variations de l'indice des vides. L'expérience a montré une nette diminution de la valeur de la perméabilité avec l'augmentation de la contrainte effective de confinement (figure II-22).

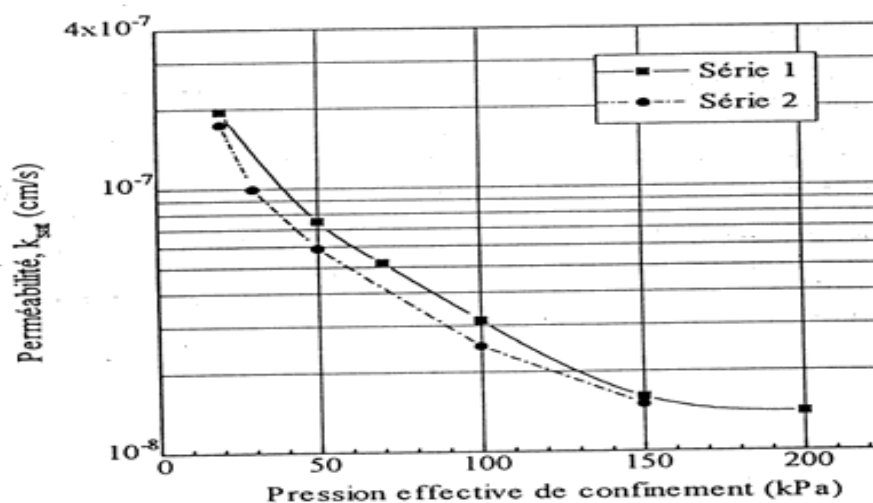


Figure II-22 : Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte effective (Daoud, 1996)

II.7.3.5 Choix de la contre pression

D'après les expériences réalisées (figure II-23) il paraît nécessaire d'utiliser une contrepression qui ne soit pas très élevée, et qui est augmentée par paliers afin d'éviter ou de minimiser les effets de réarrangement des particules. Il n'y a pas de règle générale pour déterminer la vitesse d'application de la contre pression. Certains auteurs recommandent d'augmenter la contre pression par paliers de 35 kPa par intervalle de 2 à 4 heures.

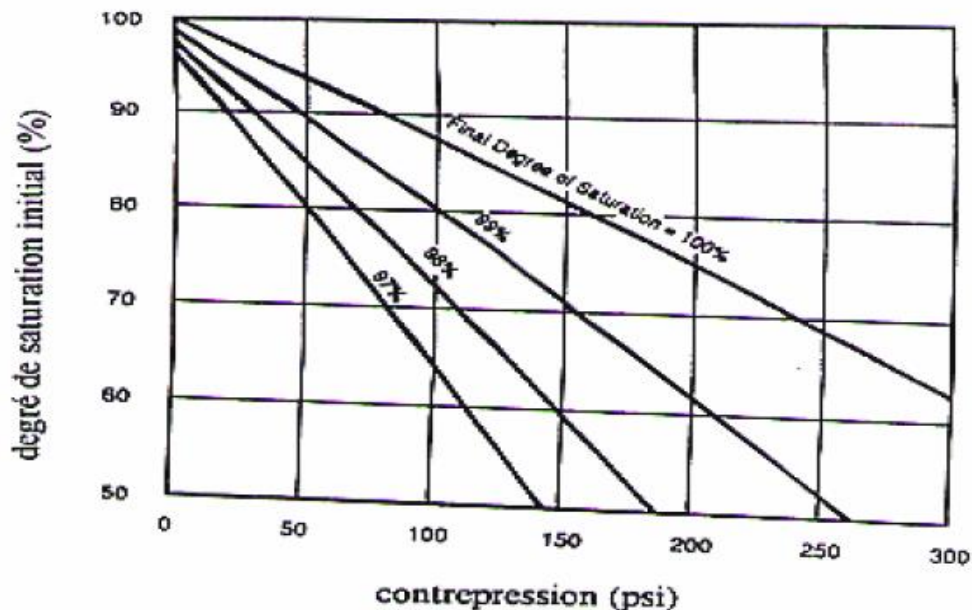


Figure II-23 : Relation entre le degré de saturation et la contre pression appliquée- essais réalisés avec un perméamètre à paroi flexible (Low et Johnson, 1960)

II.7.3.6 Durée de l'essai

Si l'essai dure longtemps, de nombreux facteurs peuvent causer le changement de la perméabilité. Mitchell et al. (1984), Daoud (1996) ont étudié l'influence de la durée de la mesure de perméabilité sur des sols argileux compactés (figure II-24).

La diminution de la perméabilité dans le temps peut avoir plusieurs causes. L'utilisation d'une solution traitée peut entraîner la croissance de micro-organismes. La température quant à elle, peut d'autant plus changer que l'essai dur longtemps. Il peut y avoir aussi une consolidation secondaire de l'échantillon et un colmatage progressif par migration des particules très fines.

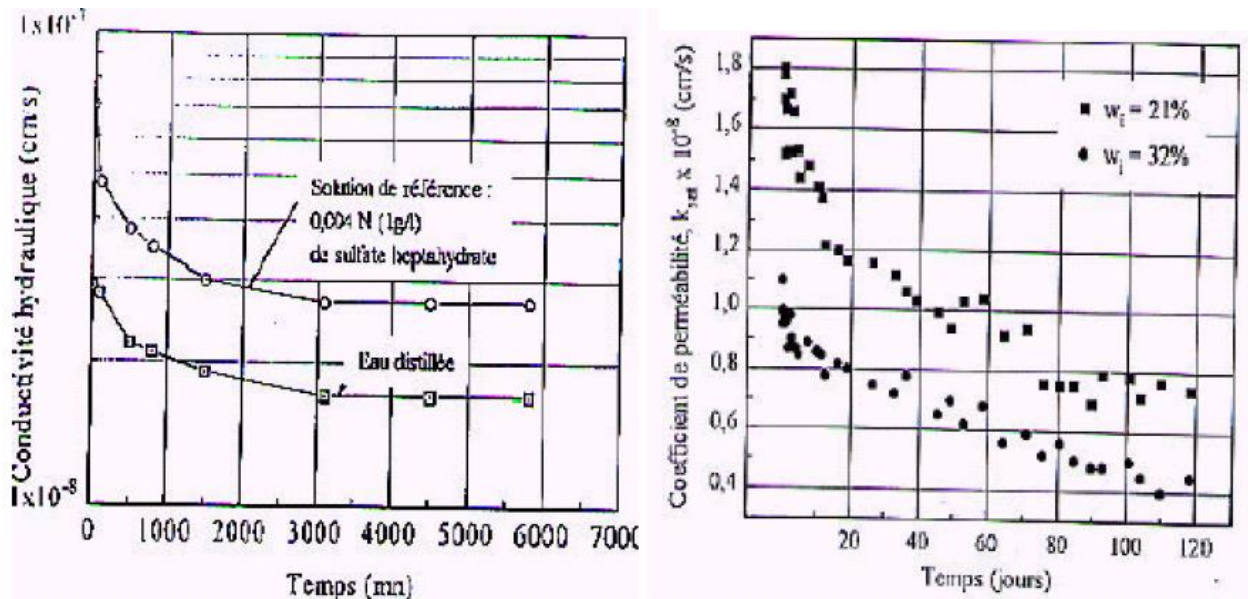


Figure II.24: Influence de la durée d'essai sur l'évolution de la perméabilité
(Dunn et Mitchell, 1984 ; Daoud, 1996)

II.8. Méthodes de mesure de la perméabilité

Les différentes méthodes de mesure de la perméabilité sont classées selon le domaine de saturation : méthode de mesure de la perméabilité saturée et de la perméabilité non saturée.

II.8.1 Méthodes de mesure de la perméabilité saturée

II.8.1.1 Méthodes en laboratoire

II.8.1.1.a Méthode du Perméamètre à charge constante

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon (figure II-25). Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy.

Cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essai assez importants. Le coefficient de perméabilité est alors :

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

$$\text{Débit d'infiltration :} \quad Q = \frac{q}{t} \quad (\text{II- 6})$$

$$\text{Loi de Darcy :} \quad V = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad (\text{II- 7})$$

Le coefficient perméabilité :

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{q \cdot L}{A \cdot t \cdot H} \quad (\text{II-8})$$

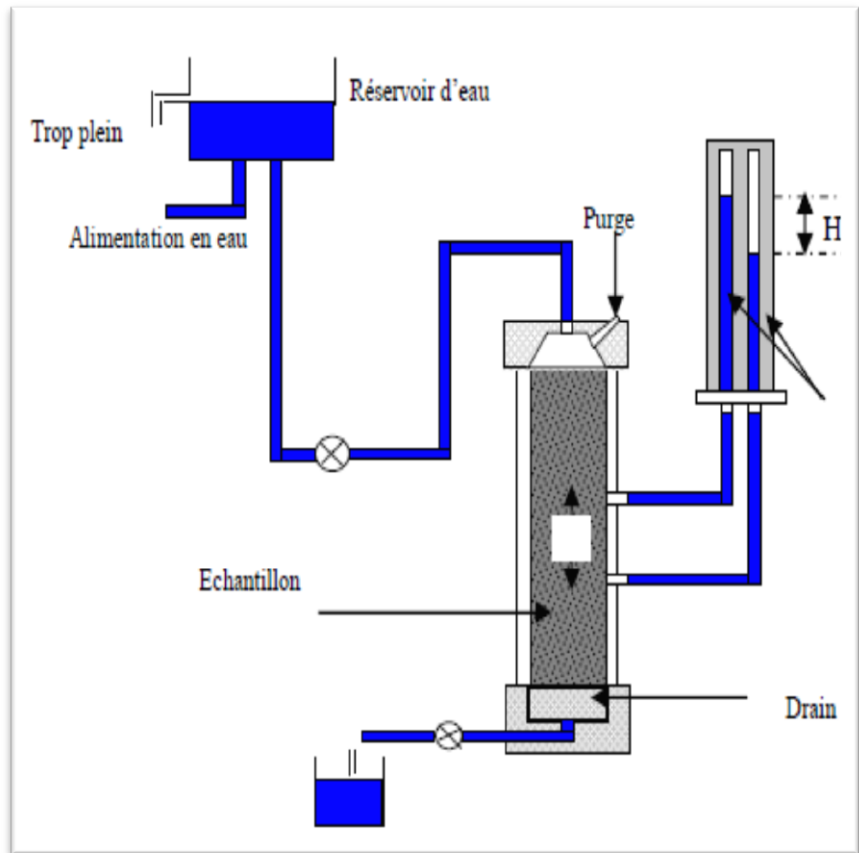


Figure II-25 : Procédure de la méthode du Perméamètre à charge constante

II.8.1.1.b Méthode du Perméamètre à charge variable

Cette méthode de mesure est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7}$ m/s). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (Figure II-26). On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h_1 au niveau h_2 . 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 ($t, t+dt$).

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

Le débit q est donnée par :

$$q = \frac{(-dh \cdot a)}{dh} = k i A \quad (\text{II-9})$$

Où i : gradient hydraulique à temps $i = h/L$

$$\frac{k h}{L} \cdot A = - \frac{dh}{dt} \cdot a \quad (\text{II-10})$$

Intégration entre limite $h = h_1$ à h_2 et $t = t_1$, nous obtenons :

$$\frac{Ak}{aL} \int_{t_1}^{t_2} dt = - \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{dh}{h}$$

Donc
$$\frac{Ak}{aL} (t_2 - t_1) = \ln \frac{h_1}{h_2}$$

On a $t_2 - t_1 = t$,

$$k = \frac{aL}{At} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II-11})$$

Ou

$$k = 2,3 \frac{aL}{At} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II-12})$$

Avec :

A : section de l'échantillon ;

a : section du tube où s'effectuent les lectures ;

L : hauteur de l'échantillon ;

h_i : charge hydraulique à l'instant t_i

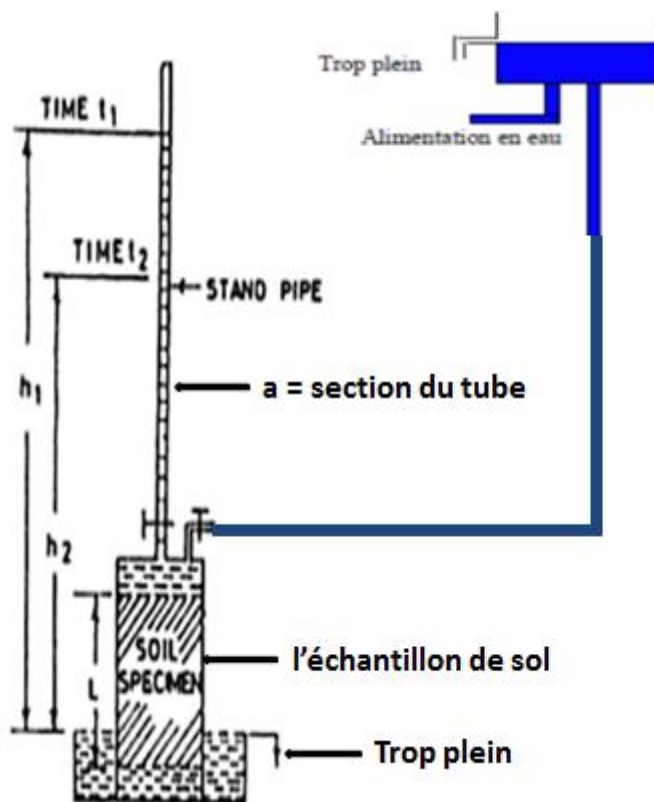


Figure II-26 : Procédure de la méthode du Perméamètre à charge variable

II.8.1.1.C Mesure de la perméabilité dans l'oedomètre (Mesure indirecte de la perméabilité)

Le principe de l'appareillage est reproduit sur la Figure (II-27). Un échantillon de sols est placé dans une enceinte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet 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. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

Pour mesurer la perméabilité, le sol peut être donc consolidé et on calcule la perméabilité à partir du taux de consolidation :

$$k = \frac{C_v \gamma_w}{E_{oedo}} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

C_v : coefficient de consolidation,

E_{oedo} : module oedométrique.

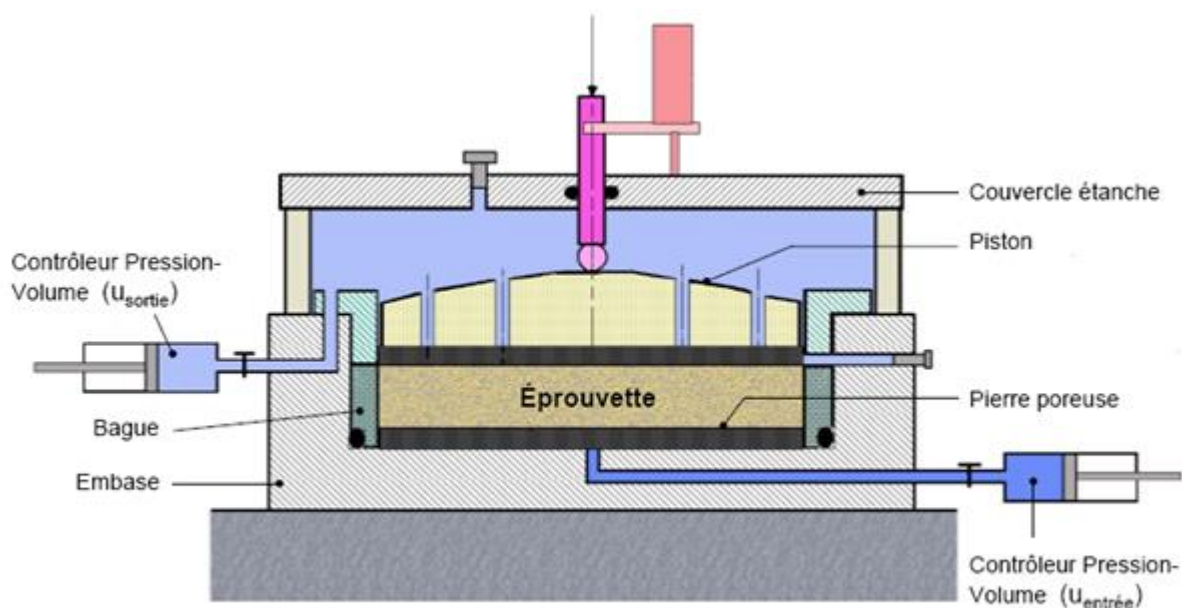


Figure II-27 : essai oedométrique

- L'avantage d'appliquer une charge verticale sur la surface supérieure de l'échantillon est :
- De réduire l'écoulement différentiel sur le contour de l'échantillon.
- De reproduire les conditions de chargement in situ.
- De suivre l'évolution de k en fonction de l'indice des vides ou du degré de consolidation.

II.8.1.2. Méthodes in situ en présence d'une nappe :

II.8.1.2.1. Essai de Pompage : (NFP94-130)

a- Domaine d'application :

L'essai de pompage est réalisé dans un sol aquifère dont la perméabilité est telle que le pompage provoque, en quelques heures, un rabattement de la surface piézométrique. Son domaine est :

- ✓ Les sols grenus,
- ✓ Les sols fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités.

Ces essais sont destinés à estimer les paramètres hydrodynamiques d'un terrain aquifère pour des ouvrages importants ou ceux dont l'incidence sur la nappe est de nature à entraîner des conséquences sur l'environnement.

b- Principe de l'essai :

Cet essai consiste à forer un puits à travers la formation perméable jusqu'à substratum. Des piézomètres sont disposés autour de puits. On pompe alors avec un débit constant (Q) jusqu'à ce que l'on ait atteint un régime permanent. On mesure le débit pompé ainsi que le niveau de l'eau dans le puits et dans les piézomètres.

On a alors

$$k = Q \cdot \frac{\ln\left(\frac{B}{A}\right)}{\pi(b^2 - a^2)} \quad (\text{II-14})$$

Avec :

A : Rayon du puits.

B : Rayon de rabattement de la nappe.

a : La hauteur de du niveau d'eau à l'intérieur du puits.

b : La hauteur de la nappe.

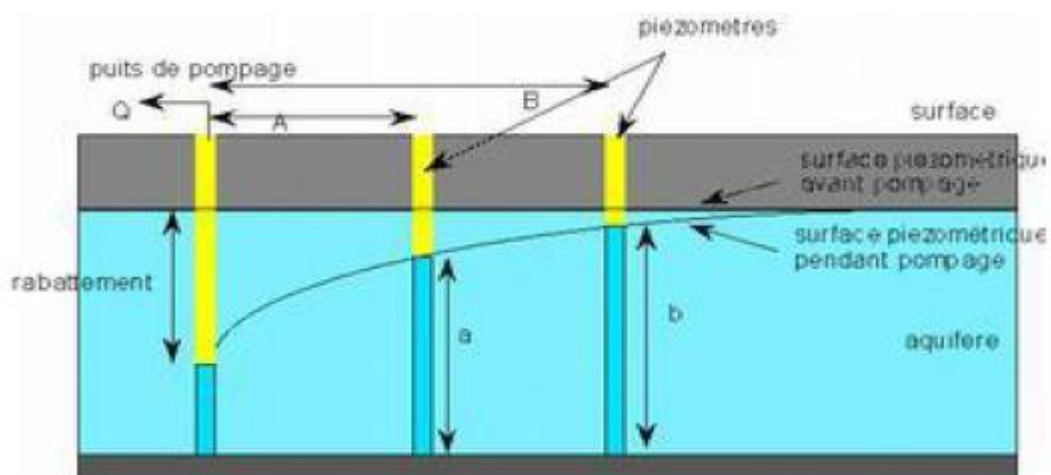


Figure II-28 : Détermination de la perméabilité par pompage. (V.ROBITAILLE 1997)

II.8.1.2.2. Essai LUGEON (NFP 94-131)

L'essai Lugeon est réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de 1.10^{-5} à 1.10^{-8} m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité de fissures dans les roches compactes.

a. Principe

L'essai Lugeon, est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter de l'eau dans un forage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

b. Calcul de la perméabilité

Les différents paramètres, volume d'eau injecté, pression appliquée, différents pour chaque palier (seul le temps est constant), doivent être convertis en "absorption unitaire " qui s'exprime en unité Lugeon.

Par définition 1 Lugeon = débit de 1 litre par minute injecté dans un tronçon de forage de 1.00m sous une pression de 1 MPa (10 bars), maintenue constante pendant 10 minutes.

On peut alors appliquer l'équation :

$$k = \left(\frac{1}{\pi} \right) \cdot Q \cdot \frac{\ln \frac{R}{r}}{L \cdot H} \quad (\text{II- 15})$$

Avec :

k : est exprimé en (m/ s).

Q : Débit en m³/s.

R : Rayon d'action de l'essai, estimé à 200 mètres.

r : Rayon du forage (de la chambre) en mètre.

L : Hauteur de la chambre en mètre.

H : Charge hydraulique en mètres d'eau.

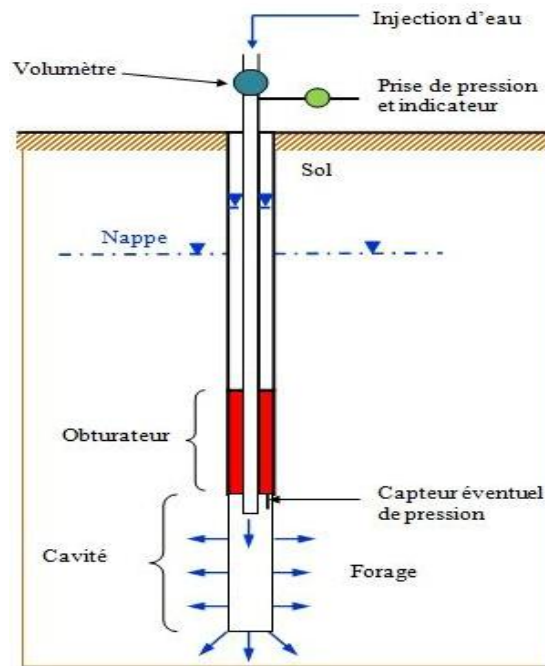


Figure II-29 : Essai Lugeon (J-P .MAGNAN. 1999)

II.8.1.2.3. Essai LEFRANC (NF P 94-132)

L'essai LEFRANC est l'essai le plus connu et le plus utilisé car il s'intéresse aux terrains très perméables. On l'utilise classiquement pour mesurer la perméabilité d'interstices de roche meubles.

a. Principe

Cet essai est le plus simple à mettre en œuvre, tant pour le matériel que pour l'interprétation des résultats de l'essai. L'essai LEFRANC consiste à injecter de l'eau dans des couches perméables et à mesurer le volume d'eau absorbé sous une charge hydraulique donnée.

b. Calcul de la perméabilité

Connaissant le volume injecté, le diamètre du forage et la charge hydraulique appliquée, on peut aisément calculer le coefficient de perméabilité qui est donné par l'équation :

$$k = \frac{Q}{m H D} \quad (\text{II- 16})$$

Où : k : coefficient de perméabilité de la formation (m/s)

D : diamètre du forage (de la chambre) (m)

H : hauteur de la chambre (m)

m : coefficient de forme de la chambre donné par la relation $m = 4 \pi r$ pour une cavité sphérique de rayon r .

