

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université du 8Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Polycopié

Mécanique des sols I

Élaboré par :

Dr. Mme Boutahir Née Bencheikh Messaouda

(Docteur en Génie Civil – Option Géotechnique)

Année universitaire 2017-2018



AVANT-PROPOS

Ce polycopié est destiné aux étudiants de 3^{ème} année licence génie civil et hydraulique ainsi il est adressé aux étudiants de plusieurs spécialités telles le bâtiment et les travaux publics, Leur objectif est de fournir les bases nécessaires à la compréhension du comportement des sols pour pouvoir concevoir, construire et contrôler les ouvrages avec lesquels le sol a une interaction importante.

Il présente les éléments fondamentaux de mécanique des sols I aux étudiants non initiés avec cette discipline. Le polycopié comporte le nécessaire pour faire le calcul pratique en termes de principes, méthodes, théorie, formules, tables et abaques.

Dans ce contexte, il représente un aide mémoire couvrant les chapitres du programme officiel à travers quatre chapitres, le premier chapitre donne une introduction à la géotechnique, le deuxième chapitre intéressé par le calcul des propriétés mécaniques des sols, les essais d'identification des sols et la classification des ses derniers , dans le troisième chapitre je présente la méthode de stabilisation des sols mécaniquement par la technique de compactage et leur théorie d'application et enfin la présentation des différentes méthodes et théories de calcul de l'effet de l'eau dans les sols à travers le quatrième chapitre qui est l'eau dans le sol.

Table Des Matières

	Page
Avant propos	
Table des matières	
Chapitre 1 : Introduction à la Géotechnique	
1.1. Introduction	1
1.2 Histoire de la mécanique des sols.	1
1.3. Les domaines d'application.	1
1.4. Études des sols.	2
1.5. Origine et formation.	3
1.5.1. La désagrégation des roches	3
1.5.2. La décomposition d'organismes vivants	3
1.6. Les constituants physiques du sol.	3
1.6.1. Texture du sol	3
1.6.2. Observation du sol sur le terrain	4
Chapitre 2 : Caractéristiques physiques des sols.	
2.1. Introduction.	6
2.2. Éléments constitutifs d'un sol.	6
2.2.1. La phase gazeuse.	6
2.2.2. La phase liquide.	6
2.2.3. La phase solide.	7
2.3. Caractéristiques physiques des sols.	7
2.3.1. Les paramètres dimensionnels.	8
2.3.2. Les paramètres d'état.	9
2.3.3. Relation entre les paramètres.	10
Exercice 2.1.	10
Exercice 2.2.	11
2.4. Identification des sols.	11
2.4.1. Caractéristiques dimensionnelles.	11
2.5. Caractéristiques granulométriques d'un sol.	12
2.5.1. Le tamisage	12
2.5.2. Sédimentation	13
2.5.3. Courbe granulométrique.	13
2.5.3.1. Coefficient d'uniformité d'une courbe granulométrique.	14
2.5.3.2. Coefficient de courbure d'une courbe granulométrique.	14
2.6. Essais d'identification propres aux sols grenus.	15
2.6.1. Essai d'équivalent de sable. (NF P 18-598).	15
2.6.2. Indice de densité.	16
2.7. Essais d'identification propres aux sols fins.	17
2.7.1. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)	17
2.7.1.1. Limite de liquidité ω_L NF P 94-051.	18
2.7.1.2. Limite de plasticité w_p NF P 94-051	19
2.7.1.3. Indice de plasticité I_p NF P 94-051.	20
2.7.1.4. Indice de consistance I_c .	20

2.7.2. Valeur au bleu de méthylène. NF P 94-068.	20
Exercice 2.3.	21
2.8. Classification des sols.	21
2.8.1. Sols à granulométrie uniforme.	22
2.8.2. Sols à granulométrie non uniforme.	22
2.8.3. Sols grenus	22
2.8.4. Sols fins.	23
Exercice 2.4	24

Chapitre 3 . Le compactage des sols

3.1. Généralités.	25
3.2. Utilisation des sols compactés.	25
3.3. Facteurs influençant le compactage.	25
3.3.1. Influence de la teneur en eau sur le compactage : diagramme Proctor.	26
3.3.2. Influence de la nature du sol.	26
3.3.3. Influence de l'énergie de compactage.	27
3.4. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation.	27
3.5. Les essais de compactage en laboratoire.	28
3.6. Ordre de grandeur.	30
3.7. Le matériel de compactage.	30
3.8. Exercice d'application.	30

Chapitre 4 : Hydraulique des sols

4.1. Introduction	33
4.2 Généralités	33
4.2.1 Capillarité	33
4.2.2 Retrait et gonflement des sols.	34
4.2.3 Action du gel	34
4.3. Elément d'hydraulique des sols	34
4.3.1. Hypothèses et définitions fondamentales.	34
4.3.2. Propriété de l'eau libre : écoulement linéaire à travers un sol.	36
4.3.3. Vitesse de l'eau dans le sol	36
4.3.4. Mouvement de l'eau	37
4.3.5. Charge hydraulique en un point.	38
4.3.6. Perte de Charge.	38
4.3.7. Gradient hydraulique.	39
Exercice 4.1. Calcul de gradient hydraulique .	40
4.4. Loi de Darcy	40
Exercice 4.2.	41
Exercice 4.3.	41
4.5. La perméabilité des sols.	42
4.5.1. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire.	42
4.5.1.1. Perméamètre à charge constante.	42
4.5.1.2. Perméamètre à charge constante.	43
4.5.2. Perméabilité des terrains stratifiés (plusieurs couches).	43
Exercice 4.4.	44
4.6. Principe de la contrainte effective.	45
4.6.1. Loi de Terzaghi	45

4.6.2 Loi de Skempton	46
4.6.3. Loi de Bishop.	46
4.7. Effet Renard (ou des sables boulant).	46
Listes des figures	47
Listes des tableaux	48
Références Bibliographiques	51

Chapitre 1

Introduction à la Géotechnique

Introduction à la Géotechnique

1.1. Introduction.

La Géotechnique étudie les caractéristiques des terrains (sols et roches) en vue de leur utilisation comme matériau ou support de construction. C'est une discipline que l'on peut intégrer dans le Génie Civil au sens large.

Le Génie Civil est une discipline plus large, que nous définirons comme l'ensemble des disciplines de construction. Le Génie Civil dans cette définition très large englobe, outre la Géotechnique, le calcul des structures (qui fait appel à la Résistance des Matériaux), l'étude des matériaux de construction, les problèmes de bâtiment et d'énergie, les problèmes d'eau, d'assainissement et d'irrigation, la conception et l'aménagement. Certains y intègrent même l'environnement.

1.2. Histoire de la mécanique des sols.

On peut suivre l'évolution de la mécanique des sols à travers son apparition autant qu'une science à part entière et le développement de ses grandes théories (voir le tableau ci-contre).

Siècle	Auteur	Théorie
18 ^{ème}	Coulomb	Résistance au cisaillement
19 ^{ème}	Collin	Rupture dans les talus d'argile
	Darcy	Ecoulement de l'eau à l'intérieur du sable
	Ranking	Pression des terres sur les murs de soutènement
	Gregory	Drainage horizontal, remblai compacte avec contrefort pour stabiliser la pente es tranchées de voies ferrées
20 ^{ème}	Atterberg	Limites de consistance de l'argile
	Terzaghi	Premier manuel moderne de mécanique des sols
	Casagrande	Essai sur les limites de liquidité

Tableau.1.1. La mécanique des sols à travers ses grandes théories.

1.3. Les domaines d'application.

La Mécanique des sols joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment et de génie civil en relation avec les sols ou les mettant en œuvre.

- **Ils peuvent être utilisés comme matériau de construction.**

Exemple : Adobe, brique de terre cuite ou stabilisée, barrage et digue en terre, chaussée en terre.

Il convient donc de choisir, compte tenu des zones d'emprunt et de la nature de l'ouvrage, le type de sol qui convient, de choisir le mode d'exécution et éventuellement de prévoir le contrôle de l'exécution.

- **Ils peuvent être support de fondations de bâtiment, d'ouvrage d'art et de remblai.**

Il est ici question de choisir un type de fondation au sens large compte tenu des charges à supporter, des propriétés mécaniques du sol d'appui, du niveau de la nappe phréatique, etc..... En particulier, on doit pouvoir prévoir l'amplitude des tassements et vérifier qu'ils sont compatibles avec le bon fonctionnement de l'ouvrage.

On comprend l'importance de la géotechnique qui a pour objet l'étude des comportements mécaniques du sol, et ce, indépendamment des conditions pratiques d'emploi. La reconnaissance des sols permettra à l'ingénieur ou au technicien de préciser l'utilisation possible ou non d'un sol pour un ouvrage déterminé.

1.4. Études des sols .

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes catégories : les roches et les sols.

- **Les roches** (silice, calcaire, feldspath, ...) sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'aux prix de gros efforts mécaniques.
- **Les sols**, au contraire, sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable. Ils résultent de l'altération chimique (oxydation, ...), physique (variation de température, gel, ...) ou mécanique (érosion, vagues, ...) des roches.

Suivant le but recherché, on considère :

a) La géologie.

La géologie étudie les matériaux constituant la partie observable du globe terrestre, ainsi que l'ordre suivant lequel ces matériaux sont réparties dans le temps et dans l'espace. Son but essentiel est l'histoire de la terre et son évolution.

b) La pédologie.