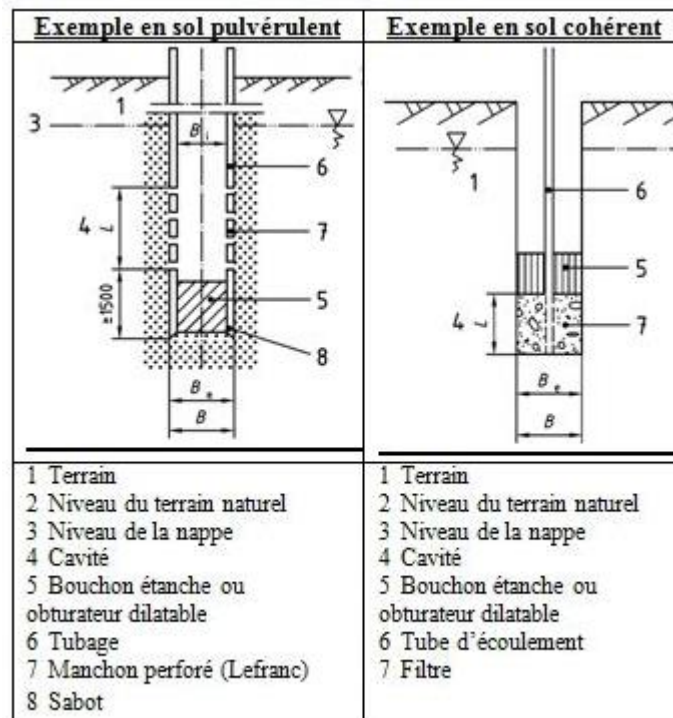


Figure II-30 : Essai LEFRANC

II.8.1.2.4. SLUG-TEST:

a. Principe:

Le Slug-test aussi nommé " essai d'injection relaxation" consiste à injecter de l'eau à débit constant pendant un temps déterminé, puis à stopper l'injection et à mesurer la relaxation de pression après fermeture. Cette méthode est fortement dépendante des moyens de mesures de pression et de débit, ce qui limite ce type d'essai à des zones de perméabilités de l'ordre de 10^{-10} m/s à 10^{-11} m/s pour du matériel conventionnel.

b. Calcul de la perméabilité :

Durant tout le temps de l'essai, tous les paramètres sont enregistrés, pression d'injection, temps de l'injection (T_{inj}), volume injecté, puis mesure de la chute de pression en fonction du temps. L'interprétation des mesures est effectuée en régime transitoire à l'aide de la méthode de Horner :

$$p(dt) = f \cdot \left[1 + \frac{inj}{dt} \right] \quad (\text{II- 16})$$

Où dt est le temps de mesure à partir de la fermeture.

Des logiciels provenant du monde permettent l'interprétation de ces essais. Ils permettent de déterminer :

- Si l'essai s'est déroulé dans de bonnes conditions ;
- Si la paroi et éventuellement boue de forage jouent un rôle dans la perméabilité mesurée ;
- Si des conditions aux limites apparaissent, présence d'une interface, d'un deuxième régime de perméabilité, etc.

c. Exécution de l'essai :

L'utilisation d'un obturateur ou de deux se fait dans les mêmes conditions que pour l'essai Lugeon, mais pour le slug-test, on établit une pression, préalablement déterminée, par injection d'eau pendant un temps donné. On note la quantité d'eau injectée en fonction du temps en maintenant la pression constante, puis on coupe l'injection et on note la chute de pression en tête et au niveau de la chambre formée par l'obturateur.

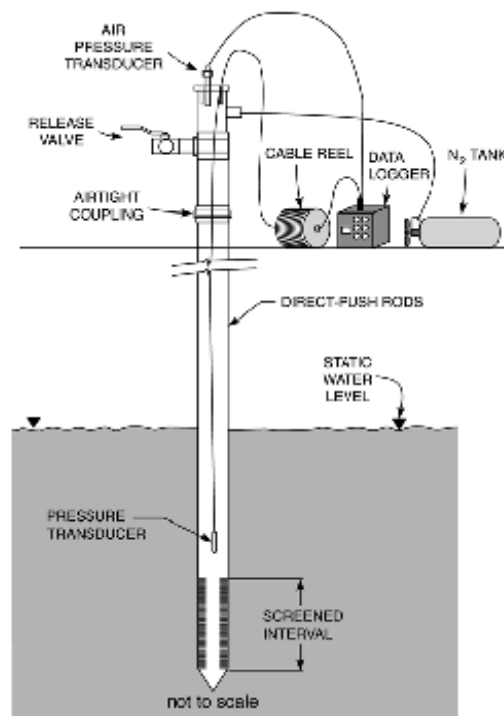


Figure II-31: Essai SLUG-TEST

II.8.1.2.5. PULSE-TEST:**a. Principe:**

L'évaluation de la faible perméabilité de certaines formations, pose quelques difficultés avec les méthodes classiques d'injection relaxation, en effet, il existe plusieurs limitations à ce type d'essai, telles que la nécessité de faire d'autant plus de mesures que la perméabilité est faible ; l'obligation d'utiliser des appareils de mesure de pression et de débit plus précis et un enregistrement automatique (durée de l'essai nettement augmentée), d'où un coût de l'opération plus élevé.

C'est pour cette raison qu'une nouvelle méthode, appelée " pulse-test" a été introduite par Bredehoeft et al En 1980.

La méthode du "Pulse-test" est essentiellement une dérivation du test d'injection conventionnel, la différence majeure étant l'absence de débit pendant la phase d'impulsion (fermeture quasi instantanée du puits après ouverture) : L'interprétation mise en œuvre s'effectue avec le même groupe de logiciels que ceux utilisés pour le slug-test.

b. Exécution de l'essai :

Le même dispositif que pour le slug-test est mis en place avec simple ou double obturateur. Chambre isolée, on établit une pression d'eau de 10 Bars puis on ouvre la liaison avec la chambre pendant 10 à 15 secondes (attention de bien maintenir la pression constante pendant l'injection), on isole à nouveau la chambre puis on mesure la chute de pression.

Il est indispensable d'utiliser un enregistrement automatique des mesures pendant les différentes phases, aussi bien en tête qu'au niveau de la chambre car il faut pouvoir mesurer la pression effective d'injection (et sa constance) et il faut pouvoir noter la pression dans les première secondes qui suivent la fermeture des vannes et l'isolement de la chambre.

II.8.1.3. Méthodes in situ en absence d'une nappe superficielle :**II.8.1.3.1 Méthode du double anneau (NFX 30-418)****a. domaine d'application :**

Ces infiltromètres permettent de déterminer des coefficients de perméabilité compris entre 1.10^{-5} m/s et 1.10^{-8} m/s. ; pour caractériser la perméabilité des matériaux qui constituent les barrières des installations de stockage des déchets.

a. Principe:

Il est composé de deux anneaux concentriques figure (II-32). L'anneau extérieur est rempli d'eau qui va s'écouler verticalement et saturer le sol. On crée ainsi une « barrière » circulaire qui va favoriser l'infiltration verticale de l'eau contenue dans l'anneau intérieur. Il suffit ensuite de mesurer la diminution de l'eau dans cet anneau et on en déduit le flux d'infiltration.

Les anneaux extérieurs et intérieurs sont remplis à la même hauteur d'eau afin que celle-ci s'infilte à la même vitesse autour et dans de l'anneau de mesure.

Les anneaux sont biseautés et doivent être enfoncés dans le sol jusqu'à la profondeur voulue mais il est aussi possible d'utiliser des anneaux de surface ; il faut dans ce cas placer des joints étanches entre les anneaux et le sol. Cette technique permet de mesurer une infiltration verticale tout en gardant une charge constante au cours de la mesure.

Pour les terrains faiblement perméables, adaptations nécessaires, notamment de la mise en place des anneaux et du dispositif de contrôle du débit infiltré dans l'anneau interne.

Calcul du gradient hydraulique sous l'anneau (épaisseur z_w) nécessaire pour le calcul de la perméabilité

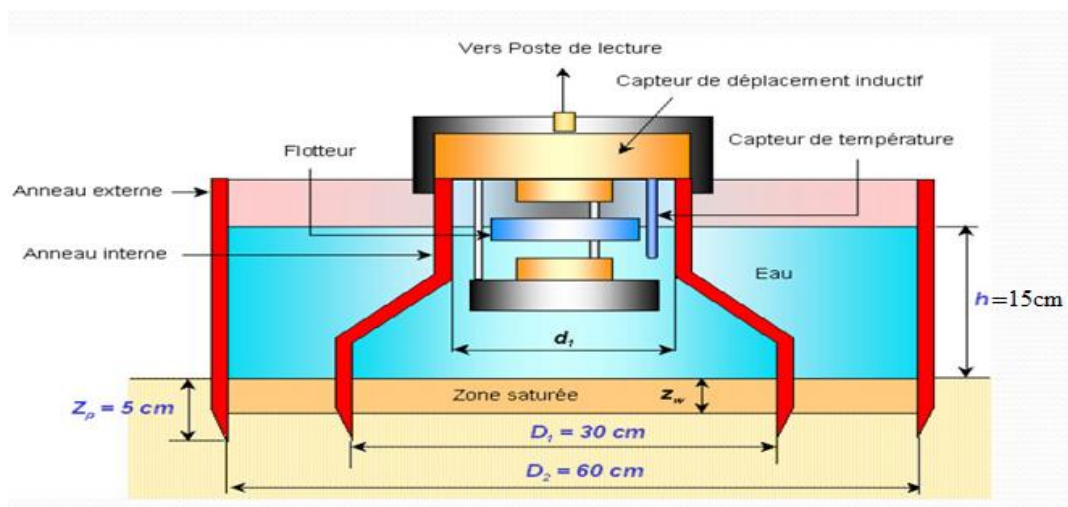


Figure II-32 : Méthode du double anneau



Figure II-33 : Les étapes de l'essai à double anneau ouvert (d'après X30-418)

II.8.2 Dans le cas des sols non saturés

Les mesures de la perméabilité des sols non saturés sont délicates et assez peu répandues actuellement. Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993) en laboratoire ou sur le terrain.

II.8.2.1 Essais de laboratoire

II.8.2.1.1 Méthode à contre pression d'air ou Méthode a surpression d'air

Cette méthode est basée sur la mesure de la diminution de l'écoulement d'eau dans un échantillon de sol placé dans un appareil de Richards (figure II-33) quand la pression est augmentée d'une certaine quantité, autrement dit ; la procédure consiste à appliquer de faibles incréments de pression Δp de façon à provoquer soit un drainage ($\Delta u > 0$), soit une imbibition ($\Delta p < 0$). A chaque application de l'incrément de pression, on mesure le débit écoulé au cours du temps, et ce, jusqu'à ce que l'équilibre hydrique dans le sol soit atteint.

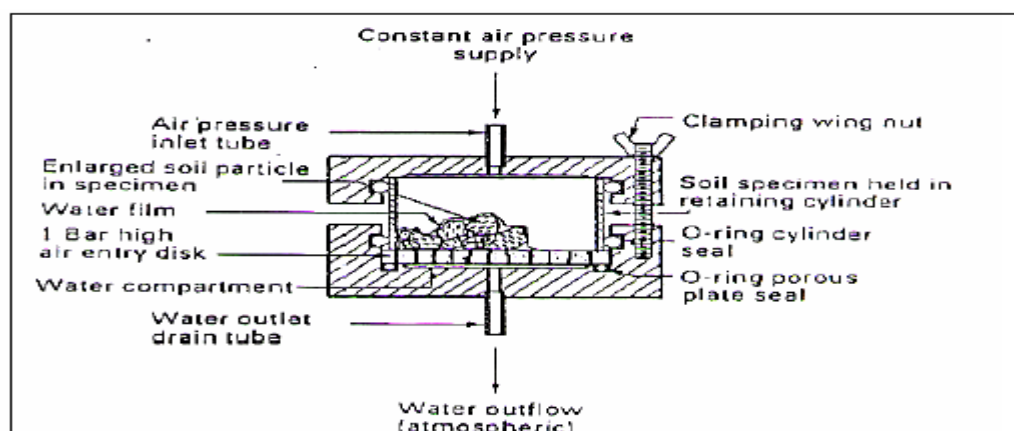


Figure II-33 Appareil de Richard (Soil Moisture Equipment Corporation, 1985 cité par Sayad Gaidi C. 2003)

II.8.2.2 Méthodes in-situ**II.8.2.2.1 Méthode d'infiltration contrariée**

Se base sur le fait qu'une couche présentant une certaine résistance hydraulique, placée à la surface du sol, peut être utilisée pour réaliser les conditions aux limites désirées pour mesurer la conductivité hydraulique du sol sous-jacent en fonction de son humidité. L'effet de cette couche, par exemple une membrane poreuse ou une couche de sable et de gypse, est le maintien d'un potentiel hydrique négatif dans le profil durant l'infiltration.

II.8.2.2.2 Infiltromètre à succion

Les méthodes basées sur l'infiltration sont généralement reconnues comme des outils valables pour la détermination des propriétés de transport du sol. En particulier, la méthode tridimensionnelle d'infiltration sous tension paraît intéressante dans l'étude du comportement du sol proche de saturation. Le but d'un infiltromètre à succion est de mesurer le débit d'eau dans un sol non saturé en eau en fonction du temps. Le principe consiste à appliquer une succion à la surface du sol grâce à un tube ajustable, ainsi l'eau ne s'infiltré que dans les pores de diamètre inférieur à celui donné par la loi de Jurin-Laplace [Weynants M., 2005].

II.9 Conclusion :

On peut déduire à partir de ce chapitre que :

- La loi de Darcy est valide tant que toutes les conditions environnementales restent inchangées
 - ✓ 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
- la relation entre l'écoulement et le gradient n'est pas linéaire, en d'autre terme, la perméabilité n'est pas constante.
- La loi de Darcy n'est pas toujours applicable dans les sols très fins (phénomènes colloïdaux) et les sols très grossiers gravier (apparition des turbulences).
- Un grand nombre de facteurs influent sur la perméabilité des sols en général, et des argiles compactées en particulier. En les subdivisant en trois grandes familles les facteurs liés à la structure du sol, les paramètres liés aux conditions des essais de perméabilité au laboratoire et ceux liés à l'environnement. Il est apparu qu'il était difficile de mettre en évidence l'influence propre de chacun de ces paramètres sur la perméabilité en raison de leur interdépendance.
- Nous avons également exposé les différentes méthodes de mesure de la perméabilité des sols aux milieux saturés et non saturés. Ces méthodes de mesure se regroupent en deux familles : méthodes de mesure au laboratoire et in situ (sur le terrain).
- La perméabilité des sols non saturés est rarement mesurée dans le laboratoire ou sur le terrain. Les procédures expérimentales sont longues, exigent des équipements sophistiqués.

CHAPITRE III

DIFFERENTES FORMULATIONS DE LA PERMEABILITE

CHAPITRE III :

DIFFERENTES FORMULATIONS DE LA PERMEABILITE

III.1 Introduction

Plusieurs équations empiriques, statistiques et macroscopique ont été proposées dans la littérature pour corréler la conductivité hydraulique saturée et non saturée avec le degré de saturation ou avec la teneur en eau et la succion. Néanmoins la fiabilité de ces rapports demeure douteuse.

Le coefficient de perméabilité pour un sol saturé peut être défini en fonction de l'indice des vides ou de la porosité, comme peut aussi être estimée par l'analyse granulométrique des sols en utilisant des équations empiriques relatives. Par contre l'estimation de la perméabilité des sols non saturés nécessite la connaissance de la granulométrie, la porosité, le degré de saturation (ou teneur en eau).

III.2 Formules de perméabilité dans les sols satures

Vukovic et Soro (1992) ont récapitulé plusieurs formules sous la forme générale suivante [Justine Odong ,2007]:

$$k = \frac{g}{v} \times C \times f(n) d_e^2 \quad (III-1)$$

Où :

k : conductivité hydraulique ;

g : accélération due à la pesanteur ;

v : viscosité cinématique ;

C : coefficient de tri ;

$f(n)$: fonction de porosité,

d_e : diamètre de grain efficace.

Les valeurs de C , $f(n)$ et de dépendent de différentes méthodes employées dans l'analyse granulométrique. Selon Vukovic et Soro (1992), la porosité (n) peut être dérivée du rapport empirique avec le coefficient d'uniformité de grain (C_u) comme suit :

$$n = 0.255(1 + 0.83^{C_u}) \quad (III-2)$$

Où :

C_u : est le coefficient d'uniformité des particules.

a) La formule de Hazen (1892-1911)

Hazen (1892, 1911) a développé une formule empirique pour la détermination de la conductivité hydraulique des sables saturés uniformément gradués, mais elle est aussi utile pour les sables fins.

$$k = \frac{g}{\nu} \times 6 \cdot 10^{-4} [1 + 10(n - 0.26)] d_{10}^2 \quad (III-3)$$

Ou bien sous la forme plus explicite :

$$k = C_H d_{10}^2 \quad (III-4)$$

Où :

k : perméabilité (cm/s);

C_H : Coefficient empirique de Hazen ;

d_{10} : dimension des grains correspondant à 10% de tamisât cumulé;

L'application de la formule de Hazen est généralement limitée pour les sols dont leur diamètre efficace est $0.001 < d_{10} < 0.03$ [mm] et coefficient le d'uniformité $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$

En toute rigueur, la formule de Hazen ne devrait pas être utilisée hors de son domaine de validité. Elle est généralement utilisée pour estimer la perméabilité de sol in situ.

La valeur de C_H est généralement supposée égale à 100, mais dans différents manuels géotechniques on la trouve varie entre 1 et 1000.

b) Formule De Kozeny-Carman (1927)

L'équation Kozeny-Carman (1927) est l'une des plus largement acceptées et utilisées. Cette équation a été proposée par Kozeny (1927) et a été ensuite modifiée par Carman (1937,1956) pour devenir l'équation de Kozeny-Carman. Elle n'est pas appropriée pour les sols dont leur diamètre efficace $d_{10} < 3$ mm, ainsi que les sols argileux (Carrier, 2003).

$$k = \frac{g}{\nu} \times 8.3 \times 10^{-3} \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10}^2 = 12500 \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10}^2 \quad (III-5)$$

Où :

k : conductivité hydraulique;

g : accélération de la pesanteur ;

ν : viscosité cinématique tel que $\nu = \frac{\mu}{\rho}$

n : la porosité

d_{10} : diamètre des efficaces grains.

On la retrouve aussi comme suit :

$$k = \frac{\rho g}{C_{kc} \mu S_v^2} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^2} \quad (III-6)$$

Où C_{kc} : coefficient de Koseny-Carmen dont la valeur est 5 pour un sol non consolidé ;

S_v : air de la surface par unité de volume ;

n : porosité.

Une autre formule de Koseny-Carmen citée par Huang, et al. 1998

$$k = \frac{C_1 n^3}{a_s^2} \quad (III-7)$$

Où :

C_1 : est la constante de Kozeny,

n : est porosité,

a_s : est la surface spécifique par volume unitaire de matrice de sol.

c) Breyer

$$k = \frac{g}{v} \times 6 \times 10^{-4} \log \frac{500}{C_u} d_{10}^2 \quad (III-8)$$

Cette formule ne tient pas compte de la porosité, donc $n = 1$. La formule Breyer est souvent considérée comme la plus utile pour les matériaux hétérogènes avec un coefficient d'uniformité compris entre $1 < C_u < 20$, et le diamètre efficace $0.06 < d_{10} < 0.6 \text{ mm}$.

d) Slitcher (1900)

Slichter (1900) a étudié l'écoulement de l'eau à travers un milieu homogène idéal composé de sphères de dimension uniforme. Il a trouvé que les valeurs de la conductivité à travers des capillaires tortueux ayant une section transversale triangulaire peuvent être exprimées par la relation suivante :

$$k = \frac{g}{v} \times 1 \times 10^{-2} n^{3.287} d_{10}^2 \quad (III-9)$$

Cette formule est plus applicable pour les sols dont leur granulométrie comprise entre 0,01 et 5 mm

e) Lousberg

$$k = 195 \left[\frac{n}{0.45} \right]^6 (d_{10})^2 \quad (III-10)$$

k en cm/s, d_{10} en cm

f) Bakhmetef

$$k = C n^{4/3} d_{10} \quad (III-11)$$

g) Terzaghi

$$k = \frac{g}{v} C_t \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 d_{10}^2 \quad (III-12)$$

Où :

C_t est compris entre $6.1 \times 10^{-3} < C_t < 10.7 \times 10^{-3}$

La formule de Terzaghi est la plus applicable pour les sables à gros grains (Cheng et Chen 2007).

h) USBR

$$k = \frac{g}{v} \times 4.8 \times 10^{-4} \times d_{20}^{0.3} d_{20}^2 \quad (III-13)$$

La formule US Bureau of Reclamation (USBR) calcule la conductivité hydraulique des sols dont leur diamètre efficace est (d_{20}), et ne dépend pas de la porosité, donc $n = 1$. La formule est la plus appropriée pour les sables moyens avec un coefficient d'uniformité $C_u < 5$ (Cheng et chen 2007)

i) Alyamani et Sen (1993)

$$k = 1300 [I_0 + 0.025(d_{50} - d_{10})]^2 \quad (III-14)$$

Où :

k : est la conductivité hydraulique (m / jour) ;

I_0 : est le point d'intersection (en mm) de la ligne formée par d_{50} et d_{10} avec l'axe de la taille des grains ;

d_{10} : est le diamètre efficace des grains (mm) ;

d_{50} : est le diamètre moyen des grains (mm).

Cette formule, est donc exceptionnellement différente de ceux qui prennent la forme générale de l'équation $k = \frac{g}{v} \times C \times f(n) \times d_e^2$. Elle est cependant, l'une des équations les plus connues qui dépend également de l'analyse granulométrique.

j) Cazagrande

$$k = 1.4k_{0.85} \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 = 1.4k_{0.85}e^2 \quad (III-15)$$

Où :

n : est la porosité

e : indice des vides

$k_{0.85}$: perméabilité correspondante à $e = 0.85$

k) Bretjinski

$$n = 0.117\sqrt[7]{k} \quad (III-16)$$

Pour les sables

l) Taylor (1948)

Taylor (1948) a dérivé une équation pour le coefficient de perméabilité d'un sol saturé comme suit : [Huang, al. 1998]

$$k_s = C_2 \frac{\rho_w g}{\mu} \frac{e^3}{1+e} \quad (III-17)$$

Où :

ρ_w : est la densité de l'eau,

g : est l'accélération due à la pesanteur,

μ : est la viscosité,

e : est l'indice des vides,

C_2 : est une constante liée au système de la sol-eau.

D'après les études qui ont été faites par J. Odong (2008), il a constaté que la meilleure estimation de la perméabilité est obtenue par la formule de Kozeny-Carman suivie par la formule de Hazen. Toutefois, la formule Breyer donne une meilleure estimation dans le cas de sol très hétérogène. Les formules Slitcher, USBR et Terzaghi sous-estiment la perméabilité du sol. La formule Alyamani et Sen est très sensible à la forme de la courbe granulométrique et doit être utilisé avec précaution.

Le tableau III-1 (C. Cheng et X. Chen, 2007) : représente quelques formules empiriques et leurs domaines d'utilisation :

Méthodes	Valeur du coefficient C	La fonction de la porosité $f(n)$	Domaine d'application
Hazen	6×10^{-4}	$1+10(n-0.26)$	$0.1 < d_e < 3(mm)$ $C_u < 5$
Slishter	1×10^{-2}	$N^{3.287}$	$0.01 < d_e < 5(mm)$
Terzaghi	$6.1 \times 10^{-3} < C < 10.7 \times 10^{-3}$	$(n - 0.13/\sqrt[3]{1-n})^2$	Sable grossier
Breyer	$6 \times 10^{-4} \log \frac{500}{C_u}$	1	$0.06 < d_e < 0.6(mm)$ $I < C_u < 20$
USBR	$1.8 \times 10^{-4} d_{20}^{0.3}$	1	Sable moyen $C_u < 5$

III.3 Formules de perméabilité dans les sols non saturés

Dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de degrés de saturation et, il est fortement influencé par la variation de la succion.

Ces dernières années plusieurs expressions analytiques ont été développées pour prédire la perméabilité des sols non saturés. Le principe fondamental de l'application de ces modèles est la disponibilité des propriétés hydrauliques de sol non saturé, la rétention de l'eau de sol et les fonctions de conductivité hydrauliques.

Les modèles les plus largement utilisés sont ceux de Brooks-Corey (1964) et Van Genuchten (1980).

a. La formule de Brooks et Corey (1964)

Lorsque le modèle de capillarité de Brooks et Corey (1964) est intégré dans le modèle de perméabilité relative de Burdine (1953), on obtient une expression en fonction de la saturation effective S_e pour la perméabilité relative de la phase mouillante k_{rw} (généralement l'eau) et de la phase non mouillante $k_{r_{nw}}$ (généralement l'air) :

$$k_{rw} = (S_e)^{(2+3\lambda)/\lambda} \quad (III-18)$$

$$k_{r_{nw}} = (1 - S_e)^2 (1 - (S_e)^{(2+\lambda)/\lambda}) \quad (III-19)$$

Le modèle de Brooks et Corey s'adapte généralement bien aux sols grossiers, remaniés avec une faible distribution granulométrique (van Genuchten et Nielsen (1985)).

Brooks-Corey nous permet d'établir la conductivité $K(\theta)$:

$$k(\theta) = K_s \left(\frac{\theta(h) - \theta_R}{\theta_s - \theta_R} \right)^\mu \quad (\text{III-20})$$

Avec :

k_s : la conductivité hydraulique à saturation

m : une constante telle que

θ : une teneur en eau volumique

θ_R : La teneur en eau résiduelle

$$\mu = \frac{2}{m n} + 2.5 \quad (\text{Mualem, 1976}) \quad (\text{III-21})$$

b. Formules de Van Genuchten (1980)

La formulation combinée de Mualem (1976) et van Genuchten (1980) représente le modèle le plus largement utilisé actuellement :

$$k(\psi) = \begin{cases} k_s \frac{[1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{\frac{m}{2}}} & \psi < 0 \\ k_s & \psi \geq 0 \end{cases} \quad (\text{III-22})$$

Où :

k_s : est la conductivité hydraulique à la saturation ;

ψ : succion totale ;

α , m et n : sont des paramètres de forme du modèle qui peuvent être reliés à la distribution dimensionnelle des pores dans le sol.

Différentes restrictions ont été proposées sur les paramètres m et n ($m = 1-1/n$; et $n \rightarrow \infty$) pour simplifier le calage du modèle lorsque les données expérimentales disponibles ne sont pas suffisantes. Il est recommandé d'utiliser la première restriction ($m = 1-1/n$) pour la plupart des sols surtout si les données expérimentales ne permettent pas d'obtenir une bonne représentation de la courbe de rétention.

c. La formule de Vanapalli (2005)

Vanapalli et autres (2005) ont proposé une expression simple pour estimer la conductivité hydraulique non saturée des sols grenus. La technique est proposée en utilisant le rapport entre la conductivité relative K_r et le degré de saturation normalisé S_r . Le rapport mathématique est exprimé comme suit :

$$k_r = S_r^{7.9\gamma} = \theta^{7.9\gamma} \quad (\text{III-23})$$

Le rapport entre le paramètre d'ajustement γ , et les propriétés de sol telles que la porosité, et le pourcentage des particules fines est donné par l'expression suivante : [Lamara M. et Derriche Z., 2008].

$$\gamma = 0.012 \left(\frac{1}{n[\text{argile \%}]^2} + (\text{silt \%}) \right) + 0.38 \quad \text{III-24}$$

Avec

n : est la porosité du sol

III.4 Conclusion

Les différentes équations empiriques de la perméabilité ont été exposées. Elles se regroupent en deux familles : la perméabilité des sols saturés et la perméabilité des sols non saturés.

L'application de différentes formules de perméabilité soit dans le cas des sols saturés ou non saturés, nécessite la connaissance de domaine de validité de chacune.

CHAPITRE IV
GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS DANS
LES MILIEUX POREUX

CHAPITRE IV : GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS DANS MILIEUX POREUX

IV.1. Introduction

Les paramètres qui conditionnent les écoulements dans les sols saturés sont la gravité et les forces de frottement au niveau des grains. Ces paramètres sont dus essentiellement à la viscosité, tandis que les écoulements dans les sols non saturés mettent en jeu les interactions entre les trois phases : solide, liquide et gazeuse. En plus de la gravité et des forces de friction, il existe en effet des forces de surface importantes qui interviennent au niveau des interfaces eau- air- solide. Ces dernières sont généralement fonction des degrés de saturation en eau et en air, de la nature des liaisons chimiques, de la température et de la pression. (Bolt, 1960; Gulin, 1969 cités par Didier et al, 1995).

IV.2. Définition du milieu poreux

Un milieu poreux est usuellement défini comme étant un milieu solide contenant des pores; les pores sont des espaces vides pouvant être interconnectés ou séparés.

Pour qu'une phase fluide puisse percoler dans un milieu poreux donné, au moins une partie de sa porosité doit être constituée de pores interconnectés. Ces pores, dont les formes et les dimensions sont d'une grande diversité, constituent les réseaux poreux qui offrent un grand nombre de possibilités au cheminement d'un fluide. La porosité interconnectée est formée de deux portions principales : des cellules ou chambres poreuses (pore body) reliées par d'étroites canalisations appelées les gorges des pores ou canalicules (pore throat). Cet espace est illustré sur la figure (IV.1).

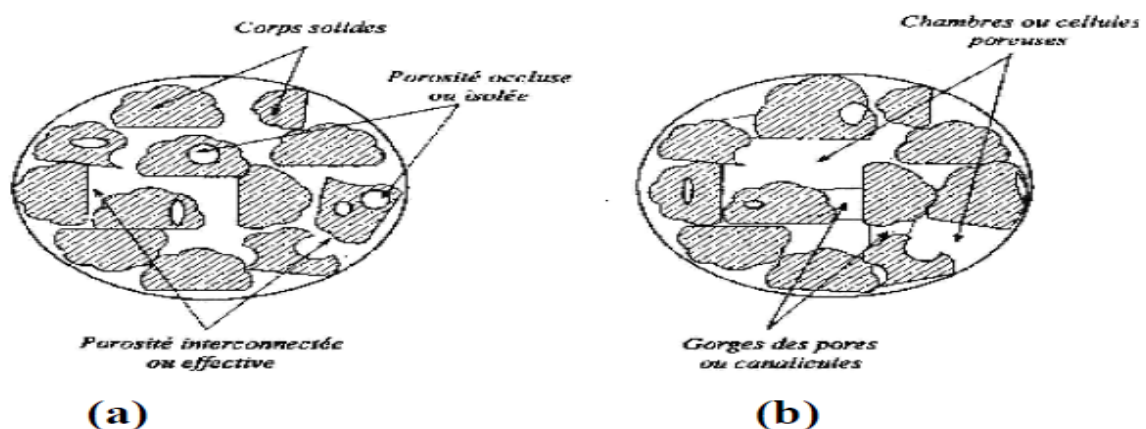


Figure IV-1 : Aspect de l'espace poreux (Dana, 1999)

IV.3. Différents types d'eau dans le sol

IV.3.1 Sols saturés

Dans les sols saturés, l'eau remplit tous les vides entre les particules. Si l'on exclut l'eau qui entre dans la composition des minéraux, il est nécessaire de distinguer l'eau liée, qui est attachée à la surface des particules solides par des forces d'interaction moléculaire de nature essentiellement électrique, et l'eau libre, qui peut se déplacer entre les particules sous l'effet des forces de pesanteur ou des gradients de pression.

- ❖ **L'eau liée** est attachée aux particules de la fraction la plus fine des sols, qui sont en quasi-totalité de nature argileuse. Ces particules portent à leur surface des charges électriques négatives. Le champ électrique créé par ces charges oriente les molécules dipolaires de l'eau au voisinage de la particule (les ions H^+ du dipôle H^+-OH^- sont attirées vers la surface). L'interaction électrique entre l'eau et les particules argileuses décroît rapidement quand on s'éloigne de la particule (fig.IV.2). Les premières couches de molécules d'eau (eau adsorbée ou hygroscopique) sont fortement liées et ne se déplacent pratiquement pas par rapport à la particule. Leur densité peut atteindre 1.5 fois celle de l'eau pure et leur viscosité est très forte. Les couches suivantes sont plus faiblement liées mais ont un comportement visqueux différent de celui de l'eau libre, qui font qu'elles participent peu aux écoulements à l'intérieur du sol.

La couche d'eau « **adsorbée** » est la couche des molécules d'eau liées de façon presque rigide à la particule.

- ❖ **L'eau pelliculaire** est l'eau qui entoure la couche d'eau adsorbée. Ses propriétés physiques et mécaniques sont influencées par le champ électrique de la particule. L'épaisseur de la couche d'eau liée est de $0.1 \mu m$. La zone de transition entre l'eau liée et l'eau libre peut s'étendre jusqu'à 0.4 à $0.5 \mu m$ de la surface de la particule. Le volume de cette eau vient en déduction du volume des pores pour le calcul de la porosité efficace.
- ❖ **L'eau libre** est celle qui est en dehors du champ d'attraction des particules et peut donc se déplacer sous l'effet de la gravité ou des gradients de pression. L'importance dans le sol de l'eau liée dépend de la surface des particules sur laquelle les molécules d'eau peuvent s'adsorber. La température d'étuvage ($105^\circ C$) permet d'éliminer pour l'essentiel l'eau libre, qui est considérée comme l'eau du sol.

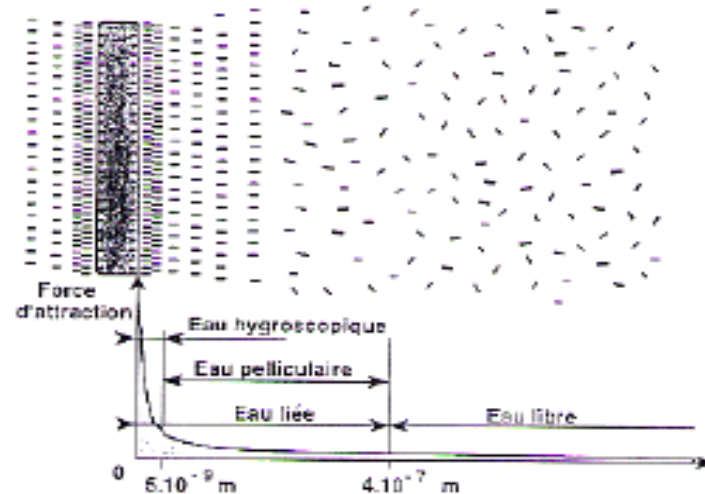


Figure IV.2 : Différents types d'eau à la surface d'une particule d'argile (Palubarinova- Kochina, 1962)

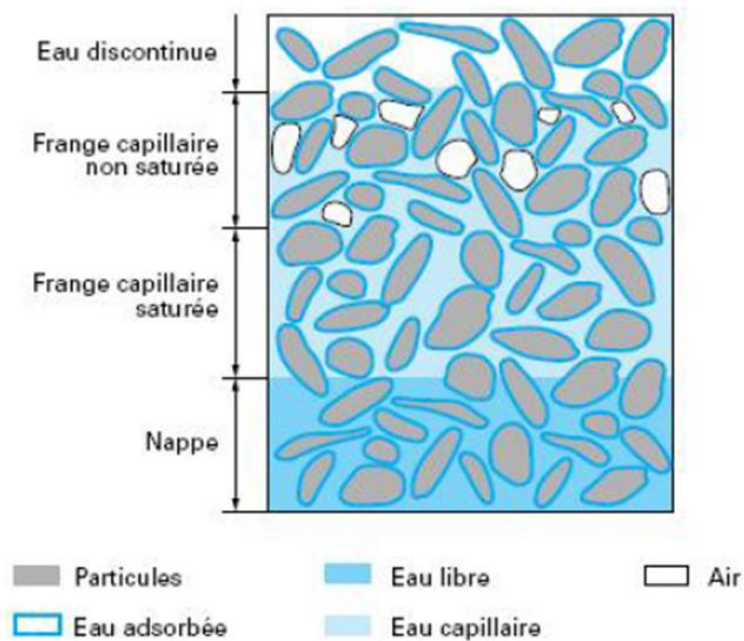


Figure IV-3 : Différents états de l'eau dans le sol [P.DELAGE]

IV.3.2 Sols non saturés

Dans les sols non saturés coexistent trois phases et l'on observe en général que l'eau « mouille » la surface des particules, c'est à dire la recouvre tandis que l'air est plutôt situé au milieu des pores. Suivant le degré de saturation du sol, nous distinguons trois modes d'interaction entre les phases :

- **Sol quasi saturé** : la phase liquide est continue et l'eau peut circuler sous l'influence de la pesanteur. La phase gazeuse est discontinue et ne se déplace pas de façon autonome. Les sols sont « quasi saturés » pour des degrés de saturation supérieurs à 85 %.
- **Sol à la saturation d'équilibre** : la phase liquide est encore continue mais l'eau ne peut plus se déplacer sous la seule influence de la pesanteur. La phase gazeuse est également continue, mais ne circule pas en général.
- **Sol faiblement saturé** : l'eau entoure les particules et occupe des volumes discontinus à leurs points de contact sous forme de ménisque. La phase liquide est toujours continue par l'intermédiaire des pellicules d'eau adsorbée mais ne se déplace que très lentement. La phase gazeuse est continue, mais généralement immobile. L'évaporation de l'eau à l'intérieur des pores du sol peut devenir un phénomène important.

IV.4. Paramètres hydrodynamiques d'un milieu poreux

IV.4.1. Conductivité hydraulique $K(\theta)$

Le coefficient de conductivité hydraulique K d'un matériau représente son aptitude à laisser circuler l'eau à travers lui, cette conductivité hydraulique est définie comme le facteur de proportionnalité, relient le flux q (débit par unité de surface) au gradient de potentiel ϕ induisant l'écoulement tel que :

$$K(\theta) = \frac{-q}{grad\phi} \quad (IV-1)$$

Dans le cas du mouvement de l'eau en absence de l'effet thermique et osmotique, le potentiel ϕ de l'eau dans le sol non saturé se réduit à la somme de deux termes :

- Potentiel matriciel ψ .
 - Potentiel gravitaire Z , qui représente l'action de la pesanteur,
- Soit:

$$\phi = \psi + (-Z) \quad (IV-2)$$

Si l'effet gravitaire devient négligeable par rapport aux effets capillaires, le potentiel de l'eau sera au potentiel matriciel :

$$\phi = \psi \quad (IV-3)$$

Le coefficient de la conductivité hydraulique $K(\phi)$ dépend fortement de la concentration en eau et aussi de l'histoire de la variation de cette concentration, et par conséquent de la succion.

Si le milieu est saturé, ce coefficient est égal au coefficient de perméabilité classique de Darcy.

Si le milieu est anisotrope, K revêt la forme d'un tenseur.

Du point de vue théorique, $K(\theta)$ peut être exprimée sous la forme :

$$K(\theta) = K_g \cdot f_w \cdot k_{rw}(\theta) \quad (IV-4)$$

K_g : Perméabilité intrinsèque (m^2).

f_w : Fluidité de l'eau définie par : $f_w = \frac{\rho_w \cdot g}{\mu_w} (m^{-1} \cdot s^{-1})$

Où :

μ_w : est le coefficient de viscosité dynamique de l'eau ($kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-1}$);

ρ_w : La masse volumique de l'eau ($kg \cdot m^{-3}$);

K_{rw} : représente la perméabilité relative de l'eau, elle varie de 0 pour un sol complètement sec à 1 pour un sol ayant un degré de saturation égal à 100%.

▪ **N.B :**

Perméabilité intrinsèque ou géométrique : En génie civil, la perméabilité intrinsèque est très rarement utilisée pour exprimer les résultats d'essais de perméabilité réalisés en laboratoire car le fluide utilisé est presque toujours de l'eau.

La perméabilité intrinsèque k , définie par la loi de Darcy, est la mesure de la capacité d'un milieu poreux à transmettre un fluide qui le sature complètement. La perméabilité intrinsèque au milieu poreux (Al Bitar A., 2007), dépend uniquement des caractéristiques de la phase solide.

IV.5. Equations générales de l'écoulement

IV.5.1 Ecoulement de l'eau en milieu saturé

La loi dynamique qui décrit l'écoulement dans le milieu saturé est la loi de Darcy. En milieu homogène et anisotrope, et pour un fluide incompressible, cette loi s'écrit :

$$\vec{q} = -\bar{K} * \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (IV-5)$$

Où :

$\vec{q}$: Flux d'eau (m/s)

$\bar{K}$: Le tenseur de perméabilité (m/s)

$\overrightarrow{\text{grad}} H$: Le gradient de la charge hydraulique (-).

La perméabilité représente la constante de proportionnalité entre le débit et le gradient hydraulique dans la loi de Darcy. Elle représente l'effet de la résistance à l'écoulement de l'eau dû aux forces de frottement.

Lorsque le sol est homogène et anisotrope, les valeurs de la perméabilité varient selon chaque axe dans un système référentiel Oxyz et on l'exprime par un tenseur d'ordre 02, symétrique :

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (IV-6)$$

La loi précédente peut être généralisée pour les écoulements tridimensionnels dans les sols anisotropes en définissant un tenseur de perméabilité qui relie le vecteur vitesse d'écoulement au vecteur gradient hydraulique :

$$\vec{q} = \bar{k} \times \vec{i}$$

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} k_h & 0 & 0 \\ 0 & k_h & 0 \\ 0 & 0 & k_v \end{bmatrix} \quad (IV-7)$$

k_h et k_v sont respectivement les coefficients de perméabilité horizontale et verticale.

IV.5.2 Ecoulement de l'eau en milieu non saturé

Les processus d'écoulement dans les milieux non saturés sont en général compliqués et difficiles à décrire car ils mettent en jeu des interactions entre trois phases : le sol, l'eau et l'air.

IV.6. Vitesses d'écoulement

Rappelons que l'écoulement de l'eau à travers les formations perméables, en milieu saturé, est régi par la loi de Darcy. La vitesse d'écoulement de l'eau est en fait une vitesse fictive de l'eau à travers la section totale d'écoulement. La figure (IV.4) montre bien que, compte tenu du fait que la section d'écoulement n'est pas du tout celle de l'ensemble du massif sol, l'eau devra circuler beaucoup plus rapidement dans les cheminements disponibles (figure IV.5).

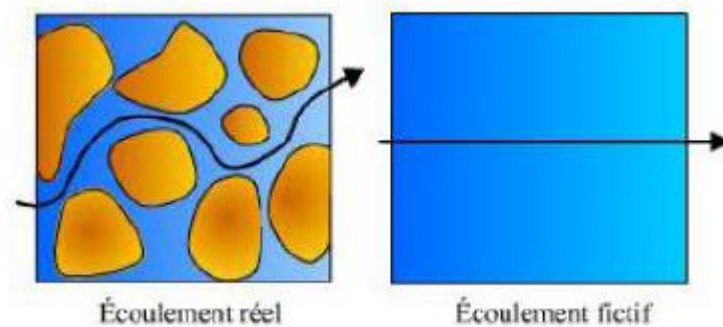


Figure (IV.4) : Ecoulement réel et écoulement fictif.

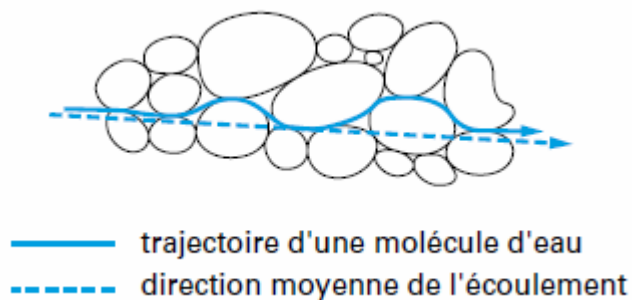


Figure (IV-5) : Trajectoire des molécules d'eau dans un sol

IV.7. Différentes types d'écoulements

De par la diversité de ses formes, on ne peut plus aujourd'hui parler d'un seul type d'écoulement mais bien des écoulements. On distingue dans un premier temps deux grands types d'écoulements, à savoir : les écoulements « rapides » et par opposition, les écoulements souterrains qualifiés de « lents » qui représentent la part infiltrée de l'eau de pluie transitant lentement dans les nappes vers les exutoires. Les écoulements qui gagnent rapidement les exutoires pour constituer les crues se subdivisent en écoulement de surface et écoulement de subsurface :

- **L'écoulement de surface** ou ruissellement : est constitué par la frange d'eau qui, après une averse, s'écoule plus ou moins librement à la surface des sols. L'importance de l'écoulement superficiel dépend de l'intensité des précipitations et de leur capacité à saturer rapidement les premiers centimètres du sol, avant que l'infiltration et la percolation, phénomènes plus lents, soient prépondérantes.
- **L'écoulement de subsurface** : ou écoulement hypodermique comprend la contribution des horizons de surface partiellement ou totalement saturés en eau ou celle des nappes perchées temporairement au-dessus des horizons argileux. Ces éléments de subsurface ont une capacité de vidange plus lente que l'écoulement superficiel, mais plus rapide que l'écoulement différé des nappes profondes.
- **Les écoulements souterrains** : L'eau souterraine joue un rôle aussi important dans la génération des écoulements et notamment dans la composante "débit de base" de l'hydrogramme. Dans cette section, nous considérons essentiellement les écoulements profonds dont l'étude complète appartient à l'hydrogéologie et présentons une méthode d'investigation expérimentale devenue désormais classique : l'utilisation de traceurs pour déterminer notamment la contribution de l'écoulement souterrain à l'écoulement total dans un cours d'eau.