La pédologie étudie spécialement la couche supérieure de l'écorce terrestre utilisée par les racines des plantes. Elle met en lumière le rôle des constituants du sol fréquemment négligés

par les géotechniciens : les matières organiques et la matière vivante (bactéries).

c) La mécanique des sols ou géotechnique.

La mécanique des sols est l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydraulique des sols en vue de leur application à la construction.

1.5. Origine et formation.

Les sols ont deux origines principales :

1.5.1. La désagrégation des roches : par altération mécanique et physicochimique sous l'effet des agents naturels:

- Fissuration consécutive à la décompression, aux effets des chocs thermiques ou du gel,
- Attaque mécanique (chocs et frottements) dans un processus naturel de transport gravitaire glaciaire, fluvial, marin, éolien,
- Attaque chimique sous l'effet des circulations d'eaux agressives (acides ou basiques) ;

1.5.2. La décomposition d'organismes vivants : végétaux (tourbes) ou animaux (craies).

On distingue également :

- Les **sols résiduels** résultant de l'altération sur place des roches ;
- Les **sols transportés** provenant du dépôt des produits d'altération préalablement repris par un agent physique de transport. Ce sont les sols transportés qui posent au concepteur d'ouvrages les problèmes les plus délicats.

Enfin, suivant leurs conditions de formation et de dépôt, les sols peuvent contenir des matières organiques en proportion plus ou moins élevée.

1.6. Les constituants physiques du sol.

La fraction minérale représente l'ensemble des produits de la dégradation physique puis chimique de la roche mère.

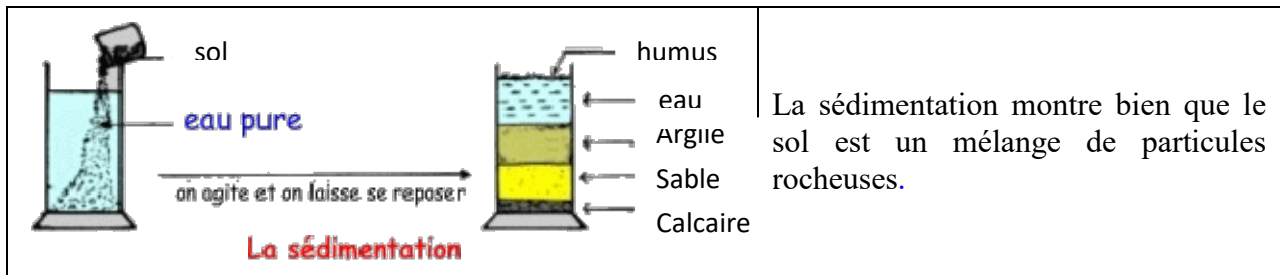
On peut les classer par diamètres décroissants :

- Les **sables** qui est une roche sédimentaire meuble, constituée de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0,063 et 2 mm.
- Les **limons** qui est une formation sédimentaire dont la taille des grains est intermédiaire entre les argiles et les sables (entre environ 2 et 50 micromètres).
- L'argile granulométrique qui est une roche sédimentaire, composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général d'aluminium plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption.

1.6.1. Texture du sol

Une des caractéristiques des sols est la taille et la proportion de divers éléments physiques et des éléments minéraux qui le composent c.à.d. la texture du sol. Ainsi on rencontre des sols

sableux, des sols argileux, des sols calcaires. Les différentes fractions des composants du sol définissent sa formule. On distingue alors:



- Les cailloux ou blocs sont les éléments de taille supérieure à 2mm.
- Les éléments de taille inférieure à 2 mm sont définis par classe de texture (**sables, limons et argiles**).

Ces roches appartiennent au groupe des **silicates** ou des **carbonates**.

- Des ions (Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , NH_4^+ , NO_3^- ...) arrivent dans le sol en solution dans l'eau infiltrée, ou fixés aux particules colloïdales citées ci-dessus.
- D'autres ions, comme les sulfates (SO_4^{2-}) ou les ions iodures (I^-) sont apportés par les précipitations atmosphériques.

Types de textures	Types de sols	Travail du sol
Texture argileuse	Sols lourds.	Difficiles à travailler.
Texture sableuse	Sols légers, souvent secs.	Faciles à travailler.
Texture équilibrée	Sols limono-argilo-sableux.	Faciles à travailler.
Texture limoneuse	Sols riches en limons.	Sols peu perméables et mal aérés.

1.6.2. Observation du sol sur le terrain

On réalise une coupe de terrain pour pouvoir observer directement le sol, en effectuant si besoin des analyses de laboratoire sur certains échantillons prélevés. On peut déjà constater visuellement qu'on a en fait plusieurs couches de couleur et de structure différentes, qu'on appelle **horizons**. Dans ses horizons, le plus profond est celui correspondant à la roche mère, recouverte par d'autres couches supérieures. L'ensemble des horizons et leur structure constitue le **profil pédologique (coupe géotechnique)**, qui est en fait la coupe, et ce profil varie grandement suivant les différentes catégories de sols que l'on peut étudier.

Afin de caractériser chaque horizon, on peut étudier les caractéristiques suivantes :

- Sa profondeur, son épaisseur
- Ses limites avec les horizons voisins : nette, graduelle, rectiligne, ondulée...
- Sa couleur
- Sa texture, appréciée au toucher sur un échantillon de terre sèche écrasée ou de terre humide pétrie
- Sa pierrosité (abondance de cailloux...)
- Sa structure : la façon dont les constituants du sol sont assemblés

- Sa teneur en calcaire : par un test d'effervescence à l'acide chlorhydrique sur la terre et les cailloux
- Son activité biologique (présence de racines, de galeries d'animaux...).

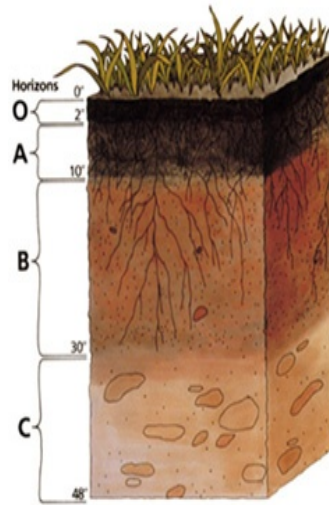


Figure1.1. Profil de sol

Chapitre 2

Caractéristiques physiques des sols.

Caractéristiques physiques des sols.

2.1. Introduction.

Quelque soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et la répartition des grains de différentes tailles qui le compose. Les essais qui conduisent à cette étude portent le nom d'Essais d'identification.

L'objet de ce chapitre est d'introduire les paramètres d'état et d'identification menant à la classification géotechnique des sols, en particulier les paramètres d'état (caractéristiques physiques du sol).

2.2. Éléments constitutifs d'un sol.

Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Il est donc, en général, constitué de trois phases:

$$\text{Sol} = \text{phase solide} + \text{phase liquide} + \text{phase gazeuse}$$

Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois.

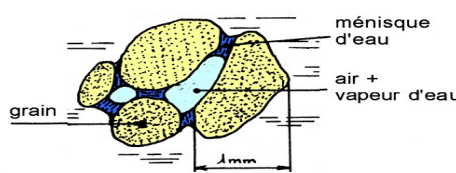


Figure .2.1. Différentes phases d'un sol.

2.2.1. La phase gazeuse.

En Génie Civil, le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols secs ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides.

Lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.

2.2.2. La phase liquide.

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions <2m), on distingue plusieurs catégories d'eau:

- **L'eau de constitution** qui rentre dans la composition chimique des feuillets.
- **L'eau liée ou eau adsorbée** qui constitue un film autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et ne s'évacue qu'à des températures très élevées (<300° C)
- **L'eau Interstitielle** qui peut être soit l'eau libre soit l'eau capillaire. L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains ; l'eau capillaire est une partie de l'eau

libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à 100° C.

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

2.2.3. La phase solide.

Les sols en réalité résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit aisément que les grains solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à 2m .

Les sols de dimension inférieurs à 2m résultent d'attaques chimiques qui se sont superposées à l'altération physique ou mécanique. Ces processus chimiques sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol fin n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces plus petites particules ainsi formées constituent ce que l'on appellera désormais les argiles. Ces derniers matériaux ont un comportement complexe qui nécessite pour bien être compris une étude à l'échelle moléculaire qui dépasse largement le cadre de ce cours.

2. 3. Caractéristiques physiques des sols.

Le sol est l'ensemble de trois phases : solide, liquide, gaz. Aussi est-il important de définir un certain nombre de caractéristiques physiques qui permettront de préciser l'importance de ces différentes phases par rapport à l'ensemble. Ces caractéristiques seront très utiles pour la description des échantillons remaniés et non remaniés ainsi que pour l'évaluation des contraintes au sein des massifs. Les caractéristiques granulométriques et l'état de consistance seront employés pour classer les sols dans le cadre de la classification géotechnique.

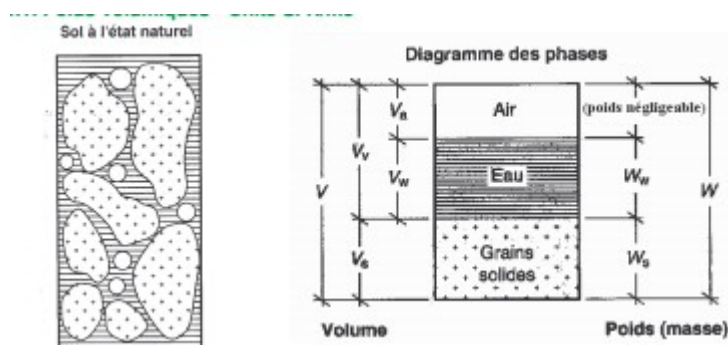


Figure. 2.2 .Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases.