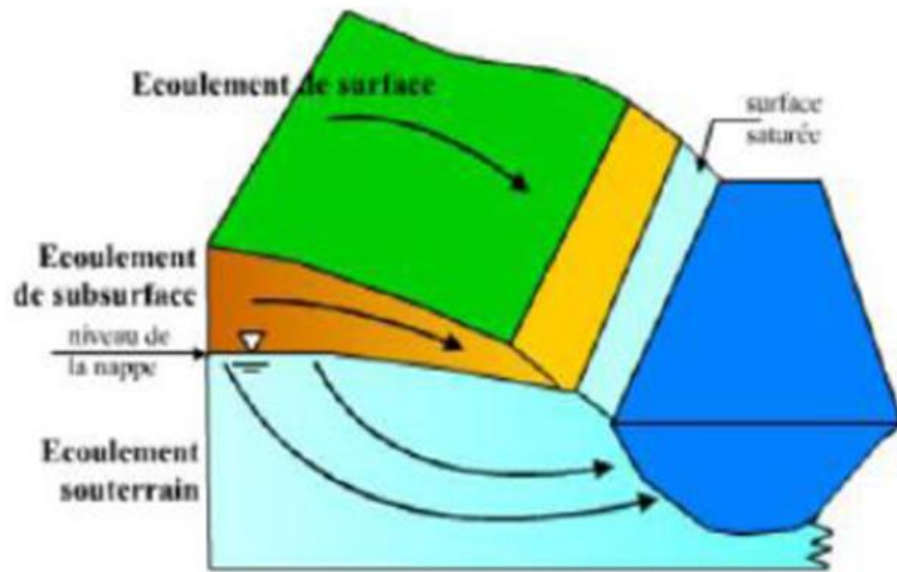


Figure (IV.6) : Les différents types d'écoulements [Musy, 2003]

IV.8. Perméabilité dans les terrains stratifiés

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes.

On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente, c'est-à-dire donnant le même débit sous la même charge. En notant k_i et H_i respectivement le coefficient de perméabilité et l'épaisseur de la i^e couche, on obtient :

IV.8.1. Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification : (figure IV-7a),

Soit K_{he} le coefficient de perméabilité horizontale effective en exprimant que :

- ✓ la perte de charge est même pour toutes les couches (le gradient hydraulique i est donc aussi le même)
- ✓ le débit total est la somme des débits de chaque couche

On démontre que l'on a :

K_{he} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des n couches pondérée par leur épaisseur H [René Lefebvre, 2006]:

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (IV-8)$$

IV.8.2. Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification : (figure IV-7b),

Soit K_{ve} le coefficient de perméabilité verticale effective en exprimant que :

- la perte de charge totale est la somme des pertes de charge de chaque couche
- le débit est le même pour toutes les couches (la vitesse de décharge v est donc aussi la même)

On démontre que l'on a :

K_{ve} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne géométrique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des n couches pondérée par leur épaisseur H [R. Lefebvre, 2006]:

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}} \quad (IV-9)$$

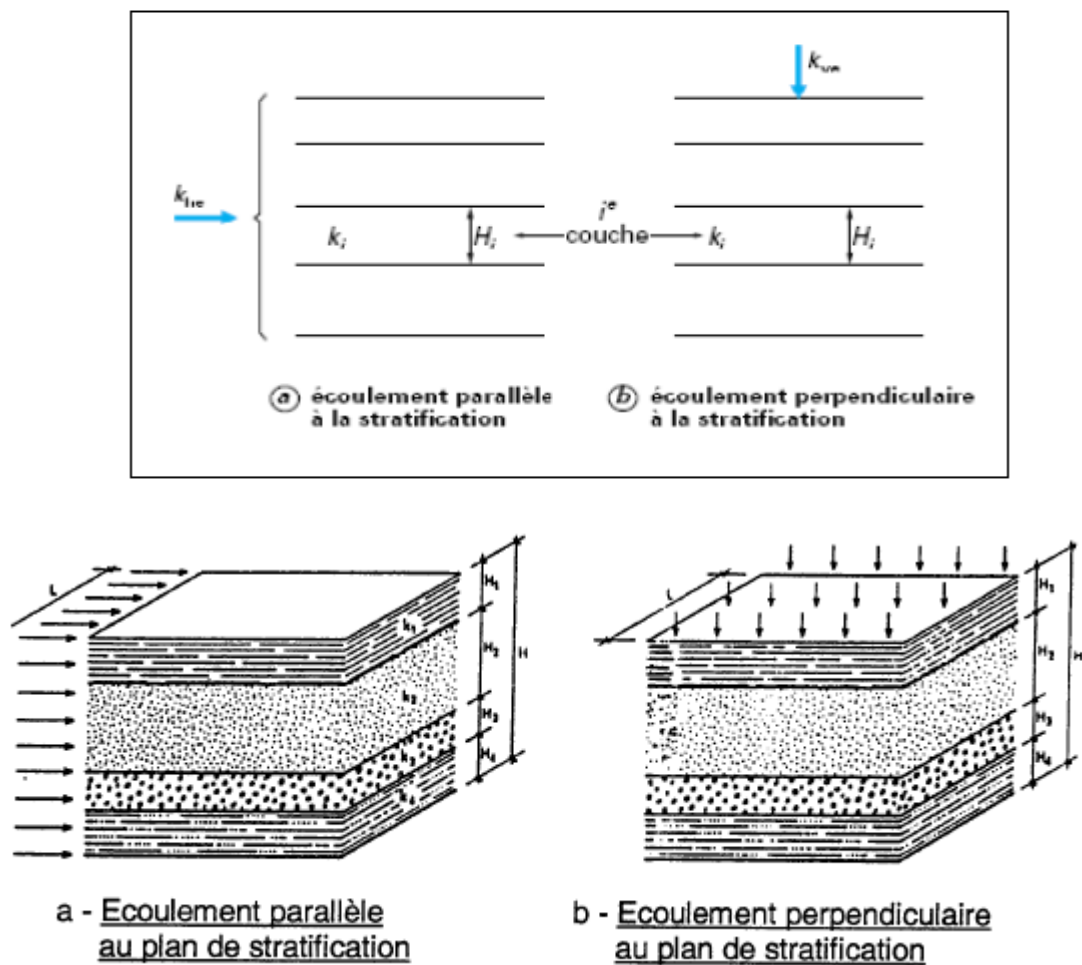


Figure IV-7 : perméabilité équivalente d'un sol stratifié [J-P. Magnan]

Pour un écoulement dans un milieu homogène anisotrope :

$$k_{eq} = \sqrt{\frac{k_{ve}}{k_{he}}} \quad (IV-10)$$

L'étude d'un milieu isotrope, siège à un écoulement ayant le même débit et un coefficient de perméabilité équivalent k_{eq} tel que :

$$k_{eq} = \sqrt{k_{ve}k_{he}} \quad (IV-11)$$

Où

k_{veq} et k_{heq} sont respectivement les coefficients de perméabilité relatifs verticale et horizontale (m/s)

H : Epaisseur totale de l'horizon testé (m) et H_i : l'épaisseur de la $i^{ème}$ couche (m)

L'étude des écoulements d'eau dans les sols repose sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est supposé complètement saturé.
- L'eau et les grains sont supposés incompressibles
- Conservation de la phase liquide, conservation de la masse de l'eau interstitielle,
- L'eau qui circule entre les grains présente de la viscosité,

L'étude tient compte de l'effet de la pesanteur et les écoulements sont supposés permanents, C'est-à-dire que les vitesses de l'eau dans différents endroits sont indépendantes du temps.

IV.9.Conclusion

On peut déduire à partir de ce chapitre que une bonne maîtrise des conditions initiales et aux limites appliquées au système d'écoulement est indispensable pour une meilleure analyse et une bonne reproductibilité des résultats d'essais de perméabilité.

PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE V
IDENTIFICATION DES MATERIAUX

CHAPITRE V :

IDENTIFICATION DES MATERIAUX

V.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, l'identification du matériau qu'on voudrait utiliser est la première étape à suivre. Cette opération se fait à l'aide d'essais de laboratoire ainsi que ceux qu'on mène sur le terrain. Ces essais permettent la détermination des caractéristiques physiques du sol concerné. Ces dernières sont d'un grand intérêt, car elles servent non seulement à classer les sols mais nous renseignent aussi sur leur comportement mécanique, ce qui met à notre disposition des informations d'une extrême importance quant aux possibilités d'utilisation en construction civile.

Les essais d'identification physique et mécanique qui ont été effectués sur les trois types du sol lors de cette recherche sont:

- Analyse granulométrique.
- Analyse sédimentométrique.
- Limites d'Atterberg.
- Essai Proctor.

V.2. Origine des matériaux utilisés

Les matériaux étudiés dans ce travail sont des matériaux locaux souvent rencontrés dans la région de la Grande Kabylie, comme le montre la figure (V-1).

- L'échantillon N° 01 est prélevé d'un site à «Oued Aissi» ;
- Les échantillons N° 02 et 03 sont prélevés d'un site à « Draa Ben Khedda » ; projet de la pénétrante autoroutière Est-Ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou.

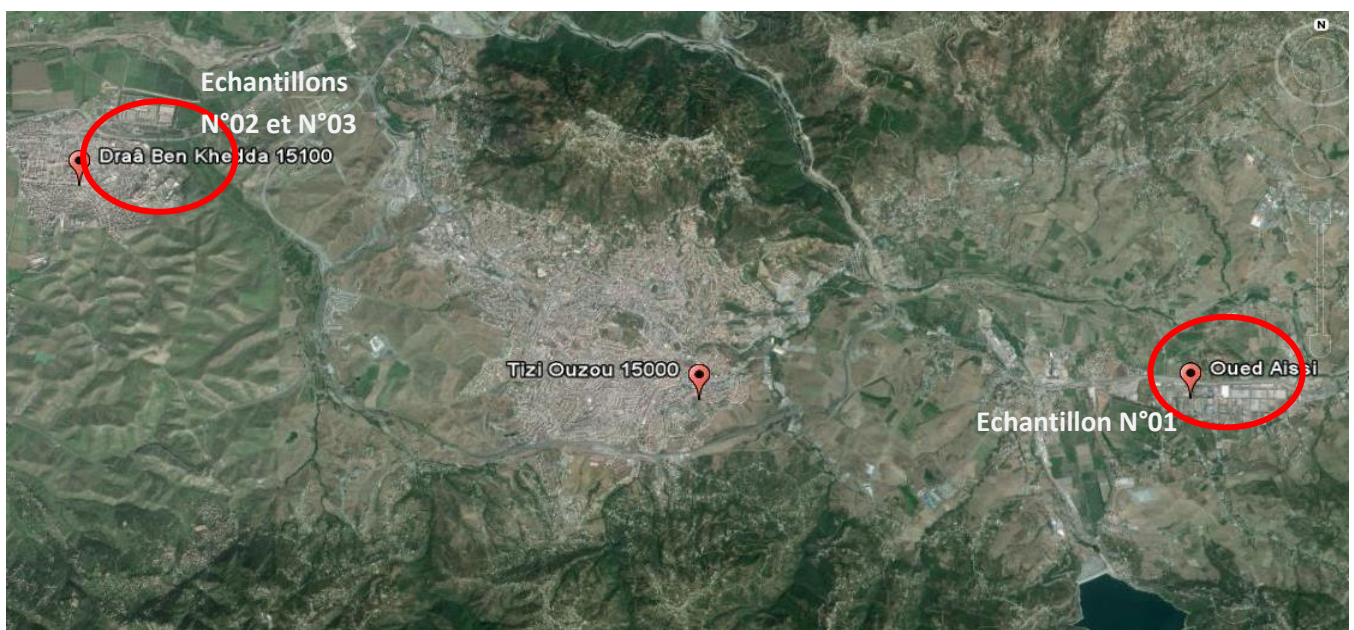


Figure V-1 : Site d'échantillonnage

V.3. La granulométrie

Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols :

- l'analyse granulométrique par tamisage ;
- l'analyse granulométrique par sédimentation.

V.3.1. L'analyse granulométrique par tamisage [NF P 94-056, 1996]

L'analyse granulométrique par tamisage est une des méthodes de mesure de la granularité des sols dont le diamètre équivalent est supérieur à 0,08 mm. C'est un ensemble d'opérations aboutissant à la séparation, selon leur grosseur, des éléments constituant un échantillon.

a) Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés 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 les classements des gains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

b) Appareillage

- Une tamiseuse électrique



Figure V-2 : Une tamiseuse électrique

- Les tamis
- Une balance
- Une étuve à 105°C.

c) La procédure de l'essai

Après avoir passé l'échantillon dans une étuve de 105°C pendant 24h, on le trempe dans l'eau pendant 24h afin de favoriser la séparation de l'ensemble des grains et pour faciliter le tamisage par lavage.

Par la suite, on réalise un tamisage par lavage de dimension de 80µm jusqu'à ce que l'eau passant au travers de ce tamis soit claire (propre) afin de séparer les éléments et les particules fines.

L'ensemble du tamisât de 80µm et des eaux de lavage étant décanté pendant 12h puis siphonné et le mis à l'étuve de 105°C pendant 24h afin de l'utiliser pour la sédimentométrie.

Après que le refus de 80µm est séché par l'étuve de 105°C pendant 24h, on prend une quantité représentative et suffisante pour l'essai (dans la pratique $M \geq 0.2 D_{\max}$), on la verse sur le haut d'une série de tamis choisis de telle manière que la progression des diamètres soit croissante du bas de la colonne vers le haut.

Enfin, la colonne est placée sur une tamiseuse allumée pendant 10mn, à la fin de cette durée on pèse tous les refus de chaque tamis et on trace la courbe granulométrique.

V.3.2. L'analyse granulométrique par la sédimentation [NF P 94- 056]

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage pour déterminer la répartition selon le diamètre des grains de fraction fine de sol inférieure à 80 µm.

a) Principe de l'essai

L'essai de sédimentation est un essai qui est basé sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite $V_{\lim}$ d'une particule de poids spécifique des grains solides γ_s tombant sous l'action de la pesanteur, dans un liquide visqueux de poids spécifique γ_w et de viscosité η . En réalité cet essai se fait en dispersant les particules de sol dans l'eau par agitation. On laisse décanter, et on mesure la densité de la solution à différents niveaux et en fonction du temps. En établissant le diamètre des particules d'une part, et le pourcentage de particules d'autre part, on peut ainsi tracer la courbe sédimentométrique qui complète la courbe granulométrique.

b) La procédure de l'essai

En premier lieu, on prépare un mélange d'eau distillée additionnée d'un défloculant. Ce dernier a pour but de décoller les grains les uns des autres et ainsi permettre leurs libres mouvements dans l'eau. Cette solution est constituée à partir de 440 cm³ d'eau distillée et de 60 cm³ d'une solution à 5% d'hexamétophosphate de sodium. Ensuite, on prend 40 g du tamisât de 0,08 mm qu'on imbibe dans 500 cm³ de la solution préparée pendant au moins 15 heures, à température ambiante.

Au moyen de l'agitateur mécanique (figure V-3), la prise d'essai est dispersée dans la solution pendant 3 minutes au minimum, à 10 000 tr/min. La suspension est immédiatement versée dans une éprouvette d'essai, en complétant par de l'eau distillée à la température ambiante jusqu'à 1000 cm³. À côté, une éprouvette témoin est également rempli d'eau distillée où on plonge un thermomètre parfaitement propre. On agite vigoureusement, à l'aide de l'agitateur manuel, afin d'assurer une concertation uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. L'essai débute au moment où on retire l'agitateur et plonge le densimètre figure (figure V-4) avec précaution après déclenchement du chronomètre. La densité est lue au sommet du ménisque à 0,0001 près pour les temps suivants en minutes : 0,5 ; 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; 40 ; 80 ; 240 ; 1440.



Figure V-3 : L'agitateur mécanique



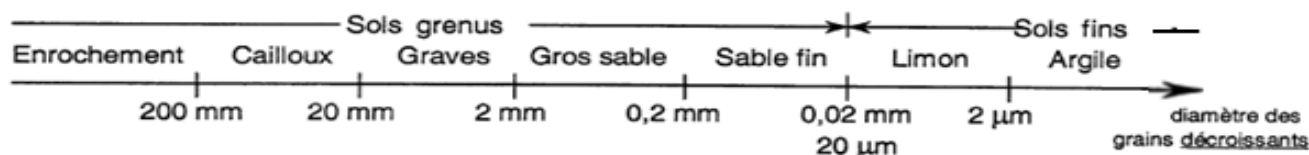
Figure V-4 : Le densimètre



Figure V- 5 : L'essai de sédimentation.

V.3.3. Classification des sols selon la granulométrie.(SCHLOSSER, 1997)

- a) **Sols à granulométrie uniforme** : lorsque les dimensions des grains sont peu différentes, on peut adopter la classification suivante, reposant sur le diamètre moyen des grains :



- b) **Sols à granulométrie non uniforme** : suivant la classification LCPC, on distingue trois types de sols :

- Les sols grenus dont plus de 50 % d'éléments en poids sont supérieurs à 80 µm ;
- Les sols fins dont plus de 50 % d'éléments en poids sont inférieurs à 80 µm ;
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.

V.3.4. Les résultats des analyses granulométriques

Les tableaux [V.1], [V.2] et [V.3] présentent les résultats des analyses granulométriques des trois échantillons.

La figure [V-6], présente les courbes granulométriques des trois échantillons.

Tableau [V.1] :
Analyse granulométrique
l'échantillon n°01

Tamis (mm)	Tamisât cumulé (%)
20	100
10	97,92
5	94,33
2	90,70
1	88,54
0,4	86,17
0,2	83,41
0,125	78,61
0,08	77,95
0,0673	76,74
0,0489	72,91
0,0349	69,07
0,0224	63,31
0,0161	57,56
0,0114	52,95
0,0081	47,97
0,0058	40,29
0,0034	32,62
0,0014	21,1

Tableau [V.2] :
Analyse granulométrique
l'échantillon n°02

Tamis (mm)	Tamisât cumulé (%)
10	100
5	98,00
2	96,20
1	94,58
0,4	92,64
0,2	90,47
0,125	89,51
0,08	86,59
0,0568	83,14
0,0404	81,25
0,0291	79,36
0,0187	75,58
0,0133	69,91
0,0095	64,24
0,0068	60,46
0,0050	54,80
0,0030	45,35
0,0013	37,79

Tableau [V.3] :
Analyse granulométrique
l'échantillon n°03

Tamis (mm)	Tamisât cumulé (%)
10	100
5	99,28
2	97,93
1	96,88
0,4	95,39
0,2	93,08
0,125	90,78
0,08	89,27
0,0472	84,87
0,0334	83,02
0,0239	79,33
0,0152	77,49
0,0109	73,80
0,0078	70,11
0,0055	68,26
0,0040	60,88
0,0024	51,66
0,0010	40,59

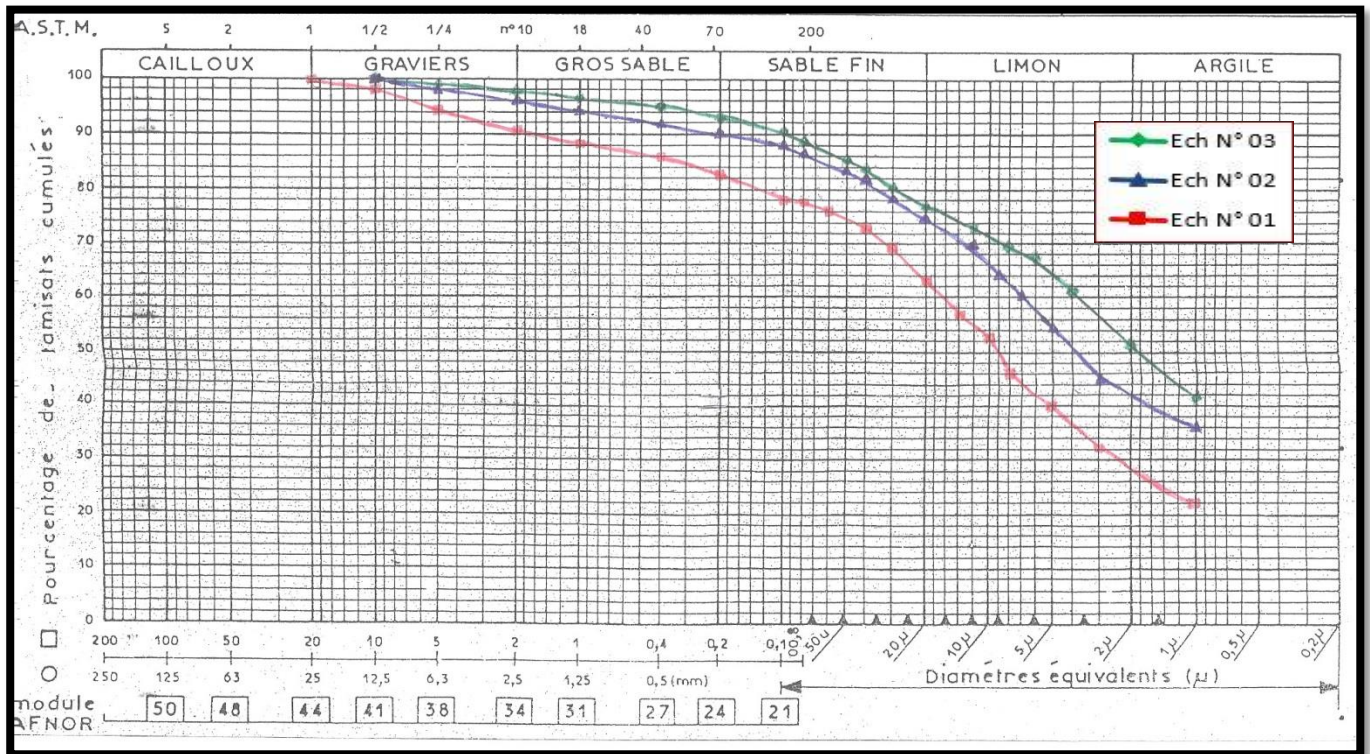


Figure V-6 : Courbe granulométrique des sols

V.3.5. Interprétation des courbes granulométriques

On déduit de cette analyse que :

Les trois sols contiennent plus de 50 % d'éléments inférieurs à 80 μm , donc sont classés comme des sols fins.

- L'échantillon n° 01 contient 9 % de gravier, 7 % de gros sable, 20 % de sable fin, 36 % de limon et 28 % d'argile.
- L'échantillon n° 02 contient 4 % de gravier, 6 % de gros sable et 15 % de sable fin, 34 % de limon et 41 % d'argile.
- L'échantillon n° 03 contient 3 % de gravier, 5 % de gros sable et 14 % de sable fin, 27 % de limon et 51 % d'argile.

La texture est celle d'un sol argilo limoneux, légèrement sableux, et faiblement graveleux pour l'échantillon n°01 . Et celle d'un sol argilo pour l'échantillon n°02 et n°03.

La position de la courbe la plus haute est celle de l'échantillon n°03 donc elle représente le sol le plus fin.