Telque :

V_w : volume de l'eau	Avec les relations :
V_a : volume de l'air	
V : volume total (apparent)	$W = W_s + W_w$ $V_v = V_w + V_a$
V_s : V_s volume des particules solides	
V_v : volume des vides entre les particules	$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$

2.3.1. Les paramètres dimensionnels.

A) Les poids volumiques.

- Le poids volumique des particules solides, noté γ_s ,

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{Sable et argile : } = 26 \text{ à } 27 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids volumique de l'eau, noté γ_w ,

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

On prend souvent $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

- Le poids volumique du sol, noté γ ;

C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \begin{array}{l} \text{Sable : } = 17 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Argile : } = 16 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$$

- Le poids volumique du sol sec, noté γ_d ;

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \begin{array}{l} \text{Sable : } = 14 \text{ à } 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Argile : } = 10 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$$

Si le sol est sec : $\gamma = \gamma_d$

- Le poids volumique du sol saturé, noté γ_{sat} ;

Lorsque tous les vides sont remplis d'eau :

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V} \quad \text{Sable et argile : } = 19 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids volumique du sol déjaugé, noté γ' ;

Il est pris en compte lorsque le sol est entièrement immergé. il tient compte de la présence de l'eau qui remplit tous les vides et de la poussée d'Archimède :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \text{sable et argile} = 9 \text{ à } 12 \text{ kN/m}^3$$

On introduit aussi la notion masse volumique, notée ρ_i et plus rarement celle de densité par rapport à l'eau, Notée D_i :

$$\text{Densité : } D_i = \frac{\rho_i}{\rho_w}$$

On peut définir :

$$\text{Densité humide : } D_h = \frac{\gamma}{\gamma_w} \quad ;$$

$$\text{Densité sèche : } D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad ;$$

$$\text{Densité des grains (notation G): } G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

2.3.2. Les paramètres d'état.

Ils indiquent dans quelles proportions existent les différentes phases d'un sol. On définit :

- **la porosité, notée n ,**

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume total de l'échantillon.

$$n = \frac{V_a + V_w}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \quad \text{NB : } n \in [0; 1]$$

- **L'indice des vides, noté e**

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume des grains solides de l'échantillon

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{donc : } e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13 (cas extrême des argiles de Mexico).

- La teneur en eau, notée ω , s'exprime en %.

C'est le poids d'eau contenu dans le volume V rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu dans V

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad \text{NB : } \omega_{sat} \in [0 ; sat]$$

- Le degré de saturation, noté S_r , s'exprime en %.

C'est le volume occupé par l'eau ramené au volume total des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_a} ; \quad \text{NB : } S_r \in [0 ; 1.0]$$

- $S_r=0$ correspond à un sol sec.
- $S_r=100\%$ correspond à un sol saturé.

- La teneur en eau de saturation, notée ω_{sat} ;

$$\omega = \omega_{sat} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{e}{G} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

2.3.3. Relation entre les paramètres.

Paramètres	Définitions	n	e	γ	γ_d
Teneur en eau ω (%)	$\omega = \frac{W_w}{W_s}$	$\omega = \frac{n \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1-n) \cdot \gamma_s}$	$\omega = \frac{e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
Porosité n	$n = \frac{V_a + V_w}{V}$	-	$n = \frac{e}{1+e}$	$n = 1 - \frac{\gamma}{(1+\omega)\gamma_s}$	$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Indice des vides e	$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$	$e = \frac{n}{1-n}$	-	$e = \gamma_s \cdot \frac{(1+\omega)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Poids volumique apparent γ (KN/m^3)	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma = (1-n)(1+\omega)\gamma_s$	$\gamma = \frac{(1+\omega)}{1+e} \cdot \gamma_s$	-	$\gamma = (1+\omega)\gamma_d$
Poids volumique apparent sec : γ_s (KN/m^3)	$\gamma_s = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_s = \gamma_s(1-n)$	$\gamma_s = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{1+\omega}$	-
Poids volumique des grains : γ_s (KN/m^3)	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = (1+e)\gamma_d$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)}$

Tableau 2.1. Relation entre les paramètres.

Exercice 2.1.

Le prélèvement d'un échantillon intact au centre d'une couche d'argile molle saturée a permis de procéder aux mesures suivantes, en laboratoire, sur un morceau de l'échantillon :

Poids total	Volume total	Poids après passage a l'étuve à 105°C
0.47 N	$3.13 \times 10^{-5} \text{ m}^3$	0.258 N

- Déterminer le poids volumique γ et la teneur en eau ω
- Déterminer l'indice des vides e ;
- En déduire γ_s , on donne $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.
- Calculer le degré de saturation S_r .

Réponse.

- $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$; $\omega = 82\%$
- $e = 2.10$
- $\omega = \omega_{\text{sat}}$ d'où $\gamma_s = 15 \text{ kN/m}^3$.
- $S_r = 100\%$

Exercice 2.2.

Un échantillon de sol a une masse de 129,1g et un volume de $56,4 \text{ cm}^3$.la masse des grains est de 121,5g. Le constituant solide des grains a une densité de 2.7. On demande :

- Le teneur en eau w ,
- L'indice des vides e ,
- Le degré de saturation S_r

On prendra : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

2.4. Identification des sols.

Pour caractériser un sol, il faut déterminer les paramètres de nature et les paramètres d'état. Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, teneur en matières organiques,...).

Les paramètres d'état sont fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau, indice des vides, porosité, Equivalent de sable,...).

2.4.1. Caractéristiques dimensionnelles.

Supposons un sol dont les grains solides ont des dimensions peu différentes les unes des autres (sol dit à granulométrie uniforme). Suivant la taille des grains on définit les catégories de sols suivantes :

- Le **sol grenu**, ou **pulvérulent**, issu de la désagrégation des roches ; le diamètre des grains, de forme arrondie, est généralement **supérieur à 20 μm** .
- Le **sol fin**, ou **cohérent**, issu de l'altération des roches ; les particules, de forme aplatie (feuilles ou paillettes) ont une taille généralement **inférieure à 20 μm** .

Une classification plus fine, en fonction de la dimension des grains constitutifs du sol, conduit au tableau suivant :

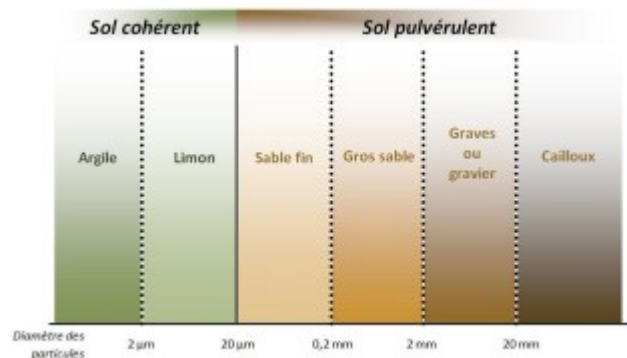


Figure. 2.3. Classification du sol.

Un sol quelconque est en général constitué d'une fraction grenue et une fraction fine. C'est l'importance du pourcentage des fines qui définit le type de comportement du sol.

2.5. Caractéristiques granulométriques d'un sol.

La détermination de la distribution de la taille des particules, est appelée **analyse granulométrique** d'un sol, le but de cette analyse est d'étudier la dimension (diamètre) des grains et leur distribution et de différencier les sols entre eux, roche, gravier, limon argile.....etc.

La détermination de la répartition en poids des grains s'effectue :

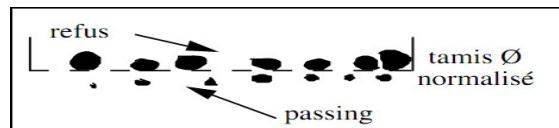
- Par tamisage, pour les particules dont le diamètre moyen est supérieur à 80 µ;
- Par sédimentation, pour les particules dont le diamètre moyen est inférieur à 80 µ.

2.5.1. Le tamisage.

Pour les sols grenus on utilise une série de **passoires** (trous circulaires) et de **tamis** (mailles carrées) .

- Les diamètres sont normalisés, les trous des passoires ont un diamètre variant de 100 à 6.3 mm. L'ouverture intérieure des mailles des tamis varie de 12.5mm à 40µm.
- Par définition le diamètre d'une particule est = à l'ouverture intérieure des mailles de plus petit tamis la laissant passer.
- Quant on se sert de passoires ; il faut connaître les dimensions des tamis équivalent D (étant le diamètre des trous de la passoire), l'ouverture intérieure des mailles du tamis équivalent =à D/1,25 . On utilise, par exemple, indifféremment un tamis de 10 mm ou une passoire de 12,5 mm.
- On commence toujours par passer l'échantillon dans une étuve à 105°C jusqu'à poids constant de façon à déterminer le poids de l'échantillon sec. On procède

ensuite au tamisage proprement dit, soit à sec, soit sous l'eau, à l'aide d'une colonne de tamis soumise à des vibrations. La quantité de matériau retenue sur le tamis est appelée **refus**, celle qui passe au travers du tamis est appelée **tamisât (passing)**.



- Le tamisage à sec n'est précis que pour les matériaux non cohérents comme les sables ou les graviers. sous eau pour les matériaux cohérents (sol limoneux ou argileux).

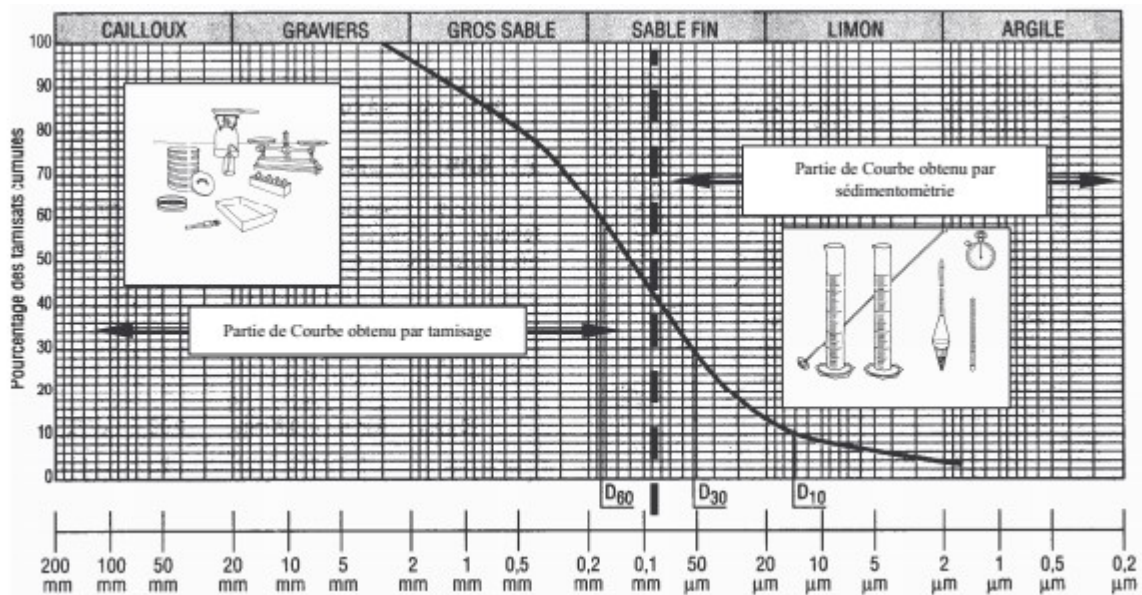
2.5.2. Sédimentation.

Lorsque la dimension des particules est inférieure à 80 µm le tamisage n'est plus possible, et les forces interparticulaire (force de cohésion) sont trop importantes, et les grains tendent à s'agglomérer. On a alors recours à la sédimentométrie. Cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse limite de chute d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule :

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$$

2.5.3. Courbe granulométrique.

La façon la plus courante de représenter les résultats des essais de tamisage et de sédimentométrie consiste à tracer une courbe granulométrique. Elle représente le poids des tamisâts cumulés (échelle arithmétique) en fonction du diamètre ou du diamètre équivalent, D, des particules solides (échelle logarithmique). La courbe granulométrique donne le pourcentage en poids des particules de taille inférieure ou égale à un diamètre donné (pourcentage du poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié). Les coordonnées semi-logarithmique permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols.



2.5.3.1. Coefficient d'uniformité d'une courbe granulométrique.

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un **coefficient d'uniformité** ou coefficient de Hazen :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_y : dimension du tamis correspondant à Y % de passants.

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

D10 est appelé **diamètre efficace**.

- Si $C_u > 2$, la granulométrie est dite étalée (développée),
- Si $C_u < 2$ la granulométrie est dite uniforme (ou serrée).

Plus la granulométrie est serrée plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée.

2.5.3.2. Coefficient de courbure d'une courbe granulométrique.

On définit aussi le **coefficient de courbure** :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

Remarque : un sol est bien gradué si C_c est compris entre 1 et 3.

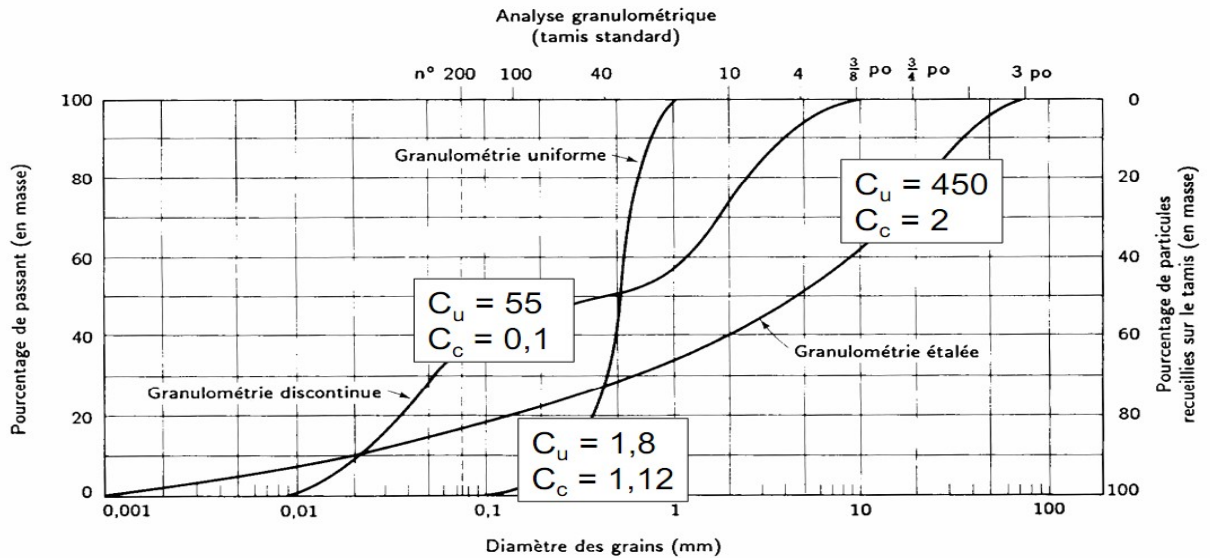


Figure.2.4. Exemples de quelques courbes granulométriques.

2.6. Essais d'identification propres aux sols grenus.

2.6.1. Essai d'équivalent de sable. (NF P 18-598).

L'essai d'équivalent de sable, désigné par le symbole E.S., a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins contenus dans le sol .

Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. En particulier la présence de particules argileuses dans le sable d'un mortier ou béton, en abaissant l'adhérence « pâte de ciment/granulats », est défavorable à la mise en œuvre et aux performances finales du béton ou mortier (micro-fissuration).

Il est effectué sur les éléments de dimensions inférieures à 5 mm (fraction 0/5 mm du sol).

C'est un essai empirique, simple, rapide et ne nécessitant qu'un appareillage très élémentaire. il permet de contrôler sur place la constance de certaines qualités de matériaux mis en œuvre sur chantier à une cadence rapide. Il est très largement utilisé, en particulier en géotechnique routière.

L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol un lavage énergique de manière à le séparer de ses matières fines.

L'éprouvette contenant le sol et la solution lavante est soumise à 90 cycles de 20cm d'amplitude en 30 secondes. La solution utilisée a, en outre, un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

On laisse la solution se décanter (figure 2.5). Le sable vrai se dépose dans le fond de la burette jusqu'à un niveau h, qui peut être mesuré. Au-dessus(Haut) du sable, se dépose le flocculat gonflé par la solution.

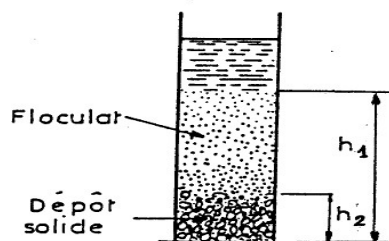


Figure.2.5. Essai d'équivalent de sable.

On peut distinguer un deuxième niveau h_1 qui sépare le liquide contenant le floculat du liquide transparent de solution lavante décanté. On détermine le rapport entre la hauteur du dépôt solide h_2 et la hauteur du niveau supérieur du floculat h_1 .

L'équivalent de sable est par définition :

$$ES = \frac{h_2}{h_1} * 100$$

Nature	Equivalent de sable %
Sable pur et propre	ES= 100
Sol non plastique	ES=40
Sol plastique	ES=20
Argile pure	ES=0

Tableau 2.2. Ordres de grandeur.

2. 6.2. Indice de densité.

Pour donner une idée de l'état de compacité dans lequel se trouve un sol grenu à l'état naturel, on définit l'indice de densité :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{min} : \text{indice des vides dans l'état le plus compact ;} \\ e_{max} : \text{indice des vides dans l'état le moins compact ;} \\ e : \text{indice des vides in situ.} \end{array} \right.$$

e_{max} et e_{min} sont déterminés par des essais de laboratoire.

L'essai consiste à mettre en place le matériau séché dans un moule de volume connu, selon une procédure bien définie (avec une hauteur de chute nulle). On peut ainsi calculer son poids volumique minimal. Une surcharge statique de 10 kPa est ensuite appliquée afin de procéder au compactage de l'échantillon par vibration. On calcule alors son poids volumique maximal.

- Pour un sol lâche $e = e_{\max}$ donc $I_D = 0$.
- Pour un sol serré $e = e_{\min}$ donc $I_D = 1$.

Le tableau suivant précise l'état de compacité des sols pulvérulents en fonction de leur indice de densité.

I_D	Etat de compacité du sol grenu
0-15	Très peu compact
15-35	Peu compact
35-65	Compacité moyenne
65-85	Compact
85-100	Très compact

Tableau 2.3. Ordres de grandeur.

2.7. Essais d'identification propres aux sols fins.

2.7.1. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Ces limites sont mesurées, avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c.à.d. la fraction de sol qui passe au tamis de 0,40 mm, car se sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.