V.4. Les limites d'ATTERBERG [NF P 94-051]

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier et à caractériser l'état d'un sol. Autrement dit, ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. L'essai est applicable à des éléments de sol passant à travers un tamis d'une dimension nominale de 400 μm (0.40mm). Ces limites sont :

a) La limite de liquidité

La limite de liquidité est une teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle est fixée conventionnellement comme la valeur de la teneur en eau, exprimée en pourcentage, pour laquelle une rainure de dimensions normalisées se ferme sur une longueur de 1 cm sous l'effet de 25 chocs appliqués au moyen de l'appareil de Casagrande.

b) La limite de plasticité

La limite de plasticité est la teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide. Cette limite est fixée convenciellemment comme la valeur de la teneur en eau, exprimée en pourcentage, pour laquelle un rouleau de sol confectionné manuellement, à dimensions fixées, se fissure.

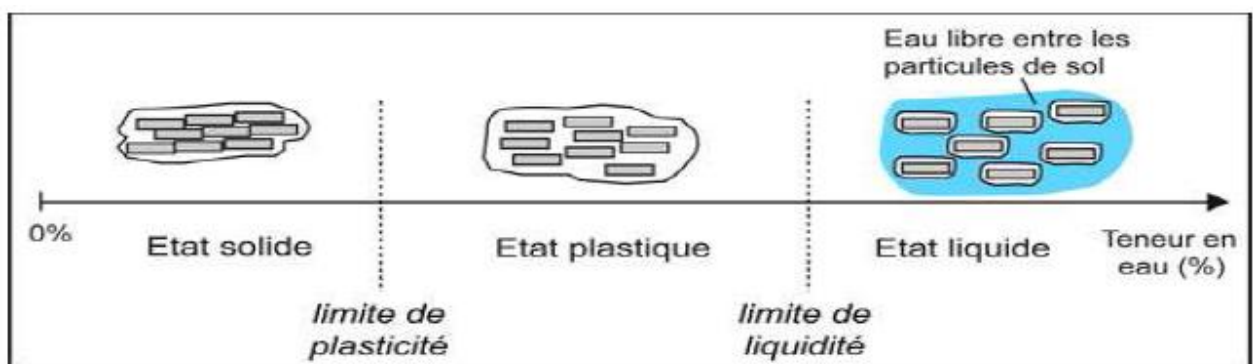


Figure V-7 : Limite limites d' Atterberg [Santamarina, 2001]

V.4.1. La procédure de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases :

- La recherche de la limite de liquidité, à la coupelle de Casagrande ;
- La recherche de la limite de plasticité, au rouleau.



Figure V-8 : Les matériels utilisés.

Pour la préparation du mortier, une masse de sol, prise après échantillonnage et homogénéisation par brassage, est mise à imbiber dans un récipient d'eau, pendant 24 heures, et tamisée par voie humide au tamis de 400 μm . L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Une fois décantée, l'eau claire est siphonnée sans entrainer les particules solides.

V.4.1.1 La détermination de la limite de liquidité

L'essai se fait au moyen d'un appareil normalisé, appelé coupelle de Casagrande (figure V.10). Cet appareil est constitué d'une coupelle d'une dizaine de centimètres de diamètre, d'un socle rigide et d'un système cranté permettant de soulever et de laisser retomber la coupelle, d'une hauteur constante fixée à 10 mm, à raison de deux coups par seconde.

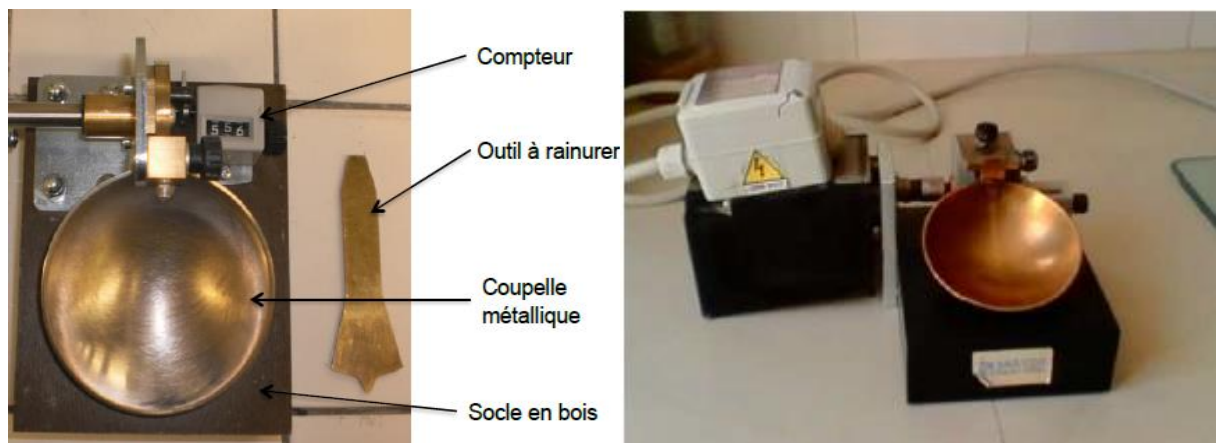


Figure V-9 : L'appareil de Casagrande pour déterminer la limite de liquidité W_L

Après le contrôle du fonctionnement de l'appareil et de la pointe de l'outil à rainurer qui doit être inférieure à 2,2 mm, tout en réglant la hauteur de chute de la coupelle, on malaxe la totalité du tamisât afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide (figure V.10).



Figure V-10 : Le mortier malaxé.

Avec une spatule, on étend une masse de pâte sur la coupelle qui doit être propre et sèche. Cette dernière est étalée en plusieurs couches pour éviter d'emprisonner les bulles d'air, présentant à la fin de l'opération un aspect symétrique (figure V.11).

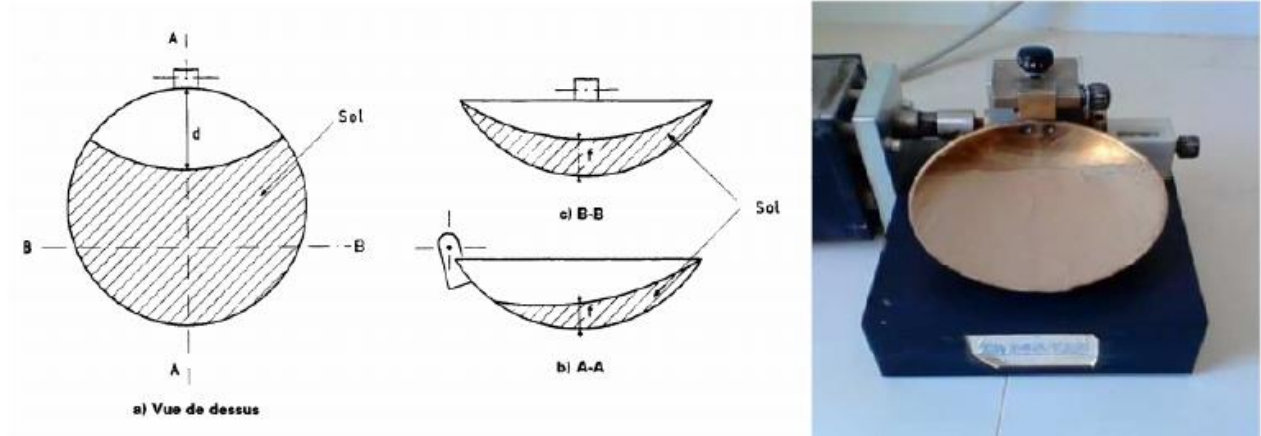


Figure V-11 : Le remplissage de la coupelle de Casagrande.

Ensuite, on trace une rainure à l'aide de l'outil à rainurer en forme de V, comme indiqué dans la figure (V.12).

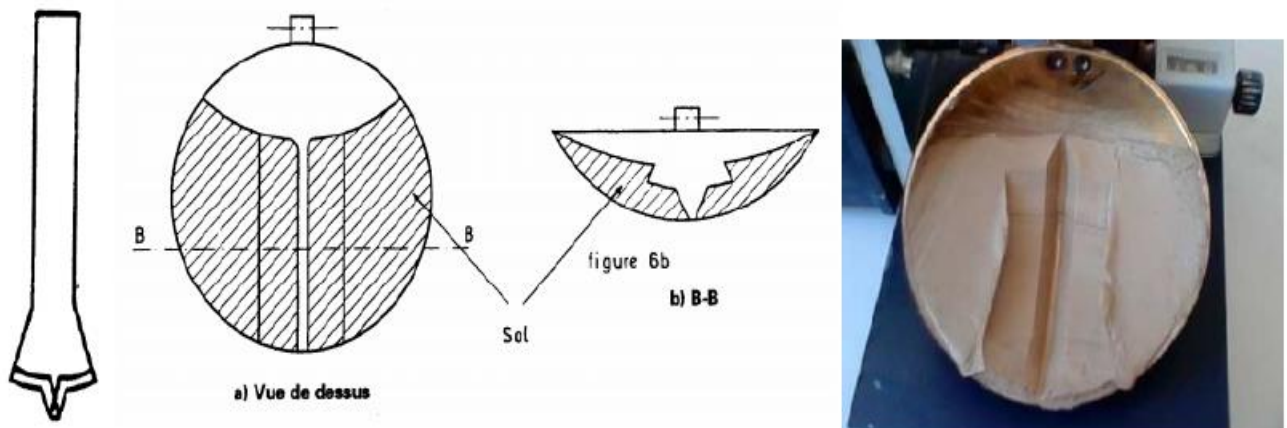


Figure V-12 : La réalisation de la rainure avec l'outil à rainurer.

On imprime à la coupelle une série de chocs, tout en comptant le nombre qui doit être compris entre 15 et 35, nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1cm, comme représenté sur la figure (V.13).

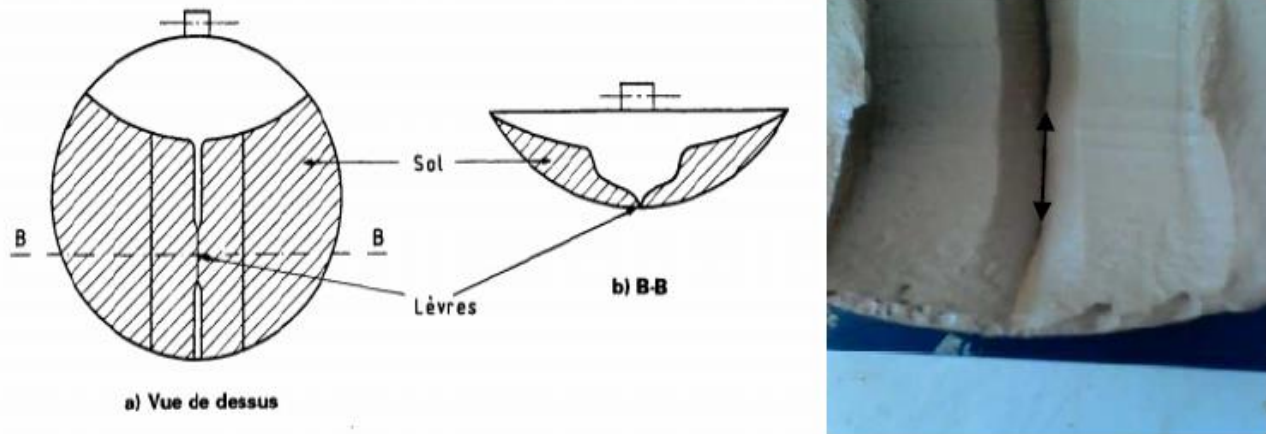


Figure V-13 : La fermeture de la rainure.

Enfin, on prélève une quantité de mortier de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées, afin de déterminer la teneur en eau. L'essai est renouvelé 4 fois pour différentes teneurs en eau obtenues soit par assèchement, soit par addition d'eau, de façon à couvrir une plage de coups allant de 15 à 35.

V.4.1.2 La détermination de la limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on forme une boulette à partir de la pâte préparée. À l'aide de la paume de la main, on roule la boulette sur une plaque lisse de façon à lui donner la forme d'un rouleau, sans creux, qui s'amincit progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne $3 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ de diamètre et une longueur de 10 cm (figure V.14).

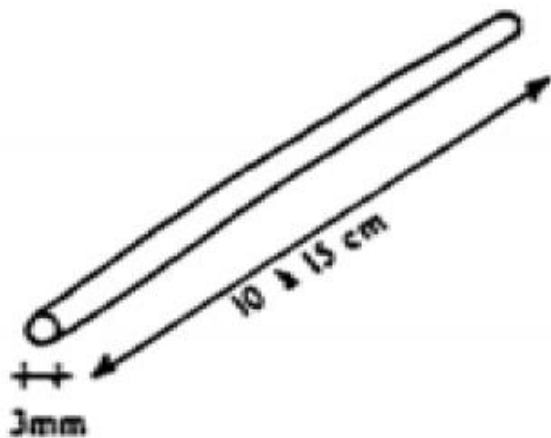


Figure V-14 : La confection du rouleau.

On estime arbitrairement que le sol a atteint la limite de plasticité lorsque le cylindre se brise en deux segments en le soulevant du milieu sur une hauteur variant de 15 à 20 mm (figure V.15). On pèse alors ces derniers sans tarder et on mesure la teneur en eau. On refait l'opération quatre fois pour chacun des

échantillons. La limite de plasticité W_P , exprimée en pourcentage, correspond à la moyenne arithmétique des quatre teneurs en eau obtenues.

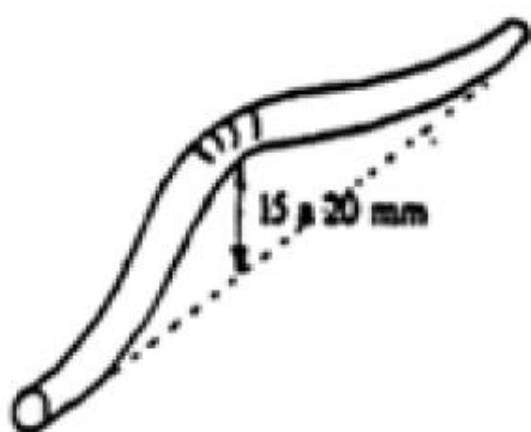


Figure V-15 : La fissuration et brisure du rouleau.

V.4.1.3 L'indice de plasticité

L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il a un intérêt tout à fait fondamental. Il est exprimé par la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$I_p = w_L - w_P$$

V.4.2. Les résultats des limites d'Atterberg

▪ Limites de liquidité

Les valeurs trouvées des limites de liquidité des trois échantillons sont inscrites au tableau [V.4].

Tableau V- 4: Limite de liquidité de l'échantillon N°01, l'échantillon N°02 et l'échantillon N°03.

	échantillon N°01		échantillon N°02		échantillon N°03	
N° de l'essai	Nombre de coups	Teneur en eau (%)	Nombre de coups	Teneur en eau (%)	Nombre de coups	Teneur en eau (%)
1	17	39,41	20	47,20	19	55,81
2	20	38,10	23	46,15	22	54,39
3	24	37,45	28	43,39	29	52,02
4	33	36,76	31	42,31	32	51,67

Sur un graphique, on représente les teneurs en eau W obtenues en ordonnée et le logarithme du nombre de coups N en abscisse. La relation entre ces paramètres permet de tracer une droite. La limite de liquidité W_L est déterminée à partir de cette dernière. Elle correspond à une teneur en eau obtenue pour une valeur N égale à 25. Les résultats sont comme suit :

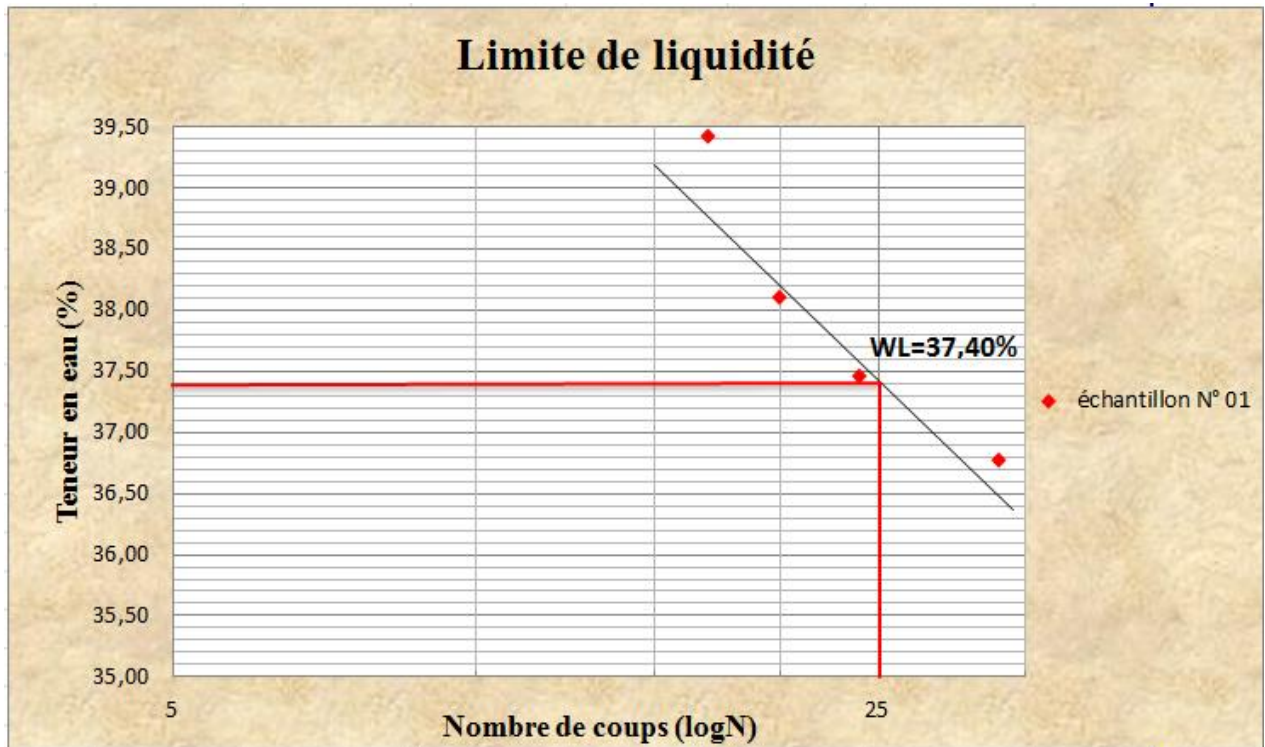


Figure V-16 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°01

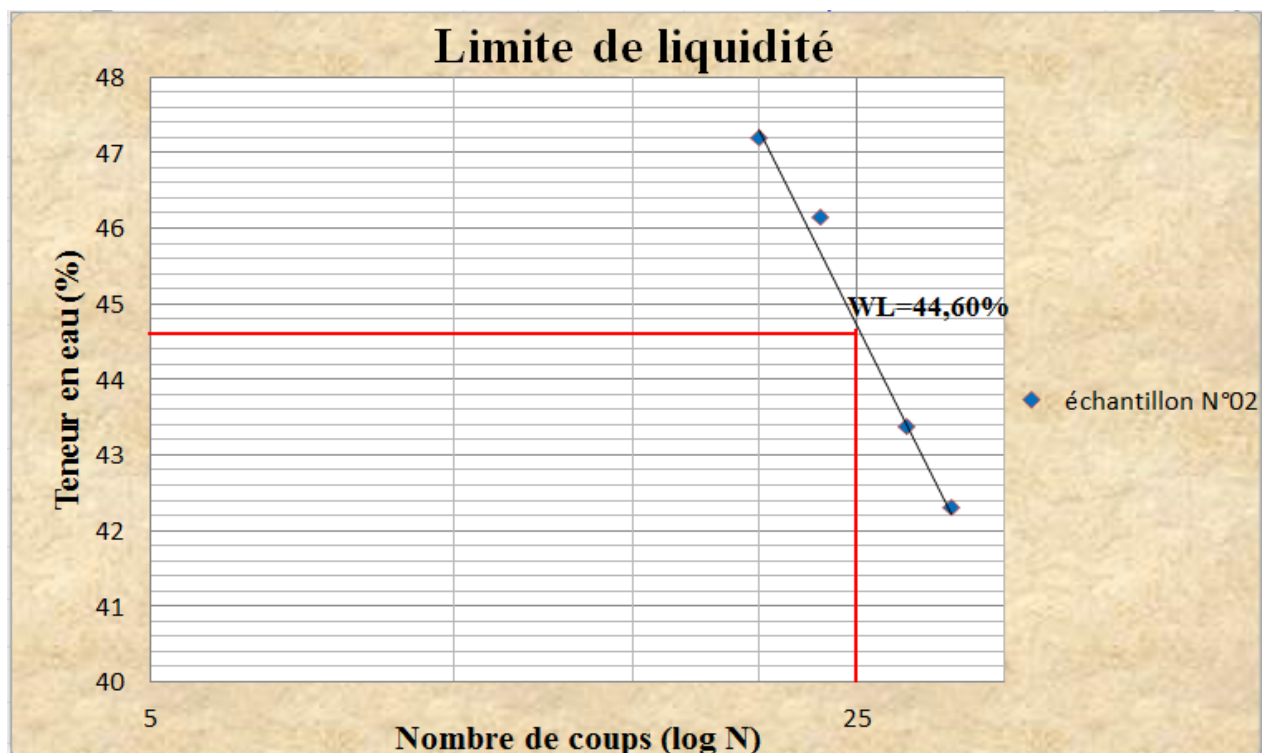


Figure V-17 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°02

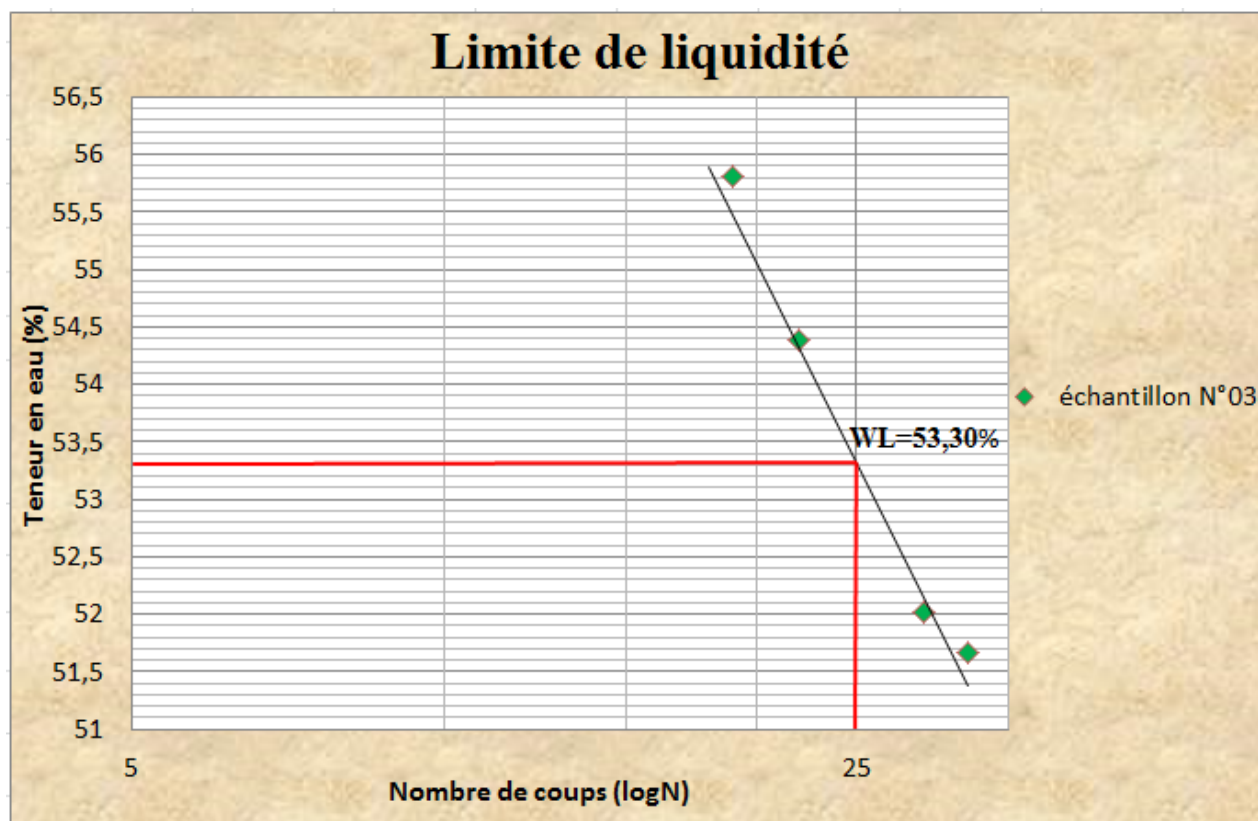


Figure V-18 : La courbe de la limite de liquidité pour échantillon N°03

De ces courbes ,on déduit les limites de liquidités qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau. V- 5 : Résultats des limites de liquidité

Echantillon N°	1	2	3
W _L (%)	37,40	44,60	53,30

▪ Limites de plasticité

Après avoir réalisé 3 essais pour chaque échantillon, on calcule la teneur en eau comme indiqué précédemment, on fait la moyenne des 3 et les résultats sont donnés dans le tableau (V-6).