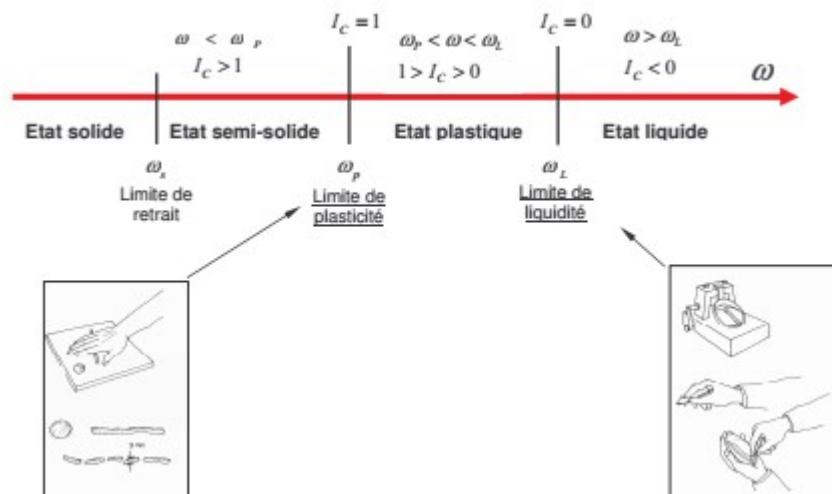


Figure.2.6. Etat de consistance d'un sol.

On peut considérer quatre états caractérisant la consistance des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes :

- **L'état liquide:** Le sol a une consistance très faible. il a l'aspect d'un fluide, il tend à se niveler suivant une surface horizontale. Les particules glissent facilement les unes sur les autres.
- **L'état plastique :** Le sol a une consistance plus importante. il ne tend plus à se niveler. Soumis à de faibles contraintes il se déforme largement sans se rompre. il garde sa déformation après suppression des contraintes. Les particules ont mis en commun leurs couches adsorbées; lorsqu'il y a déformation les particules restent attachées les une aux autres sans s'éloigner.
- **L'état solide (avec retrait) :** Le sol retrouve sa forme initiale après suppression des contraintes (petites déformations élastiques).
- **L'état solide sans retrait;** les particules arrivent au contact en quelques points en chassant l'eau adsorbée; le sol ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue .

pour déterminer ces limites on utilise les limites définies par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande.

On définit :

- La limite de liquidité, notée ω_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique,
- La limite de plasticité, notée ω_p qui sépare l'état plastique de l'état solide,
- La limite de retrait, notée ω_s qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

2.7.1.1. Limite de liquidité ω_L NF P 94-051.

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V (figure 2.7). On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

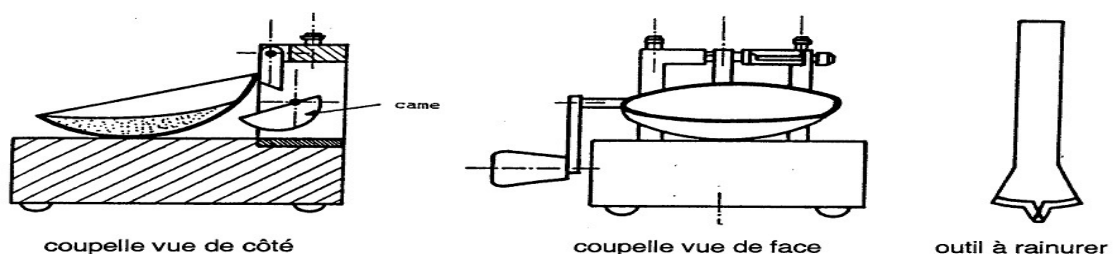


Figure.2.7. Appareillage pour la détermination de la limite de liquidité.

Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

Si on étudie la relation qui lie le nombre de chocs N à la teneur en eau w, on constate que la courbe représentative de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques (échelle arithmétique pour les teneurs en eau, logarithmique pour le nombre de chocs).

Lorsque le nombre de chocs est compris entre 15 et 35. On réalise cinq essais qui doivent s'échelonner régulièrement entre 15 et 35 ou, mieux, entre 20 et 30 chocs. La droite la plus représentative est ensuite tracée à partir des points expérimentaux (figure 2.8).

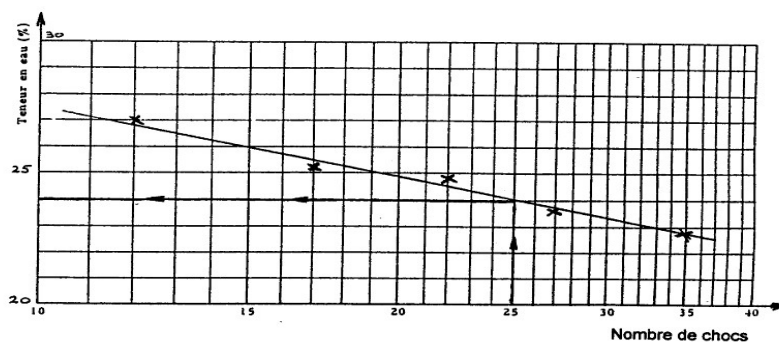


Figure.2.8. Courbe de limite de liquidité.

Pour le même intervalle des valeurs de N, la formule approchée : $w_L = w_N \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$

w_N est la teneur en eau correspondant au nombre de coups N. On fera la moyenne des trois essais.

Pour le calcul de la limite de plasticité, on fera la moyenne des deux essais.

2.7.1.2. Limite de plasticité w_p (norme NF P 94-051).

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement (figure 2.9). La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. il faut donc réaliser des rouleaux de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite.

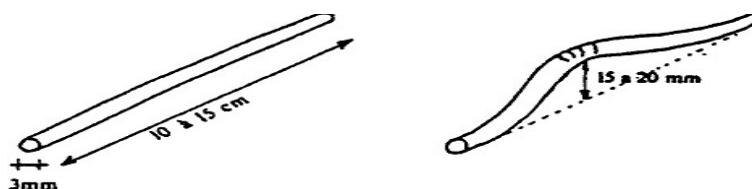


Figure.2.9. Détermination de la limite de plasticité.

Ces deux limites sont d'une importance fondamentale en géotechnique car elles indiquent la sensibilité d'un sol aux modifications de sa teneur en eau.

2.7.1.3. Indice de plasticité I_p Norme NF P 94-051.

L'indice de plasticité, noté I_p , est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols.

Il s'exprime par la relation : $I_p = w_L - w_p$

Indice de plasticité I_p	Etat du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
> 40	Très plastique

Tableau.2.4. Classification de l'argilite suivant l'indice de plasticité.

1.7.1.4. Indice de consistance I_c .

La comparaison de la teneur en eau naturelle ω d'un sol et des limites D'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_P}$$

Indice de consistance I_c	Etat du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

Tableau 2.5. Ordres de grandeur.

2.7.2. Valeur au bleu de méthylène. NF P 94-068.

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

Le résultat VBS s'exprime donc en grammes de bleu pour 100g de sol.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol.

Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

VBS ≤ 0,2	sols sableux (sol insensible à l'eau)
$0,2 < VBS \leq 2,5$	sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)
$2,5 < VBS \leq 6$	sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)
$6 < VBS \leq 8$	sols argileux
$VBS > 8$	sols très argileux

Tableau 2.6. Ordres de grandeur.

Exercice .2.3.

1. Le creusement d'une tranchée de drainage a permis de mettre à jour deux couches d'argile dont les caractéristiques sont les suivantes:

Couche 1 : $\omega_L = 72$ $\omega_p = 35$, teneur en eau $\omega = 65\%$

Couche 2 : $\omega_L = 72$ $\omega_p = 37$, teneur en eau $\omega = 30\%$

- Montrer que les deux argiles ont les mêmes limites d'Atterberg ;
- Calculer les indices de consistance pour les deux sols, qu'en concluez –vous quant à leurs propriétés ?

2. Le remblaiement a nécessité la mise en place d'un poids sec de 49,5kN de ce sol, ayant en place un volume de 3 m³. On donne $\gamma_s = 27$ kN/m³ et $\gamma_w = 10$ kN/m³

Déterminer:

- La quantité d'eau qui serait nécessaire pour saturer les 3 m³ de remblai;
- L'indice des vides, la porosité et la teneur en eau de ce sol à saturation;
- La valeur du poids volumique γ_{sat} du sol à saturation.

3. L'indice des vides vaut au maximum 0,90 et au minimum 0,40.

- Calculer l'indice de densité correspondant ID du matériau. Dans quel état de compacité se trouve ce remblai ?

Réponses :

1 $Ic_1 = 0,2$; $Ic_2 = 1,2$; Etats plastique et solide

2 a) $V_w = 1,17$ m³ ;

b) $e = 0,64$; $\omega = 24\%$;

c) $\gamma_{sat} = 20,40$ kN/m³ ;

3 a) ID = 52% ;

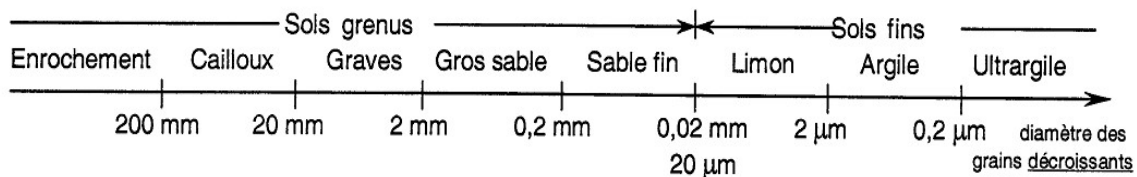
2.8. Classification des sols.

La classification des sols est basée sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg. Elle permet de fournir une définition rapide d'un terrain, mais ne donne qu'une idée globale de son comportement mécanique.

La classification la plus utilisée dans les pays Afrique francophone c'est la classification LCPC . Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification U.S.C.S (The Unified Soil Classification System) mis au point par le « Bureau of reclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis.

2.8.1. Sols à granulométrie uniforme.

Lorsque les dimensions des grains sont peu différentes, on adopte la classification déjà donnée :



- Sols pulvérulent $d_{moy} > 20\mu$ (cailloux , graves, gros sable, sable fin)
- Sols cohérents $d_{moy} < 20\mu$ (limon, argile)

2.8.2. Sols à granulométrie non uniforme.

On distingue trois grands types de sols :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments en poids ont un diamètre $> 80 \mu$,
- Les sols fins : plus de 50% des éléments en poids ont un diamètre $< 80 \mu$;
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.

2.8.3. Sols grenus.

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-après

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % ⇒ on utilise un double symbole
 - pour les graves : Gb-GL Gb-GA Gm-GL Gm-GA
 - pour les sables : Sb-SL Sb-SA Sm-SL Sm-SA

Tableau .2.7. Classification L.C.P.C. des sols grenus.

2.8.4. Sols fins.

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (figure 2.10).

Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales:

- Les limons très plastiques : L_t
- Les limons peu plastiques : L_p
- Les argiles très plastiques : A_t
- Les argiles peu plastiques : A_p

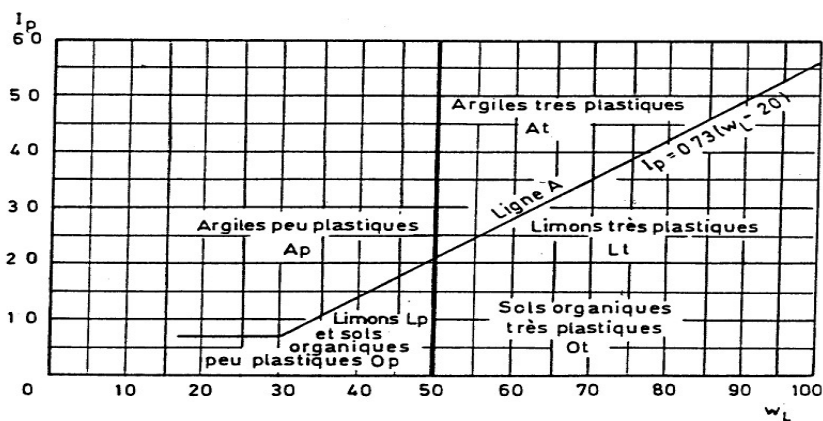
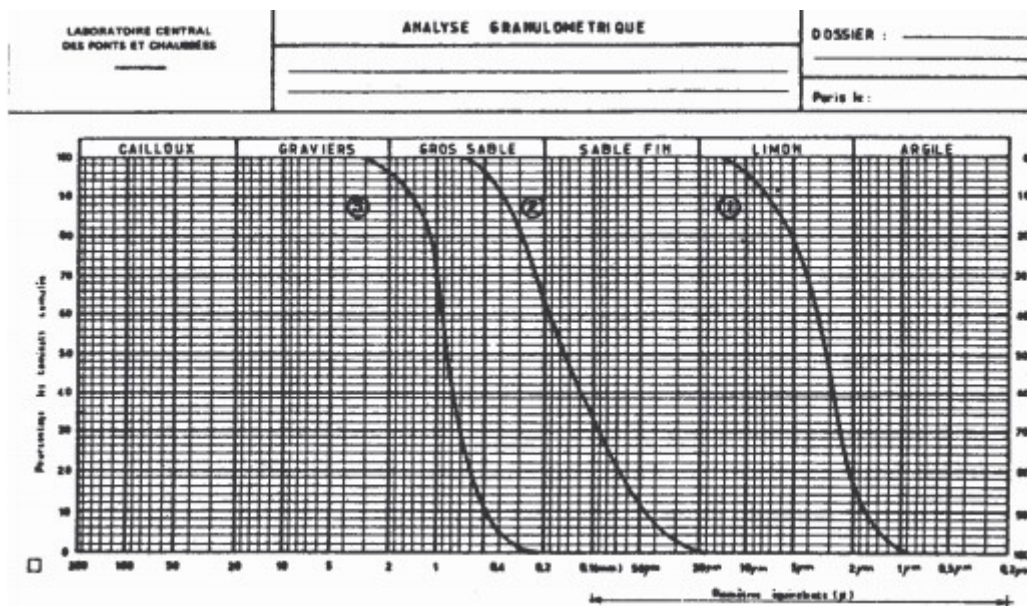


Figure.2.10. Abaque de plasticité de Casagrandé.

Classification L.C.P.C des sols fin.

Exercice .2.4.

Quelle est la classification géotechnique des sols (1), (2) et (3) dont les courbes granulométriques sont indiquées ci-dessous ?



- Réponses
 Sol (1) = A_p
 Sol (2) = S_L
 Sol (3) = S_M

Exercice 2

On pratique une analyse granulométrique sur un échantillon de sol sec. A la fin de l'opération de tamisage, on effectue les opérations de pesées des refus dans chaque passoire.

Les résultats son résumés sur le tableau 1 ci-contre.

1. Compléter le tableau.
2. Tracer la courbe granulométrique du sol en question.
3. Calculer le coefficient d'uniformité e le coefficient de courbure.
4. Classer le sol sous étude.

module	passoire [mm]	refus [g]
1	12,5	0
2	10	14
3	8	9,2
4	5	29,3
5	4	35,2
6	3,15	47,2
7	2,5	63,3
8	2,0	126,8
9	1,6	155,6
10	1,25	167,2
11	1,0	236,0
12	0,8	273,2
13	0,63	240,4
14	0,5	219,2
15	0,4	180,8
16	0,315	120,0
17	0,25	55,2
18	0,2	16,4
19	0,16	5,2
20	0,125	1,2
21	0,1	0,8
22	0,08	0,6
23	fond	3,2

Réponses.

La courbe granulométrique est tracée comme ci-contre. D'où on tire:

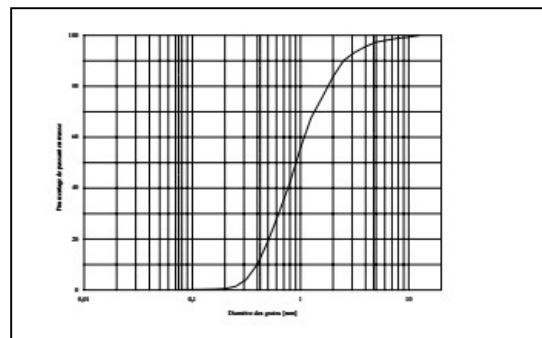
$$d_{10} = 0,4 \text{ mm}$$

$$d_{30} = 0,61 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 1,1 \text{ mm}$$

Ce qui donne

$$C_u = 2,75 \text{ et } C_c = 0,85$$



Il s'agit donc d'un sable propre moyen et grossier noté SP.

Chapitre 3

Le compactage des sols

Le compactage des sols

3.1. Généralités.

Le compactage consiste à la réduction du volume des vides remplis d'air sous une action mécanique (pression, damage, charge vibrante...). Cette réduction du volume des vides entraîne une augmentation de densité apparente sèche (γ_d/γ_w) du sol traité.

La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Réduire la perméabilité des terrains.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

Pour les sols fins, une réserve s'impose, une augmentation de compacité pouvant à des teneurs en eau élevées, entraîner une diminution brusque de la portance et du module de déformation.

Tout sol (humide ou sec) est caractérisé par un poids volumique naturel (total) γ et par une teneur en eau ω , donc, par un poids volumique sec γ_d . calculé au moyen de la formule:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$

3.2. Utilisation des sols compactés.

Les sols compactés sont utilisés :

- Dans les retenues d'eau (barrages en terre, digues, canaux...);
- Comme support de charges mobiles (remblais routiers, de voies ferrées, chaussées, pistes...);
- Comme support de charges fixes (immeubles, ponts sur remblais)...

3.3. Facteurs influençant le compactage.

Le compactage s'effectue sous une action mécanique : damage, roulage, vibration. La capacité du sol à être compacté est fonction de :

- La teneur en eau du matériau;
- L'énergie de compactage;
- La méthode de compactage.

3.3.1. Influence de la teneur en eau sur le compactage : diagramme Proctor.

C'est en 1933 que l'ingénieur américain Proctor mit en évidence l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol grâce à compactage qui porte son nom **Essai Proctor**.

En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon ω et que l'on représente graphiquement la variation de γ_d en fonction ω on obtient une courbe à l'allure d'une cloche, elle passe par un γ_d maximum que l'on appelle optimum Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale.

Ce phénomène s'explique aisément ; Lorsque la teneur en eau est élevée (partie droite de la courbe), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Par contre pour des teneurs en eau raisonnable, l'eau joue un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau (partie gauche de la courbe).