Tableau. V-6 : Résultats des limites de plasticité

N° de l'essai	Teneur en eau		
	échantillon N°01	échantillon N°02	échantillon N°03
1	20,90	24,21	27,44
2	21,51	25,42	27,06
3	21,28	26,25	26,61
Moyenne	21,23	25,30	27,04

▪ Indice de plasticité

L'indice de plasticité est déterminé selon la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V-7 : Résultats des indices de plasticité

Echantillon N°	1	2	3
$I_P(\%)$	16,17	19,30	26,26

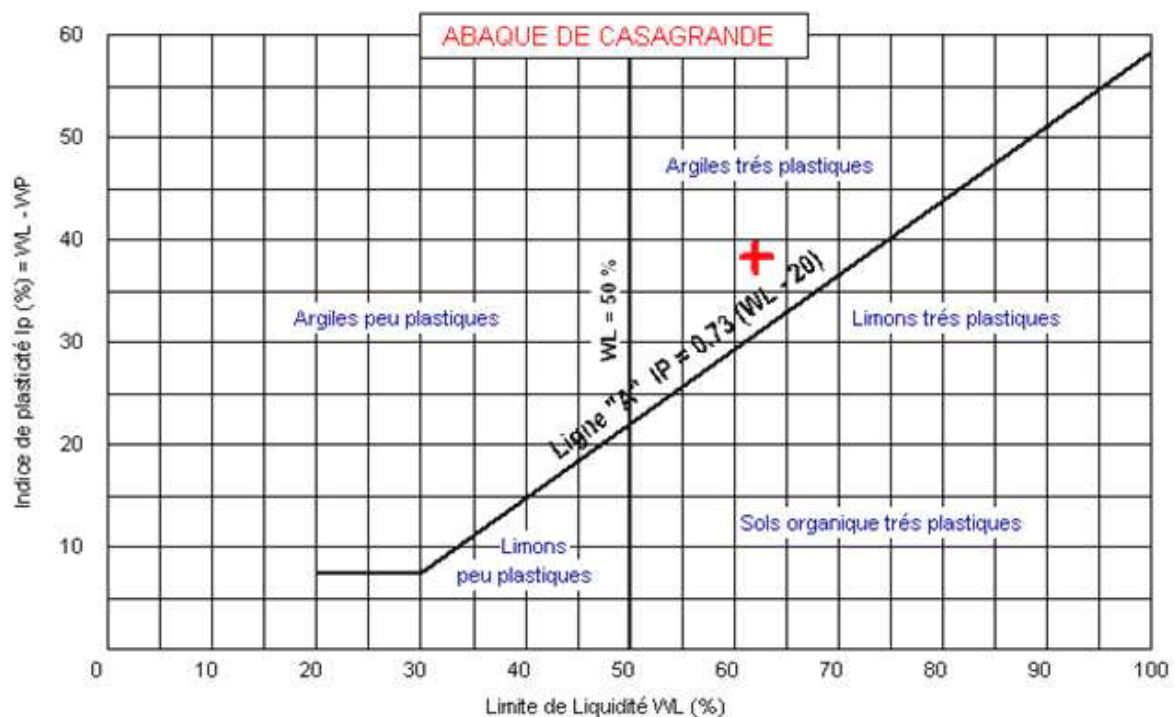


Figure V-19 : Diagramme de plasticité (d'après Casagrande, 1948, et Howard, 1977)

V.4.2. Interprétations des résultats des limites d'Atterberg

En se référant au diagramme de classification des sols fins de Casagrande, on obtient la classification suivante :

- L'échantillon N° 01 est classé comme une argile peu plastique
- L'échantillon N° 02 est classé comme une argile peu plastique
- L'échantillon N° 03 est classé comme une argile très plastique
- Le domaine de plasticité de l'échantillon N°03 est plus large que les deux autres car son indice de plasticité est plus grand.

V.5. L'essai Proctor

L'essai Proctor est un essai de laboratoire mis au point, en 1933, par l'ingénieur Ralph R. Proctor. Il permet de déterminer les caractéristiques de compactage Proctor, à savoir la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale d'un sol, on distingue :

- L'essai Proctor normal, qui est applicable aux matériaux dont le diamètre $D_{\max} \leq 5\text{mm}$
- L'essai Proctor modifié où on utilise des matériaux avec un diamètre $D_{\max} \leq 20$

Le choix du type de moule est imposé par la granularité du sol en question. Les échantillons pris dans notre étude contiennent des particules grossières dont le $D_{\max}$ est inférieur à 5 mm, le moule Proctor normal est donc celui qu'il faut.

Le sol sur lequel nous travaillons est tamisé à 5 mm, alors on le compacte en utilisant le moule Proctor normal.

V.5.1. La procédure de l'essai Proctor normal (NF P 94-093)

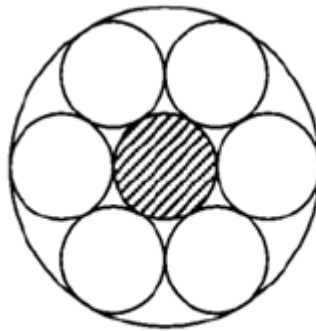
Le principe de ces essais consiste à humidifier des quantités préalablement pesées d'un matériau donné, à plusieurs teneurs en eau, et à les compacter pour chacune des valeurs considérées, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune de ces mesures, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette dernière en fonction de la teneur en eau.

Une fois le moule, l'embase et la rehausse sont solidarisés, on place un disque d'espacement et un papier filtre au fond du moule Proctor normale pour faciliter le démoulage. Ensuite, on introduit dans le moule le matériau humidifié, divisé en trois couches à quantité plus au moins égales, et on les compacte l'une après l'autre.



Figure V-20 : *Equipement de l'essai Proctor normal*

Le compactage se fait à l'aide de la dame Proctor normale qui applique des coups par la chute du marteau d'une hauteur constante. Le nombre de coups par couche est de 25, suivant le schéma sur la figure (V.21).



*6 fois 4 coups dans chaque
quadrant et le 25 au centre*

Figure V-21 : Le Schéma du principe de répartition des coups de la dame sur une couche.

V.5.2. Les résultats des essais Proctor

Les résultats obtenus de l'essai Proctor normal sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau V- 8 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°01

Teneur en eau de fabrication (W %)	Poids humide P_h (g)	Poids sec P_s (g)	Volume du moule (m^3)	Poids volumique sec (γ_d) (kN/m^3)
13	1912,861	1692,798	0,000940	18,011
14	1953,474	1713,558		18,232
15	1991,214	1731,518		18,423
16	1972,620	1700,258		18,090
17	1954,390	1670,550		17,774

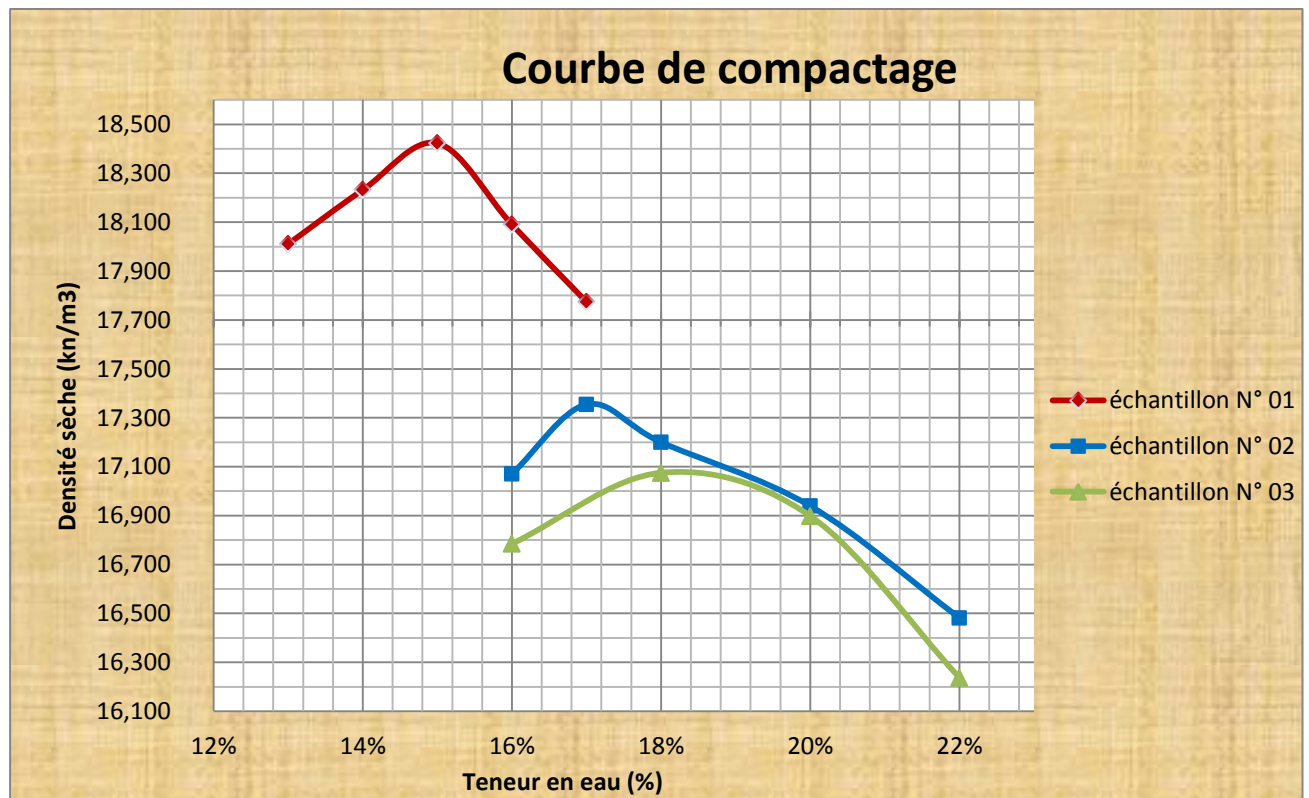
Tableau V-9 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°02

Teneur en eau de fabrication (W %)	Poids humide P_h (g)	Poids sec P_s (g)	Volume du moule (m^3)	Poids volumique sec (γ_d) (kN/m^3)
16	1860,723	1604,442	0,00094	17,071
17	1907,523	1631,090		17,354
18	1896,965	1616,326		17,200
20	1909,78	1592,12		16,940
22	1888,78	1549,120		16,482

Tableau V-10 : détermination de l'optimum Proctor pour l'échantillon N°03

Teneur en eau de fabrication (W %)	Poids humide P_h (g)	Poids sec P_s (g)	Volume du moule (m^3)	Poids volumique sec (γ_d) (kN/m^3)
16	1829,805	1577,585	0,000940	16,785
18	1891,973	1596,951		17,075
20	1904,074	1588,259		16,899
22	1858,825	1519,568		16,237

Les valeurs de γ_d et des teneurs en eau correspondantes sont portées sur le graphique γ_d (KN/m^3) = $f(W\%)$, tel illustré sur la figure ci-dessous qui regroupe toutes les courbes Proctor tracées.

**Figure V-22** : Courbe d'optimum Proctor normal des différents sols

V.5.3. Interprétation des résultats des essais Proctor

Échantillon N°01 (argile rouge) a un poids volumique sec plus grand que les deux autres sols et a une teneur en eau inférieure aux deux autres, et cela vient de sa texture qui contient des grosses particules. Alors l'échantillon N°02 (argile jaune) et l'échantillon N°03 (argile verte) présentent des teneurs en eau optimales et des poids volumiques secs sensiblement identiques.

V.6. Conclusion

Les essais d'identification, sont simples et peu couteux. Il faut les multiplier tant sur les chantiers que dans les laboratoires afin de se rendre compte de l'état d'homogénéité ou d'hétérogénéité du sol. Les essais d'identification permettent de mieux présenter les aspects physiques et mécaniques des matériaux étudiés, de les reconnaître, d'avoir une bonne idée de leur comportement.

CHAPITRE VI

MESURE DE LA PERMEABILITE DES SOLS STRATIFIES

CHAPITRE VI : MESURE DE LA PERMEABILITE DES SOLS STRATIFIES

VI-1 Introduction

La perméabilité d'un sol peut être déterminée en laboratoire ou in situ. Les essais de laboratoire consistent à prélever un échantillon de sol et à mesurer sa perméabilité à l'aide d'un perméamètre. Les deux essais les plus couramment utilisés sont les essais de perméabilité à charge constante et à charge variable. Notre étude est basée sur les sols fins, à cet effet le dispositif utilisé est un perméamètre à charge variable.

Les essais de perméabilité sont effectués sur les différents types d'échantillons de sol. Ils ont été réalisés au laboratoire de recherche L.E.G.A de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

VI-2 l'essai de perméabilité à charge variable

L'essai de perméabilité à charge variable convient aux sols les moins perméables comme les argiles et les marnes. Suivant la norme ASTM D2434 qui le décrit, cet essai doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ L'écoulement d'eau à travers l'échantillon est laminaire et variable,
- ✓ L'échantillon est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai.

IV- 3 Les étapes de déroulement des essais

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

- 1- la mise en place de l'échantillon dans le moule de perméamètre.
- 2- la saturation de l'échantillon.
- 3- la détermination de coefficient de perméabilité.

- La mise en place de l'échantillon dans le cylindre du perméamètre

On effectue l'essai de perméabilité à charge variable sur des échantillons d'argile représentatif (l'échantillon N01 (argile rouge), échantillon N02 (argile jaune) et l'échantillon N03 (argile verte), séché à l'air libre. Les essais sont effectués sans compactage et avec compactage à l'optimum Proctor.

On dépose un papier filtre à la base de moule du perméamètre.

On place l'échantillon dans le moule de perméamétrie à charge variable.

On complète le montage en insérant la tête du perméamètre (moule) et en fixant fermement celle-ci avec des écrous.

On met le tout dans un autre moule de volume supérieur au premier.

▪ La saturation de l'échantillon

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, a pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon. Quand le perméamètre est installé, on branche son entrée d'eau au réservoir à charge variable et on complète la saturation. en ouvrant la valve de purge pour chasser l'air du tuyau d'entrée d'eau. Dès que l'eau commence à jaillir hors de la valve de purge, on referme celle-ci. Dès que l'eau commence à sortir de trop plein du moule, on ferme la valve reliant le réservoir et le perméamètre.

▪ La détermination de coefficient de perméabilité

Lorsque l'échantillon est saturé, tuyau vertical est relié au cylindre du perméamètre, et l'eau s'infiltre vers le bas. Le niveau d'eau dans le tuyau vertical tombe en permanence les flux d'eau.

On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau dans le tube de section connue descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On mesure ensuite la température d'eau.

Le coefficient de perméabilité à la température Test donné par la formule suivante :

$$k_T = \frac{a L}{A t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

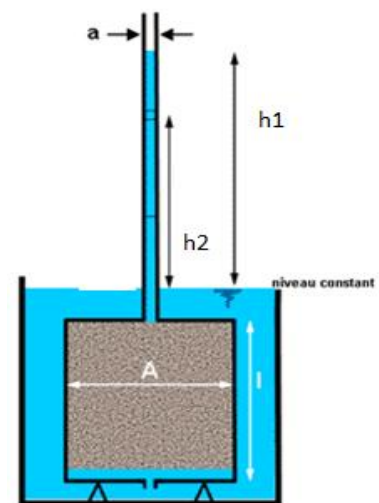
A : section de l'échantillon;

a : section du tube

t : temps d'écoulement;

L : hauteur l'échantillon;

h_i : charge hydraulique à l'instant t_i .



Correction de la température :

$$k_{20^{\circ}} = k_T \cdot \frac{\mu_T}{\mu_{20^{\circ}}}$$

Où,

μ_T et $\mu_{20^{\circ}}$ sont les viscosités à la température T de l'essai et à 20 °C, respectivement,

k_T = la perméabilité à la température réelle de l'eau dans le laboratoire,

k_{20} = perméabilité à la température standard de 20°C.

VI- 4Appareillage

Le perméamètre comporte :

- Une cellule (cylindre) en acier inoxydable de diamètre $\phi=10\text{cm}$ et d'hauteur $L= 13\text{cm}$.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un moule de diamètre $\phi=19,5\text{cm}$ et de hauteur $L= 20\text{cm}$, avec un trop plein.
- Un panneau de trois tubes en verre relie à la cellule à l'aide de tuyau. de différentes sections (Tube 01, Tube 02 et Tube 03 de diamètre $\phi=5, 7, 8\text{mm}$ respectivement).
- Deux éponges ou pierres poreuses pour filtrer l'eau.



Figure VI-1 : Perméamètre à charge variable

VI- 5 But de l'essai :

Le but de l'essai est la détermination du coefficient de perméabilité des sols stratifiés, dans le domaine saturé, des échantillons compactés à l'optimum Proctor et sans compactage en utilisant la méthode du perméamètre à charge variable.

VI-6 Matériels utilisés :

- Perméamètre à tube de verre fermé en bas avec un robinet, il a des tubes piézométriques à différents diamètres.
- L'échantillon du sol.
- Deux éponges ou pierre poreuse pour filtrer l'eau.
- Un moule de volume supérieur à la cellule du perméamètre.
- Chronomètre pour déterminer le temps d'écoulement.
- Thermomètre pour mesurer la température d'eau.

VI- 7 Mode opératoire

- On commence par amener l'échantillon à la saturation.
- Fermer le robinet reliant le réservoir et le perméamètre.
- L'eau coule à travers l'échantillon à partir d'un tube vertical fixé à la partie supérieure du cylindre.
- On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h_1 au niveau h_2
- Puis mesurer la température de l'eau.

VI-8 présentation des résultats

Les essais de perméabilité sont effectués sur des échantillons de sol (l'échantillon N01 (argile rouge), échantillon N02 (argile jaune) et l'échantillon N03 (argile verte)), les matériaux sont mis en place sans compactage et avec compactage (compactés à l'optimum Proctor).

Des échantillons compactés à l'OPN :

L'échantillon N°01 ($\gamma_d = 18,42 \text{ kN/m}^3$; $w_{\text{opt}} = 15\%$).

L'échantillon N°02 ($\gamma_d = 17,35 \text{ kN/m}^3$; $w_{\text{opt}} = 17\%$).

L'échantillon N°03 ($\gamma_d = 17,07 \text{ kN/m}^3$; $w_{\text{opt}} = 18\%$).

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

VI- 8-1 Résultats des essais de perméabilité pour une seule couche**a) Sans compactage**

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau T (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	0,9	290	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,16E-08	24	0,909	4,69E-08
	1,2	0,8	512	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,12E-08	24	0,909	3,75E-08
	1,2	0,7	640	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,38E-08	24	0,909	3,98E-08
	1,2	0,5	1073	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,24E-08	24	0,909	3,86E-08
	moy 1							4,47E-08	24	0,909	4,07E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau T (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	0,9	1520	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,15E-08	24	0,909	5,59E-08
	1,2	0,8	2050	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,43E-08	24	0,909	5,85E-08
	1,2	0,7	2605	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,72E-08	24	0,909	6,12E-08
	1,2	0,5	4117	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,91E-08	24	0,909	6,29E-08
	moy 2							6,55E-08	24	0,909	5,96E-08
moy total								5,51E-08	24	0,909	5,01E-08

Tableau VI-1 :Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°01(Argile rouge), sans compactage.

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	289	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,28E-08	23	0,931	3,06E-08
	1,2	0,9	469	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,19E-08	23	0,931	2,97E-08
	1,2	0,8	669	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,15E-08	23	0,931	2,94E-08
	1,2	0,7	1002	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,80E-08	23	0,931	2,61E-08
	moy 1							3,10E-08	23	0,931	2,89E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	1211	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,89E-08	23	0,931	4,56E-08
	1,2	0,9	1832	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,10E-08	23	0,931	4,75E-08
	1,2	0,8	2390	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,51E-08	23	0,931	5,14E-08
	1,2	0,7	2751	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,37E-08	23	0,931	5,93E-08
	moy 2							5,47E-08	23	0,931	5,09E-08
moy total								4,29E-08	23	0,931	3,99E-08

Tableau VI-2 : Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°02(Argile jaune),sans compactage.

N° Tube	h ₁ (m)	h ₂ (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	0,9	565	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	2,65E-08	23	0,931	2,47E-08
	1,2	0,8	765	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	2,76E-08	23	0,931	2,57E-08
	1,2	0,6	1237	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	2,91E-08	23	0,931	2,71E-08
	1,2	0,5	1671	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	2,72E-08	23	0,931	2,54E-08
	moy 1							2,76E-08	23	0,931	2,57E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	0,9	1921	0,00785	1,96E-05	0,13	0,000325	4,87E-08	23	0,931	4,53E-08
	1,2	0,8	2590	0,00785	1,96E-05	0,13	0,000325	5,09E-08	23	0,931	4,74E-08
	1,2	0,6	4316	0,00785	1,96E-05	0,13	0,000325	5,22E-08	23	0,931	4,86E-08
	1,2	0,5	5431	0,00785	1,96E-05	0,13	0,000325	5,24E-08	23	0,931	4,88E-08
	moy 2							5,10E-08	23	0,931	4,75E-08
moy total								3,93E-08	23	0,931	3,66E-08

Tableau VI-3 : Résultats des essais de perméabilité pour l'échantillon N°03 (Argile verte), sans compactage.

b) avec compactage

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1,1	769	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,88E-09	25	0,890	5,23E-09
	1,2	0,9	3110	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,81E-09	25	0,890	4,28E-09
	1,2	0,8	4207	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,01E-09	25	0,890	4,46E-09
	moy 1							5,24E-09	25	0,890	4,66E-09
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1,1	2986	0,00785	1,9625E-05	0,13	0,000325	9,47E-09	25	0,890	8,43E-09
	1,2	0,9	9624	0,00785	1,9625E-05	0,13	0,000325	9,71E-09	25	0,890	8,65E-09
	1,2	0,8	14350	0,00785	1,9625E-05	0,13	0,000325	9,18E-09	25	0,890	8,17E-09
	moy 1							9,46E-09	25	0,890	8,42E-09
moy total								7,346E-09	25	0,890	6,54E-09

Tableau VI-4 : Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°01(Argile rouge),compactée à l'OPN.