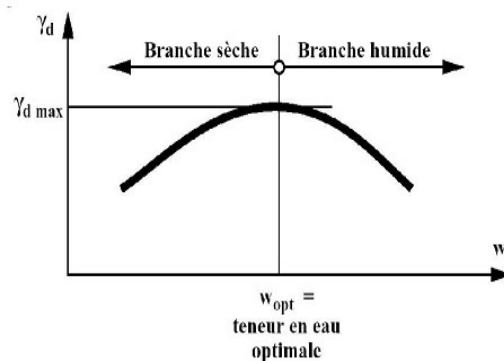


Figure.3.1. Allure d'une courbe de compactage

- Sur le versant (branche) gauche de la courbe, appelé versant sec (le volume des vides est occupé par de l'eau et de l'air, dans ce cas la teneur en eau est raisonnable, l'eau joue un rôle **lubrifiant**.)
- Sur le versant droit, appelé versant mouillé * humide* (l'eau occupe pratiquement tous les vides, la teneur en eau est élevée parce que l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage * aucun tassement possible*).

Pour caractériser le compactage on utilise parfois un indice de compaction ou compacité relative : $CR = \frac{\gamma_d \text{ mesuré}}{\gamma_d \text{ max}}$. Cet indice a une signification proche de l'indice de densité.

3.3.2. Influence de la nature du sol.

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. À l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type sont généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants

(Clay=argile, sand= sable, silty sand = sable limoneux). On voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante.

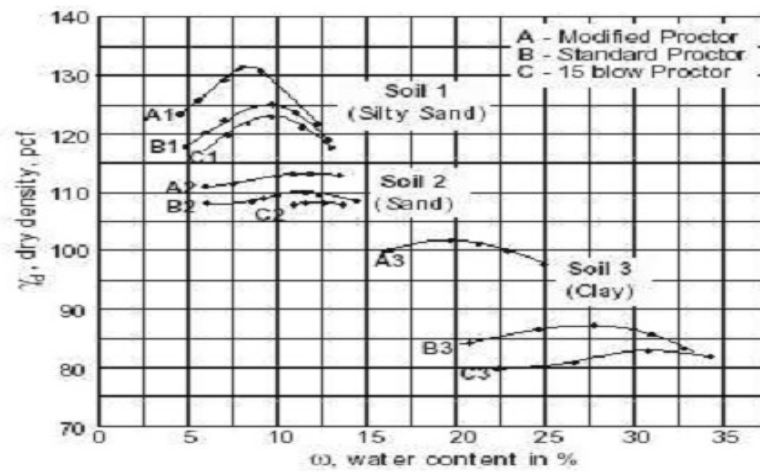


Figure.3.2. Influence de la nature du sol sur le compactage.

3.3.3. Influence de l'énergie de compactage.

En faisant varier l'énergie de compactage (nombre de coups et/ou hauteur de chute), on obtient des nouvelles courbes. Si cette énergie augmente, le poids volumique optimal s'accroît et la teneur en eau optimale diminue, **et les courbes deviennent plus pointues.**

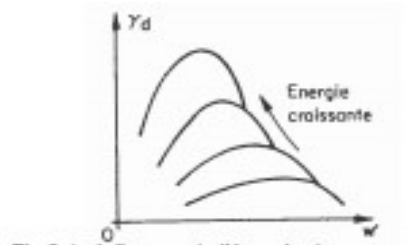


Figure.3.3. Influence de l'énergie de compactage.

3.4. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation.

Les courbes de compactage admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation (iso-saturation) qui est une hyperbole équilatère d'équation :

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w + \omega \gamma_s}$$

Cette courbe correspond en principe à un compactage poussé jusqu'à l'élimination complète de l'air contenu dans le matériau.

On remarque que la partie "humide" des courbes de compactage est asymptote aux courbes isosaturation.

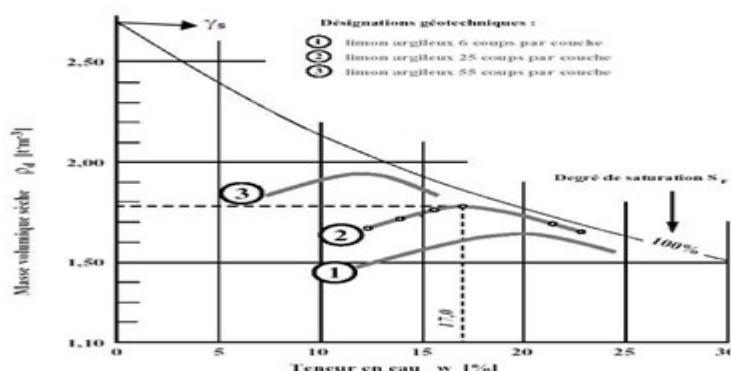


Figure 3.4. Courbe de saturation.

L'expression $\omega_{sat} = f(\gamma_d)$ se détermine comme suit:

Définition de la teneur en eau :

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

À saturation, on a donc:

$$\omega_{sat} = \frac{W_{wsat}}{W_s}$$

$$\omega_{sat} = \frac{V_v \cdot \gamma_w}{W_s} = \frac{V - V_s}{V \cdot \gamma_d} \cdot \gamma_w$$

Je multiplie l'équation par le terme : $\frac{\gamma_s/V}{\gamma_s/V}$

$$\text{On obtient : } \omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_s \cdot \frac{V_s}{V}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_s} \cdot \gamma_w$$

$$\text{Comme : } \gamma_s \cdot \frac{V_s}{V} = \frac{W_s}{V} = \gamma_d$$

$$\text{Donc : } \omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_s} \cdot \gamma_w = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \cdot \gamma_w$$

γ_s et γ_w sont des constantes, ω_{sat} est donc proportionnelle à $1/\gamma_d$, la courbe-enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment γ_s , puisque,

$$\text{Pour } \omega_{sat}=0, \text{ on a } \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) = 0 \text{ donc : } \gamma_d = \gamma_s$$

3.5. Les essais de compactage en laboratoire.

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

L'essai consiste à compacter dans un moule aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonctions de

quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différents teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (ω, γ_d) , donc un point de la courbe de . Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules :

- **Le moule proctor** : 10,2 cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie $>5\text{mm}$, on y compacte environ 3 kg de sol.
- **Le moule C.B.R** (California Bearing Ratio) : 15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. Convient pour des sols contenant des éléments $> 5\text{mm}$. Si le sol contient des éléments $>20\text{mm}$, ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. L'échantillon est ici de 6 kg .

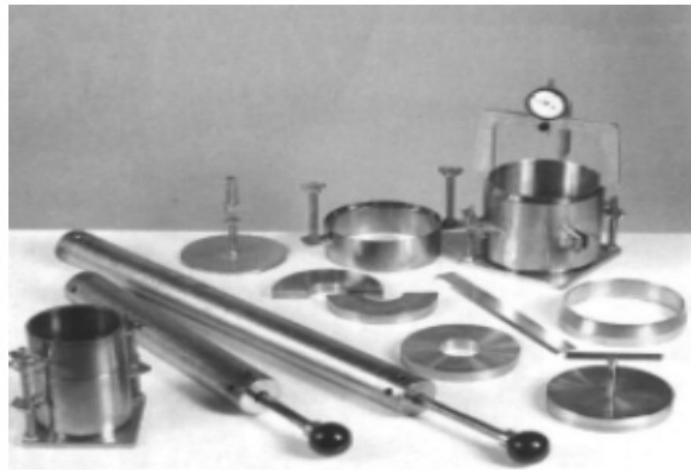


Figure.3.5. Matériel de compactage.

Le tableau ci-dessous précise les conditions de chaque essai.

	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Hauteur de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage Kj/dm^3
Essai Proctor	Normale 2.490	30.50	25(moule Proctor)	3	0.59
			55 (moule CBR)	3	0.53
	Modifie 4.540	45.70	25(moule Proctor)	5	2.71
			55 (moule CBR)	5	2.41

Tableau .3.1. Conditions des essais Proctor normal et Modifié.

3.6. Ordre de grandeur.

Nature du sol	$\gamma_{d\ max}$ en kN/m ³	ω_{opt} en %
Argile	20	20
limon	17	17
Sable de rivière	16	6
Sable limoneux	19	12
Grave naturelle	20	8
Grave reconstituée	22	6

Tableau.3.2. Ordre de grandeur.

3.7. Le matériel de compactage.

Le matériel de compactage sera choisi, suivant les disponibilités, en fonction du type de sol à traiter et en fonction du but recherché. L'intensité du compactage doit bien sur être adaptée aux sollicitations que le sol compacté devra subir en service. Le tableau ci-après met en relation les techniques les plus courantes et les sols auxquels elles sont le plus et le moins adaptées, ainsi que leurs applications.

Equipement	Sols les plus indiqués	Application	Sols les moins indiqués
Rouleau lisse, vibrant ou non	Sables ou graviers bien gradués, concassé, asphalte	Pistes, sous-coffres	Sables à granulométrie uniforme
Rouleau à pneus	Sols grenus (grossiers) contenant un peu de fines.	Sous-coffre de pavement	Sol grossiers à granulométrie uniforme, cailloux
Rouleau à grille	Roche altérée, sols grossiers bien gradués.	Sous-coffre	Argiles, argiles limoneuses, sols à granulométrie uniforme.
Rouleau à pieds de moutons non vibrant.	Sols fins à plus de 20% de fines	Barrages, remblais, sous-coffres	Sols grossiers et caillouteux.
Rouleau à pieds de moutons vibrant.	Idem précédent, + mélanges sables-graviers	Couches de fondation	
Plaque vibrante	Sols grossiers à 4 à 8 % de fines	Petites surfaces	Argiles et limons
Dames, pilons	Tous	Endroits peu accessibles	
Rouleau à impact (modèles légers)	Sols humides à saturés		Sables et graviers secs

Tableau.3.3. Matériel de compactage.