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1,1	932	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	4,85E-09	25	0,890	4,32E-09
	1,2	1	2450	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	3,87E-09	25	0,890	3,44E-09
	1,2	0,9	4236	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	3,53E-09	25	0,890	3,14E-09
	moy 1							4,09E-09	25	0,890	3,63E-09
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _T (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1,1	4537	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	6,23E-09	25	0,890	5,54E-09
	1,2	1	7820	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	7,58E-09	25	0,890	6,74E-09
	1,2	0,9	11710	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	7,98E-09	25	0,890	7,10E-09
	moy 1							7,26E-09	25	0,890	6,46E-09
moy total								5,68E-09	25	0,890	5,05E-09

Tableau VI-5 : Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°02(Argile jaune)compactés à l'OPN

N° Tube	h ₁ (m)	h ₂ (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	K _r (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1,1	1580	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	2,86E-09	25	0,890	2,55E-09
	1,2	0,8	6520	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	3,23E-09	25	0,890	2,88E-09
	1,2	0,6	11300	0,00785	3,14E-06	0,13	0,000052	3,19E-09	25	0,890	2,84E-09
	moy 1							3,10E-09	25	0,890	2,75E-09
N° Tube	h ₁ (m)	h ₂ (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	K _r (m/s)	Température d'eau (C°)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	K ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1,1	5440	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	5,20E-09	25	0,890	4,62E-09
	1,2	1	10070	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	5,88E-09	25	0,890	5,23E-09
	1,2	0,9	13405	0,00785	1,963E-05	0,13	0,000325	6,97E-09	25	0,890	6,20E-09
	moy 2							6,02E-09	25	0,890	5,35E-09
moy total								4,56E-09	25	0,890	4,05E-09

Tableau VI-6 :Résultats des essais de perméabilité pour échantillon N°03 (Argile verte)compactée à l'OPN

VI- 8-2 Les résultats des essais de perméabilité pour des sols stratifiés**VI- 8-2-1 Les résultats de la perméabilité pour des sols stratifiés verticalement****a) sans compactage**

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	241	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,93E-08	23	0,931	3,66E-08
	1,2	0,90	450	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,32E-08	23	0,931	3,10E-08
	1,2	0,80	950	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,22E-08	23	0,931	2,07E-08
	1,2	0,70	1101	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,55E-08	23	0,931	2,37E-08
	moy 1							3,14E-08	23	0,931	2,92E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	1301	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,55E-08	23	0,931	4,24E-08
	1,2	0,90	2010	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,65E-08	23	0,931	4,33E-08
	1,2	0,80	3055	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,31E-08	23	0,931	4,02E-08
	1,2	0,70	4012	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,37E-08	23	0,931	4,07E-08
	moy 2							4,85E-08	23	0,931	4,52E-08
	Moy Total							4,01E-08	23	0,931	3,73E-08

Tableau VI-7 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AV-AR-AJ) sans compactage

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	390	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,43E-08	23	0,931	2,26E-08
	1,2	0,90	632	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,37E-08	23	0,931	2,20E-08
	1,2	0,80	729	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,89E-08	23	0,931	2,69E-08
	1,2	0,70	922	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,04E-08	23	0,931	2,83E-08
	moy 1							2,68E-08	23	0,931	2,50E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	1955	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,03E-08	23	0,931	2,82E-08
	1,2	0,9	2749	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,40E-08	23	0,931	3,17E-08
	1,2	0,8	3699	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,56E-08	23	0,931	3,32E-08
	1,2	0,7	4648	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,77E-08	23	0,931	3,51E-08
	moy 2							3,44E-08	23	0,931	3,20E-08
moy Total								3,06E-08	23	0,931	2,85E-08

Tableau VI-8 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AJ-AV-AR) sans compactage

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	581	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	1,63E-08	23	0,931	1,52E-08
	1,2	0,90	1000	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	1,50E-08	23	0,931	1,39E-08
	1,2	0,80	1210	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	1,74E-08	23	0,931	1,62E-08
	1,2	0,70	1540	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	1,82E-08	23	0,931	1,70E-08
	moy 1							1,67E-08	23	0,931	1,56E-08
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	1855	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,19E-08	23	0,931	2,98E-08
	1,2	0,9	2742	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,41E-08	23	0,931	3,18E-08
	1,2	0,8	3735	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	3,53E-08	23	0,931	3,29E-08
	1,2	0,7	6020	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	2,91E-08	23	0,931	2,71E-08
	moy 2							3,26E-08	23	0,931	3,04E-08
moy total								2,47E-08	23	0,931	2,30E-08

Tableau VI-9 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AR-AJ-AV) sans compactage

b) avec compactage

N°tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	2845	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,33E-09	27	0,851	2,84E-09
	1,2	0,90	3470	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,31E-09	27	0,851	3,67E-09
	1,2	0,80	4950	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,26E-09	27	0,851	3,62E-09
	moy 1							3,97E-09	27	0,851	3,38E-09
N°tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	6640	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	8,92E-09	27	0,851	7,59E-09
	1,2	0,90	9949	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	9,40E-09	27	0,851	7,99E-09
	1,2	0,80	14396	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	9,15E-09	27	0,851	7,79E-09
	moy 2							9,16E-09	27	0,851	7,79E-09
moy total								6,56E-09	27	0,851	5,58E-09

Tableau VI-10 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AV-AR-AJ) compactée à l'OPN

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1,1	1536	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	2,95E-09	26	0,870	2,56E-09
	1,2	1	2405	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,94E-09	26	0,870	3,43E-09
	1,2	0,90	4203	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,56E-09	26	0,870	3,10E-09
	moy 1							3,48E-09	26	0,870	3,03E-09
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1,1	5700	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	4,96E-09	26	0,870	4,31E-09
	1,2	1	10210	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,80E-09	26	0,870	5,05E-09
	1,2	0,9	14112	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,63E-09	26	0,870	5,76E-09
	moy 2							5,80E-09	26	0,870	5,04E-09
moy total								4,64E-09	26	0,87	4,03E-09

Tableau VI-11 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AJ-AV-AR) compactée à l'OPN

N°tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₁ (m²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1,1	973	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,65E-09	26	0,870	4,04E-09
	1,2	1	3024	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,14E-09	26	0,870	2,73E-09
	1,2	0,90	4900	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,05E-09	26	0,870	2,66E-09
	moy 1							3,61E-09	26	0,870	3,14E-09
N°tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m²)	a ₂ (m²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	9030	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,56E-09	26	0,870	5,71E-09
	1,2	0,9	16249	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,75E-09	26	0,870	5,00E-09
	1,2	0,8	19347	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,81E-09	26	0,870	5,92E-09
	moy 2							6,38E-09	26	0,870	5,54E-09
moy total								4,99E-09	26	0,870	4,34E-09

Tableau VI-12 : Résultats des essais de perméabilité verticale (AR-AJ-AV) compactée à l'OPN

VI- 8-2-2 Les résultats de la perméabilité pour des sols stratifiés horizontalement

a) sans compactage

h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	171	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,54E-08	25	0,890	4,93E-08
1,2	0,90	280	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,34E-08	25	0,890	4,75E-08
1,2	0,80	439	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,80E-08	25	0,890	4,27E-08
1,2	0,70	605	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,63E-08	25	0,890	4,12E-08
moy 1							5,08E-08	25	0,890	4,52E-08
h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	880	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,73E-08	25	0,890	5,99E-08
1,2	0,90	1320	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,08E-08	25	0,890	6,30E-08
1,2	0,80	2004	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,58E-08	25	0,890	5,85E-08
1,2	0,70	3001	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,84E-08	25	0,890	5,20E-08
moy 2							6,56E-08	25	0,890	5,84E-08
Moy Total							5,82E-08	25	0,89	5,18E-08

Tableau VI-13 : Résultats des essais de perméabilité horizontal (AV-AR-AJ) sans compactage

h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	200	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,74E-08	25	0,890	4,22E-08
1,2	0,90	340	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	4,40E-08	25	0,890	3,92E-08
1,2	0,80	558	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,78E-08	25	0,890	3,36E-08
1,2	0,70	808	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,47E-08	25	0,890	3,09E-08
moy 1							4,10E-08	25	0,890	3,65E-08
h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	800	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,41E-08	25	0,890	6,59E-08
1,2	0,90	1504	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,22E-08	25	0,890	5,53E-08
1,2	0,80	2205	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,98E-08	25	0,890	5,32E-08
1,2	0,70	3000	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,84E-08	25	0,890	5,20E-08
moy 2							6,36E-08	25	0,890	5,66E-08
Moy Total							5,23E-08	25	0,89	4,65E-08

Tableau VI-14 : Résultats des essais de perméabilité horizontal (AR-AJ-AV) sans compactage

h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	250	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,79E-08	26	0,870	3,30E-08
1,2	0,90	379	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,95E-08	26	0,870	3,43E-08
1,2	0,80	590	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,57E-08	26	0,870	3,11E-08
1,2	0,70	804	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	3,49E-08	26	0,870	3,03E-08
moy 1							3,70E-08	26	0,870	3,22E-08
h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	800	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,41E-08	26	0,870	6,44E-08
1,2	0,90	1504	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,22E-08	26	0,870	5,41E-08
1,2	0,80	2205	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	5,98E-08	26	0,870	5,20E-08
1,2	0,70	2850	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,15E-08	26	0,870	5,35E-08
moy 2							6,44E-08	26	0,870	5,60E-08
Moy Total							5,07E-08	26	0,870	4,41E-08

Tableau VI-15 : Résultats des essais de perméabilité horizontal (AJ-AV-AR) sans compactage

b) avec compactage

h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	1620	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,85E-09	24	0,909	5,32E-09
1,2	0,90	2400	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	6,23E-09	24	0,909	5,67E-09
1,2	0,80	3060	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	6,89E-09	24	0,909	6,27E-09
moy 1							6,33E-09	24	0,909	5,75E-09
h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	9000	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,58E-09	24	0,909	5,99E-09
1,2	0,90	13380	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,99E-09	24	0,909	6,36E-09
1,2	0,80	18120	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,27E-09	24	0,909	6,61E-09
moy 2							6,95E-09	24	0,909	6,32E-09
Moy Total							6,64E-09	24	0,909	6,04E-09

Tableau VI-16 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AV-AR-AJ) avec compactage

h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	1500	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	6,32E-09	26	0,870	5,50E-09
1,2	0,90	2580	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,80E-09	26	0,870	5,04E-09
1,2	0,80	3420	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	6,16E-09	26	0,870	5,36E-09
moy 1							6,09E-09	26	0,870	5,30E-09
h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
1,2	1	8400	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,05E-09	26	0,870	6,14E-09
1,2	0,90	13020	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,18E-09	26	0,870	6,25E-09
1,2	0,80	17340	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	7,60E-09	26	0,870	6,61E-09
moy 2							7,28E-09	26	0,870	6,33E-09
Moy Total							6,69E-09	26	0,870	5,82E-09

Tableau VI-17 : Résultats des essais de perméabilité horizontal (AR-AJ-AV) avec compactage

N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₁ (m ²)	L (m)	a ₁ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 1	1,2	1	1620	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,85E-09	25	0,890	5,21E-09
	1,2	0,90	2700	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,54E-09	25	0,890	4,93E-09
	1,2	0,80	3720	0,00785	0,00000314	0,13	0,000052	5,67E-09	25	0,890	5,04E-09
	moy 1							5,69E-09	25	0,890	5,06E-09
N° Tube	h1 (m)	h2 (m)	t (s)	A (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	a ₂ L/A (m)	k _T (m/s)	Température d'eau T (°C)	$\frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}}$	k ₂₀ (m/s)
Tube n° 2	1,2	1	9280	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,39E-09	25	0,890	5,68E-09
	1,2	0,90	13800	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,78E-09	25	0,890	6,03E-09
	1,2	0,80	18960	0,00785	0,000019625	0,13	0,000325	6,95E-09	25	0,890	6,18E-09
	moy 2							6,70E-09	25	0,890	5,96E-09
	Moy Total							6,20E-09	25	0,890	5,51E-09

Tableau VI-18 : Résultats des essais de perméabilité horizontale (AJ-AV-AR) avec compactage

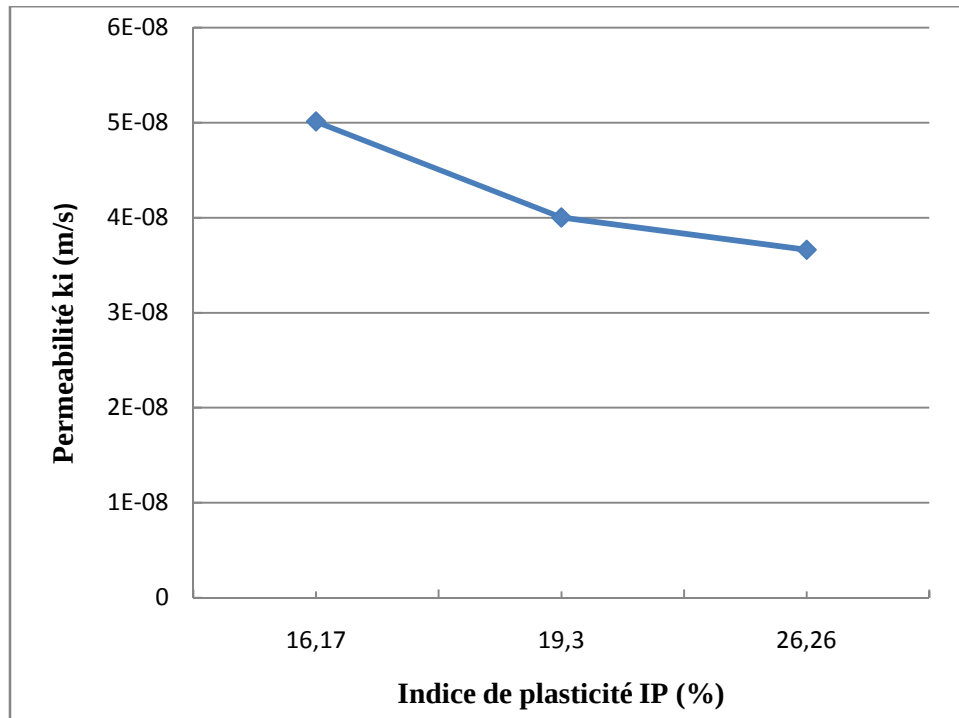


Figure VI-19 : la perméabilité (k_i) en fonction de l'indice de plasticité(I_p)

Sur la figure (VI-19), on a représenté l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice de plasticité. On constate que la perméabilité à diminuer quand l'indice de plasticité augmente. Des résultats concordants ont été trouvés par *Daoud, (1996)*.

VI- 9 Interprétations des résultats

Les principales observations tirées d'après les tableaux résultats des essais sont :

Le coefficient de perméabilité présente une différence dans le tube n°01 par rapport tube n°02, ces résultats sont relatif à la section des tubes, tube n°01 de petite section.

La stratification verticale $\frac{AR}{AJ}$ présente une faible perméabilité que les deux autres stratifications. On remarque aussi que la stratification horizontale $AV - AR - AJ$ présente une perméabilité plus importante que les deux autres stratifications, ces résultats sont relatif à la texture des trois argiles et ces indice de plasticité.

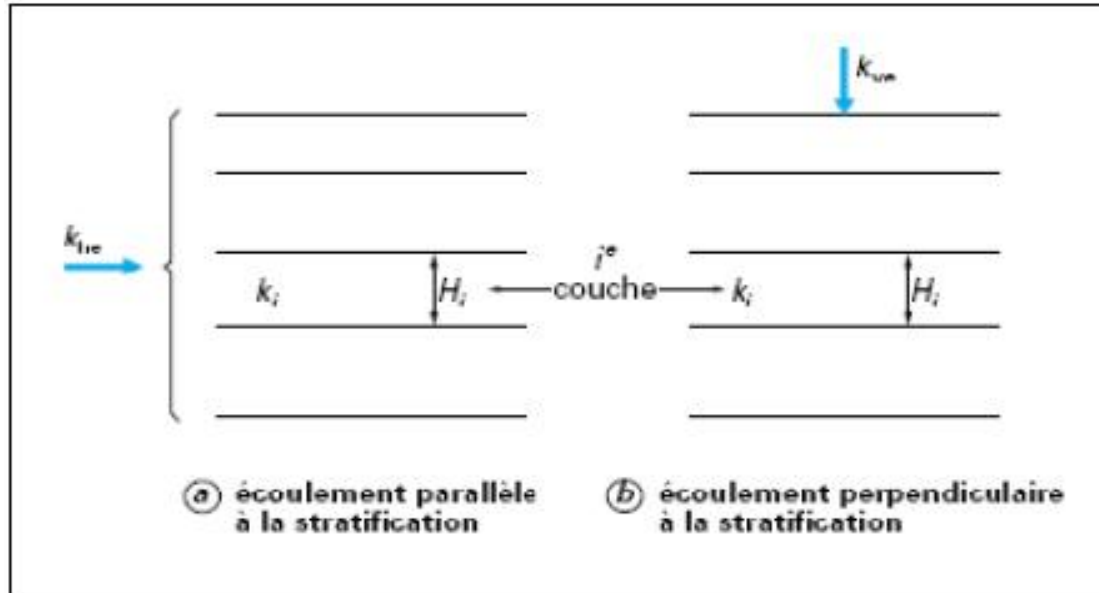
Nous avons remarqué une influence de la température sur la perméabilité. L'augmentation de la température a induit, dans la plupart des cas, une croissance du coefficient de perméabilité. Cette augmentation de la perméabilité est liée à la diminution de la viscosité de l'eau provoquée par l'augmentation de la température. Des résultats concordants ont été trouvés par Khemissa (1998) et Delage (2000).

Les échantillons stratifiés ont été compactés selon le mode Proctor normal, on remarque une très faible perméabilité. Cette diminution est significative, le compactage joue un rôle important dans la diminution de la perméabilité car l'indice de vide du sol diminue.

Pour réduire la perméabilité il faut compacter le sol avec la teneur en eau optimale pour obtenir une densité maximale et une diminution de volume des pores. On en déduit que plus un matériau est dense plus la perméabilité est faible

VI- 10 Etude analytique de la perméabilité des sols stratifiés

La perméabilité dans les terrains stratifiés se présente en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes. On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente.



- Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification le coefficient de perméabilité horizontale Equivalent :

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad (VI-1)$$

- Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification le coefficient de perméabilité verticale Equivalent :

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}} \quad (VI-2)$$

Où

k_{veq} et k_{heq} sont respectivement les coefficients de perméabilité relatifs verticale et horizontale (m/s)

H : Epaisseur totale de l'horizon testé (m) et H_i : l'épaisseur de la i^{e} me couche (m)

Si on prend un écoulement horizontale, on peut considère que dans cette direction le terrain est équivalent à terrain homogène de perméabilité K_h .

Le tableau (VI.19) regroupe les valeurs de perméabilité horizontale équivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

Tableau VI-19 :Perméabilité horizontaléquivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

type d'essai	N° Echantillon	K_i (m/s)	H_i (m)	$\sum_{i=1}^3 H_i$	$k_i . H_i$	$\sum_{i=1}^3 k_i H_i$	$K_{he}(m/s)$
sans compactage	Echantillon N°01	$5,01 \cdot 10^{-8}$	0,043	0,13	$2,15 \cdot 10^{-9}$	$5,44 \cdot 10^{-9}$	$4,22 \cdot 10^{-8}$
	Echantillon N°02	$4,00 \cdot 10^{-8}$	0,043		$1,72 \cdot 10^{-9}$		
	Echantillon N°03	$3,66 \cdot 10^{-8}$	0,043		$1,57 \cdot 10^{-9}$		
type d'essai	N° Echantillon	K_i (m/s)	H_i (m)	$\sum_{i=1}^3 H_i$	$k_i . H_i$	$\sum_{i=1}^3 k_i H_i$	$K_{he}(m/s)$
avec compactage	Echantillon N°01	$6,54 \cdot 10^{-9}$	0,043	0,13	$2,81 \cdot 10^{-10}$	$6,73 \cdot 10^{-10}$	$5,21 \cdot 10^{-9}$
	Echantillon N°02	$5,05 \cdot 10^{-9}$	0,043		$2,17 \cdot 10^{-10}$		
	Echantillon N°03	$4,05 \cdot 10^{-9}$	0,043		$1,74 \cdot 10^{-10}$		

Si on prend un écoulement verticale, on peut considère que dans cette direction le terrain est équivalent à terrain homogène de perméabilité K_v .

Le tableau VI.20 regroupe les valeurs de perméabilité verticale équivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

Tableau VI-20 :Perméabilité verticaleéquivalente (k_{he}) calculées par la méthode analytique.

type d'essai	N° Echantillon	K_i (m/s)	H_i (m)	$\sum_{i=1}^3 H_i$	$\frac{H_i}{k_i}$	$\sum_{i=1}^3 \frac{H_i}{k_i}$	$K_{ve}(m/s)$
sans compactage	Echantillon N°01	$5,01 \cdot 10^{-8}$	0,043	0,13	$8,58 \cdot 10^{+5}$	$3,11 \cdot 10^{+06}$	$4,85 \cdot 10^{-8}$
	Echantillon N°02	$4,00 \cdot 10^{-8}$	0,043		$1,08 \cdot 10^{+6}$		
	Echantillon N°03	$3,66 \cdot 10^{-8}$	0,043		$1,17 \cdot 10^{+6}$		
type d'essai	N° Echantillon	K_i (m/s)	H_i (m)	$\sum_{i=1}^3 H_i$	$k_i . H_i$	$\sum_{i=1}^3 \frac{H_i}{k_i}$	$K_{ve}(m/s)$
avec compactage	Echantillon N°01	$6,54 \cdot 10^{-9}$	0,043	0,13	$6,57 \cdot 10^{+6}$	$2,57 \cdot 10^{+7}$	$6,10 \cdot 10^{-9}$
	Echantillon N°02	$5,05 \cdot 10^{-9}$	0,043		$8,51 \cdot 10^{+6}$		
	Echantillon N°03	$4,05 \cdot 10^{-9}$	0,043		$1,06 \cdot 10^{+7}$		

VI- 11 Comparaison des coefficients de perméabilité entre la méthode analytique et les résultats expérimentaux

méthode	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques	
type d'essai	Kmoy (m/s) (sans compactage)	Kmoy(m/s) (avec compactage)	Kmoy (m/s) (sans compactage)	Kmoy(m/s) (avec compactage)
échantillon N°01(AR)	5,01E-08	6,54E-09	-	-
échantillon N°02 (AJ)	4E-08	5,05E-09	-	-
échantillon N°03 (AV)	3,66E-08	4,05E-09	-	-
stratification verticale				
argiles AV AR AJ	3,73E-08	5,58E-09	4,15E-08	5,02E-09
argiles AR AJ AV	2,30 E-08	4,34E-09		
argiles AJ AV AR	2,85E-08	4,03E-09		
stratification horizontale				
Argiles (AV-AR-AJ)	5,18 E-08	6,04E-09	4,85E-08	6,10 E-09
Argiles (AR-AJ-AV)	4,65 E-08	5.82E-09		
Argiles (AJ-AV-AR)	4,41 E-08	5,51E-09		

Tableau VI.21 : comparaison des coefficients de perméabilité calculés à partir de la méthode analytique et les résultats expérimentaux

Nous représentons les résultats du tableau (VI-21) sous forme d'histogramme suivant les notations ci-dessous :

Strat 1 : pour la disposition des couches d'argiles $\begin{matrix} AV \\ AR \\ AJ \end{matrix}$;

Strat 2 : pour la disposition des couches d'argiles $\begin{matrix} AR \\ AJ \\ AV \end{matrix}$;

Strat 3 : pour la disposition des couches d'argiles $\begin{matrix} AJ \\ AV \\ AR \end{matrix}$;

Stratmoy : pour la moyenne de toutes les stratifications ;

Strat 4 : pour la disposition des couches d'argiles $AV - AR - AJ$;

Strat 5 : pour la disposition des couches d'argiles $AR - AJ - AV$;

Strat 6 : pour la disposition des couches d'argiles $AJ - AV - AR$.

▪ Stratification verticale

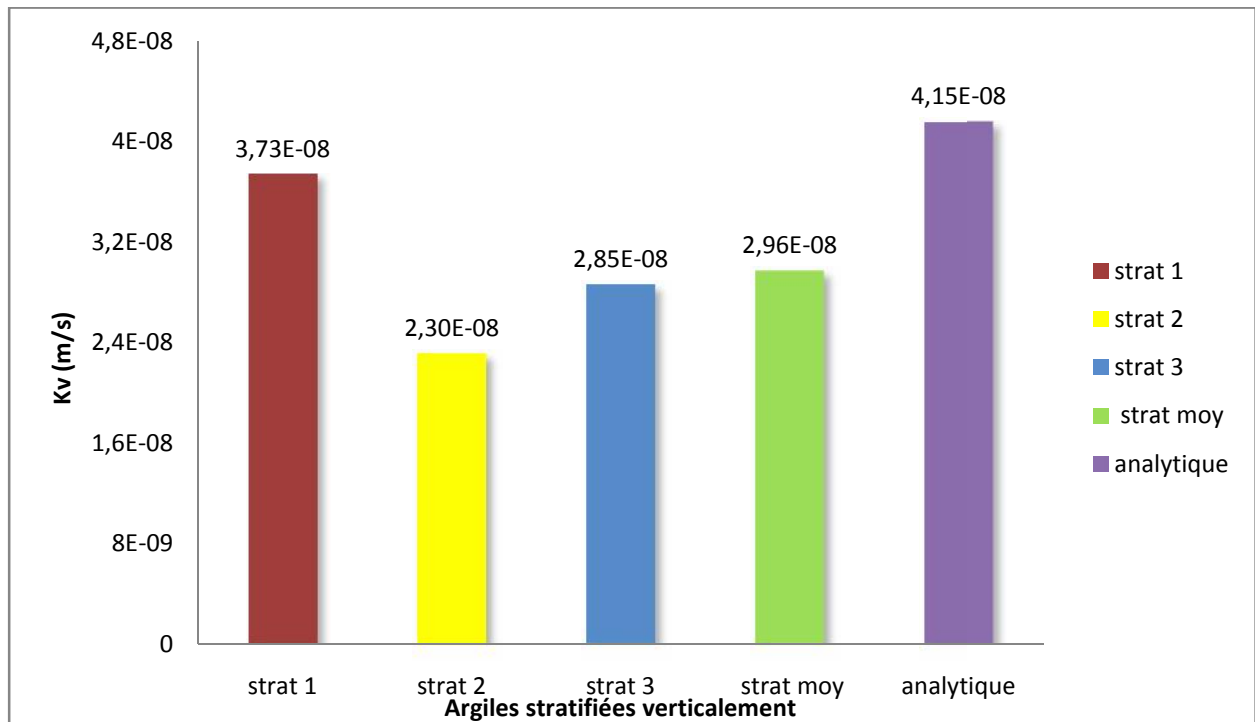


Figure VI-2 : Coefficient de perméabilité (K_v) en fonction de la stratification verticale des argiles sans compactage

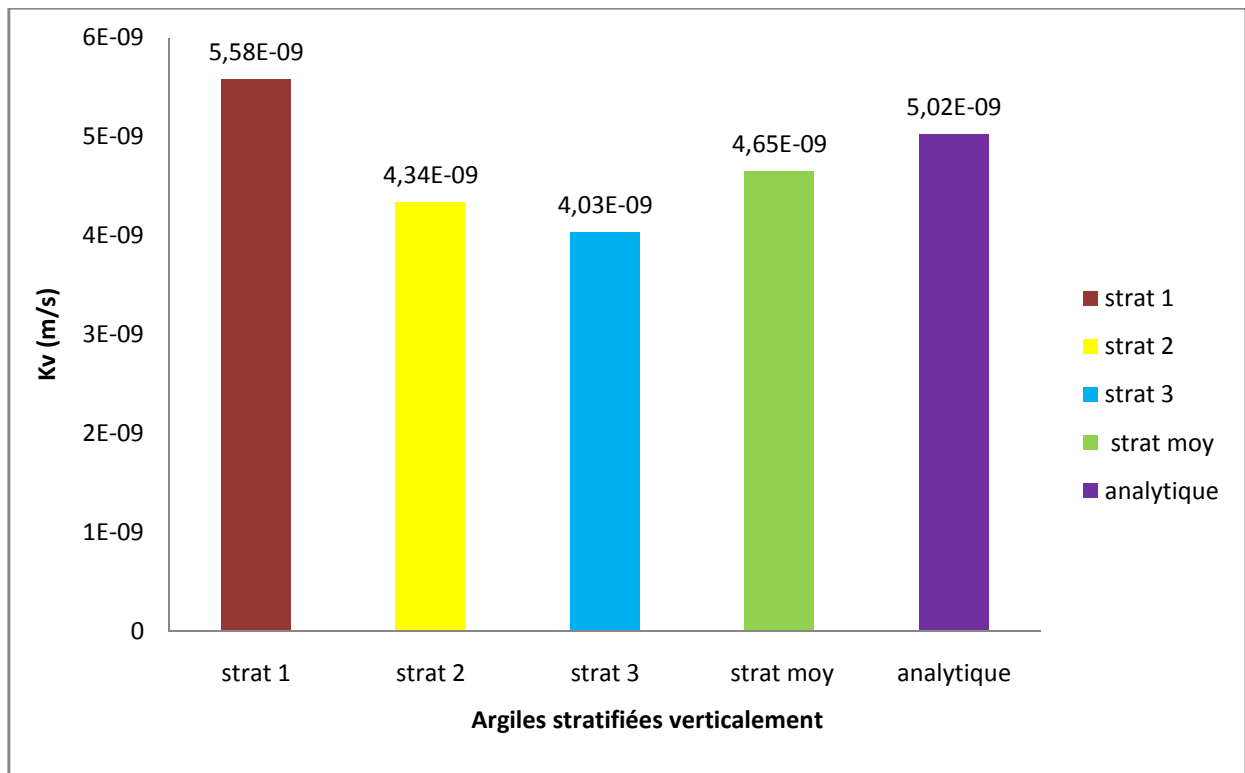


Figure VI-3 : Coefficient de perméabilité (K_v) en fonction de la stratification verticale des argiles avec compactage

▪ Stratification horizontale

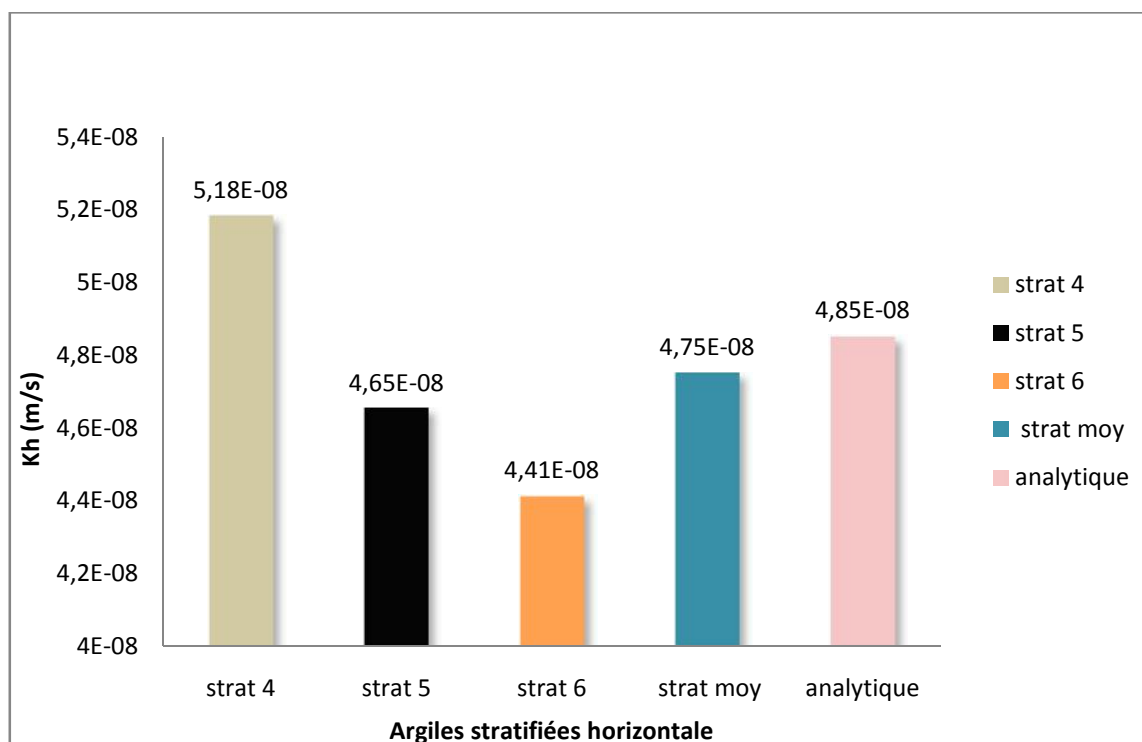


Figure VI-4 : Coefficient de perméabilité (K_h) en fonction de la stratification horizontale des argiles sans compactage

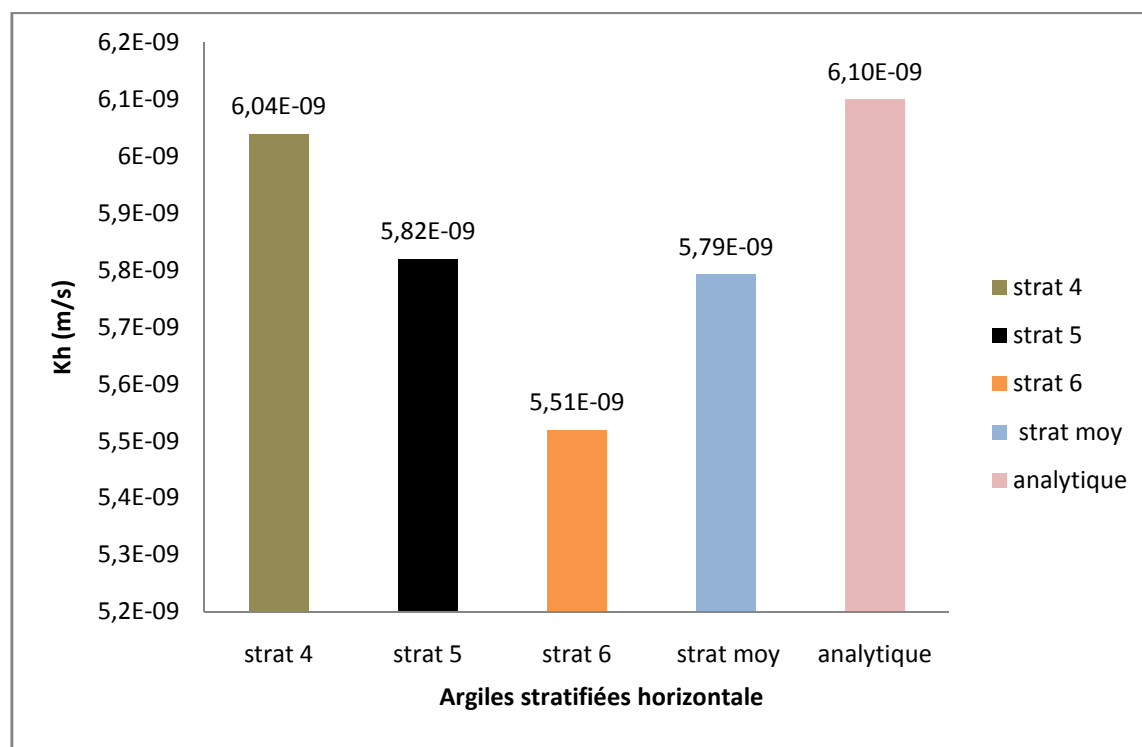


Figure VI-5 : Coefficient de perméabilité (K_h) en fonction de la stratification horizontale des argiles avec compactage

La méthode analytique nous montre que le coefficient de perméabilité horizontale des argiles stratifiées est supérieur au coefficient de perméabilité verticale dans le cas compacté et non compacté.

D'après les résultats d'essai, les coefficients de perméabilité des argiles stratifiées verticalement non compacté sont respectivement égaux à $3,73 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, $2,30 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ et $2,85 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, selon

l'emplacement des couches suivant $\frac{AV}{AR}$, $\frac{AR}{AJ}$ et $\frac{AJ}{AV}$.en comparant ces coefficients de

perméabilité avec le coefficient résultant du calcul analytique qui est égale $4,15 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, nous remarquons que la valeur du coefficient de perméabilité analytique est plus grand que la valeur expérimentale, Ainsi dans le cas où les couches des argiles jaune et verte sont situés à la surface ou à la base de la stratification, on constate que les valeurs de la perméabilité sont légèrement différents.

Après le compactage, une diminution des coefficients de perméabilité est constatée sur les différentes stratifications qui sont respectivement égaux à $5,58 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, $4,34 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ et

$4,03 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, selon l'emplacement des couches suivant $\frac{AV}{AR}$, $\frac{AR}{AJ}$ et $\frac{AJ}{AV}$ et qui peut

s'explique par l'augmentation de la densité sèche qui engendre une réduction de l'indice des vides.

Les valeurs analytiques sont légèrement grandes dans ce cas, que celles résultantes des essais expérimentaux et qui peut s'expliquer par la variation des conditions thermiques (la différence de température d'eau pendant l'essai), ainsi que l'utilisation de l'eau de robinet au lieu de l'eau distillée.

La méthode analytique nous permet de jouer sur la position des couches et leur épaisseur et donne des valeurs du coefficient de perméabilité rapidement par rapport les essais expérimentaux sont très long.

VI-12. Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ce chapitre :

Le temps et la vitesse d'infiltration d'eau dans la stratification horizontale sont plus importants par rapport à ceux de la stratification verticale.

L'emplacement et la disposition des couches de différents types d'argiles dans un sol stratifié à une grande influence sur la nature de la perméabilité.

Cette étude a montré que la perméabilité diminue avec diminution de l'indice des vides du sol par compactage.

La perméabilité est influencée par la température. La perméabilité augmente avec l'augmentation de la température.

L'utilisation d'un matériau naturel fin, implique que celui-ci soit compacté jusqu'à l'obtention la teneur en eau notée w_{opt} , correspondant à la densité sèche maximale, et de l'épaisseur désirée. Soulignons que l'effet du compactage sur la valeur de la perméabilité est très important.

Le compactage permet d'augmenter la densité sèche en réduisant d'une part le volume de vides dans lequel l'eau peut s'infiltrer et d'autre part en diminuant la perméabilité du matériau.

La perméabilité est très faible pour les échantillons compactés, contrairement à celle des échantillons sans compactage

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail expérimental est d'étudier la perméabilité des sols stratifiés en tenant compte de l'effet du compactage et du changement des positions des couches.

Dans notre travail, nous avons réalisé une série d'essai de perméabilité en laboratoire sur trois types d'échantillons différents disposés en couches stratifiées verticalement et horizontalement. En utilisant la méthode du permeamètre à charge variable

Les procédures d'essais ont été soigneusement faites afin de pouvoir mieux reproduire la configuration adoptée sur place. Les difficultés rencontrées lors de la réalisation de ces essais sont liées à l'imperfection des essais de perméabilité au laboratoire. Parmi ces difficultés, nous pouvons citer les plus essentielles :

- La variation de la température pendant l'essai.
- La différence de la compacité.
- La saturation de l'échantillon.
- L'utilisation de l'eau de robinet au lieu de l'eau distillée.

D'après les résultats obtenus par les différents essais de la perméabilité et l'essai Proctor 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. Cette diminution est due à la fermeture du réseau poreux et des micros fissures probables dans l'échantillon
- L'influence de la méthode de compactage sur la perméabilité, qui est due au fait que la structure d'une argile est très influencée par les déformations de cisaillement associées au processus de compactage.
- 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

Conclusion générale

- L'expérience montre que les sols fins présentent des performances vis-à-vis de la perméabilité qui sont souvent remarquables (L'écoulement d'eau dans les sols fins est très lent).
- La connaissance de la perméabilité permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis tels que les ouvrages en sol compacté (remblais routiers, les barrages en terre en particulier pour le noyau central de la digue, barrières d'étanchéité de centres de stockage de déchets,...). De plus la présence de couches argileuses joue un rôle fondamental dans la protection des eaux souterraines.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

- + **Jean-Claude Chossat, (2005).***La mesure de la conductivité hydraulique dans les sols choix des méthodes*, Editions TEC et DOC. Livre.
- + **ABDELKADER DERRAS, (2011).***"Comportement des barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets"*, Thèse de Magister, Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- + **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.
- + **LACHGUEUR Karima, (2007).** *" Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturées – Application au noyau du barrage Boughrara "*, Thèse de Magister, de l'Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- + **LAFHAJ Zoubair, (1998).** *"Détermination de la perméabilité des sols in situ : étude expérimentale et numérique du facteur de forme. "* Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille.
- + **CAZAUX, D, (1998).** *"Mesure et contrôle in situ de la perméabilité des matériaux utilisés dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement."* Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- + **DUHAIME François, (2012).***"Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain De Lachenaie, Québec : théorie et applications"*. Thèse de doctorat de l'Université de Montréal
- + **R. BAHAR, (2001).** *"Géotechnique II" Cours Géotechnique"*
- + **TOURE, Tidiane, (2002).** *"Etude expérimentale de la perméabilité des sols"*. Mémoire d'Ingénieur, de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.
- + **BOUDLAL OMAR, (2013).** *"Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations"*. thèse de doctorat, de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.
- + **SEDIK Rezika, (2011).** *"Caractérisation De La perméabilité Des Matériaux L'écrasement"* Mémoire de Magister de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.
- + **TOLEDO, P.G, R.A NOVY, H.T. Davis, et L.E. SCRIVEN, (1990).***"Hydraulic conductivity of porous media at low water content"* SoilSci. Soc.Am.
- + **GUEDDOUDA Mohamed Kamel, (2011).***"Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée« sable de dune – bentonite»"* thèse de doctorat d'Université Aboubakr Belkaid – Tlemcen, Algérie.

- ✚ **BURDINE, N.T, (1952).** "*Relative permeability calculations from pore-size distribution data*"
Trans. AIME

- ✚ **MEDJNOUN Amal, (2014).** "*Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du comportement des argiles gonflantes.*" thèse de doctorat de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

- ✚ **Moussai, B. 1993,** "*Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux*". Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

- ✚ **GHANEM Fadhila. (2011).** "*Etude de la corrélation entre la perméabilité et la succion*",
Thèse de Magister de l'Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

- ✚ **BOARDMAN, B.T., Daniel, D.E, (1996).** "*Hydraulic conductivity of desiccated geosynthetic clay liners.*" Journal of Geotechnical Engineering.

- ✚ **MOUSSAI B, (1993).** "*Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux*". Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

- ✚ **SAYAD GAIDI C, (2003).** "*Ecoulements dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés*". Thèse de Doctorat de l'Université du Havre, France.

- ✚ **LI X., (2000).** "*Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé*". Thèse de Doctorat de l'Université de Liège.

- ✚ **Daoud F. Z. (1996).** "*La perméabilité des sols fins compactés*". Thèse de doctorat, I.N.P.L, Nancy.

- ✚ **GAËLL THOMAS.** "*Infiltration de l'eau dans les sols : Développement et utilisation d'infiltromètres*". Rapport de stage. Université Paris-Sud 11.

- ✚ **BOYNTON S., DANIEL D.E, (1985).** "*Hydraulic conductivity tests on compacted clay*"
Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111.

- ✚ **KHEMISSA M., MAGNAN J.-P., JOSSEAUME H. (1993).** "*Etude expérimentale des propriétés mécaniques de l'argile molle de Cuiche (vallée de l'Adour).*" Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Paris. Etudes et Recherches des LPC.

- ✚ **BENDI-OUIS A., (2005).** "*Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumises à une pression interstitielle négative.*" Mémoire de Magistère, Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie

- ✚ **FRIPIAT J.J., GATINEAU L, (1984).** "*Interaction eau-argiles*". Scien. Géol. Bull.

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE 1 : Les échantillons Préparés par compactage Proctor normale



Echantillon N° 01 :
(Argile rouge)



Echantillon N° 02 :
(Argile jaune)



Echantillon N° 03 :
(Argile verte)

ANNEXE 2 : viscosités à la température T

Température d'eau T (°C)	Viscosité (μ_T)
16	0,0111
17	0,01083
18	0,01056
19	0,01030
20	0,01005
21	0,00981
22	0,00958
23	0,00936
24	0,00914
25	0,00894
26	0,00874
27	0,00855
28	0,00836
29	0,00818
30	0,00801

ANNEXE 3: Perméamètre à charge variable



ANNEXE 4 : Les argiles stratifiées verticalement (compactés à l'optimum Proctor et sans compacté)



Echantillon N°01

Echantillon N°03

Echantillon N°02



Echantillon N°02

Echantillon N°01

Echantillon N°03



Echantillon N°03

Echantillon N°02

Echantillon N°01

ANNEXE 5 : Les argiles stratifiées horizontalement



Echantillon N°01

Echantillon N°02

Echantillon N°03



Echantillon N°01

Echantillon N°03

Echantillon N°02



Echantillon N°02

Echantillon N°01

Echantillon N°03