3.8. Exercice d'application.

Dans le but de définir les conditions de compactage d'un sol pour un chantier de remblai routier, Des essais Proctor modifiés réalisés sur un échantillon de ce sol ont fourni les résultats ci-après :

Teneur en eau ω %	6.20	8.10	9.80	11.50	12.30	13.20
Poids volumique des grains (kN/m^3)	16.90	18.70	19.50	20.50	20.40	20.10

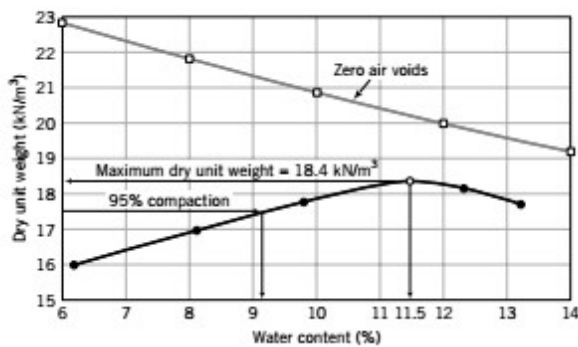
1. Montrer que la courbe de saturation (pour un degré de saturation S_r quelconque) est donnée par la relation :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s \omega}{S_r \gamma_w}}$$

- Porter sur un graphique (γ_d , w) la courbe de compactage du sol ;
- Déterminer les caractéristiques optimum Proctor (γ_{dopt} , w_{opt}) pour ce sol ;
- Calculer le degré de saturation à l'optimum Proctor ;
- Tracer la ligne de saturation à 100% ;
- Le matériau a un poids volumique $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ et un poids volumique sec $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$. Déterminer le volume d'eau à ajouter par mètre cube de matériau pour être à l'optimum Proctor Normal.

Réponses.

2.



La courbe Proctor.

3. $\gamma_d = 18.40 \text{ kN/m}^3$, $\omega_{opt} = 11.50\%$

4. $S_r = 71\%$.

Chapitre 4

Hydraulique des sols

Hydraulique des sols

4.1. Introduction

L'eau joue un rôle fondamental en géotechnique. Beaucoup des accidents surviennent parce que l'eau n'a pas été ou a été mal prise en compte (tassements importants comme dans la ville de Mexico, glissement de terrains suite à des pluies importantes, gonflement, gel).

L'eau peut se présenter dans le sol sous quatre formes :

- **Eau de constitution** : elle rentre dans la composition chimique des minéraux formant les grains du sol.
- **Eau adsorbé** : il s'agit d'une pellicule fine visqueuse mi-solide, qui entoure le grain argileux, une partie de la cohésion du sol argileux est due à cette eau.
- **Eau capillaire** : dans le sol non saturé, l'eau en contact avec l'air interstitielle occupe une partie des vides entre les grains. les forces de tension capillaire dues au contact air-eau ' soudent' les grains entre eau et contribuent à la cohésion capillaire dans les sols pulvérulent, et à la cohésion du sol argileux.
- **Eau libre** : elle remplit tous les vides et constitue une nappe qui, sous l'effet d'un gradient hydraulique, circule librement.

L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne :

1. L'eau libre des sols,
2. Son écoulement en régime permanent,
3. Et en supposant que le sol est complètement saturé.

4.2 Généralités

4.2.1 Capillarité

C'est un phénomène qui découle de la tension superficielle des fluides. Cette tension se développe à l'interface de matériaux différents (Figure 4.1). Elle est la cause des phénomènes de retrait des sols fins. Dans les sols, les ménisques capillaires retiennent les particules liées entre elles, le phénomène est appelé cohésion apparente. La capillarité contribue ainsi à augmenter les forces de contact et améliore la résistance par frottement entre les particules.

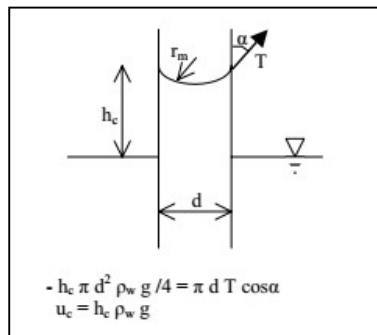


Figure .4.1. Relation entre tension capillaire T et pression capillaire uc.

En géotechnique, on suppose que le diamètre effectif des pores est à près égal à 20 % du diamètre effectif (D10) des grains. La capillarité permet aussi de pratiquer des fouilles et

excavations dans les sables fins et les sols très fins humides (par capillarité), mais l'équilibre qui y règne est très instable.

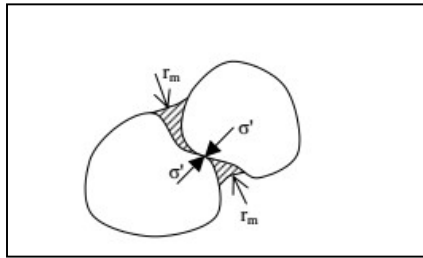


Figure .4.2. Cohésion apparente.

4.2.2 Retrait et gonflement des sols.

Retrait et gonflement ont une grande importance sur les caractéristiques des sols à grains fins. Lorsque les tensions capillaires sont plus fortes que la cohésion ou la résistance à la traction du sol, les fissures dues au retrait apparaissent.

Les endroits fissurés représentent des zones faibles susceptibles de réduire de façon importante la résistance, la stabilité et la capacité portante. Le gonflement est un phénomène complexe. Son importance dépend des minéraux argileux présents, de la texture et de la structure du sol. Dans la pratique, les trois facteurs responsables des dommages dus au gonflement sont : la présence de Montmorillonite, une teneur en eau voisine de la limite de plasticité W_p et la présence d'une source d'eau à proximité.

4.2.3 Action du gel

La formation du gel dans le sol peut avoir des conséquences importantes. Le volume du sol peut augmenter de 10 %. Les lentilles et plaquettes de glaces peut provoquer un soulèvement du sol et endommager ainsi les structures superficielles légères, activation des tassements différentiels, enfin elle peut augmenter la teneur en eau du sol. Les actions antigel peuvent se résumer dans : l'utilisation des membranes imperméables, assainissement et drainage de l'eau, l'ajout d'additifs chimiques, et l'utilisation d'isolants thermiques telles que mousse.

4.3. Élément d'hydraulique des sols.

4.3.1. Hypothèses et définitions fondamentales.

L'étude de l'écoulement de l'eau dans les sols repose sur les trois hypothèses suivantes:

- a) L'eau interstitielle est incompressible ; il en est de même pour les grains solides,
- b) La masse d'eau interstitielle se conserve,

Soit un volume quelconque de sol saturé(V), limité par une surface (S) et traversé par un écoulement (fig.1). Dans un intervalle de temps donné dt , un volume d'eau dV_1 pénètre à l'intérieur de (S) et un volume d'eau dV_2 en sort. Si on suppose que les grains n'ont pas bougé, c'est à dire si (V) est un domaine fixe de l'espace, et en vertu de l'hypothèse 2, le volume d'eau V_w contenu dans (S) reste le même.

Par suite, $dv_1 = dv_2$. Le débit est conservé. C'est la condition de continuité.

Pour expliciter la condition de continuité, considérons un parallélépipède élémentaire de sol, limité par une surface (S), de côtés dx , dy et dz .

Soit $V(V_x, V_y, V_z)$ la vitesse de l'eau au centre M de cet élément de volume (figure 4.3.).

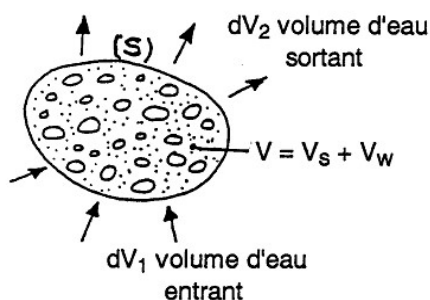
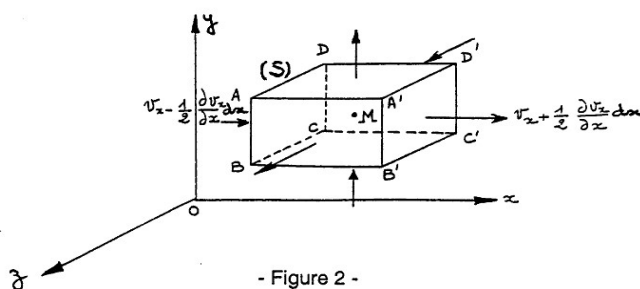


Figure. 4.3. Données de base.

L'eau pénètre par la facette ABCD avec une vitesse $V_x - \frac{1}{2} \frac{\partial V_x}{\partial x} dx$ et sort par la facette A'B'C'D' avec une vitesse $V_x + \frac{1}{2} \frac{\partial V_x}{\partial x} dx$.

Il en est de même pour les autres facettes.



- Figure 2 -

Figure .4.4. Facette élémentaire.

Au total, le volume d'eau entrant dans le parallélépipède pendant l'intervalle de temps dt s'écrit :

$$dV_1 = \left[\left(V_x - \frac{1}{2} \frac{\partial V_x}{\partial X} dx \right) dy dz + \left(V_y - \frac{1}{2} \frac{\partial V_y}{\partial Y} dy \right) dx dz + \left(V_z - \frac{1}{2} \frac{\partial V_z}{\partial Z} dz \right) dx dy \right] dt$$

On a de même pour le volume sortant :

$$dV_2 = \left[\left(V_x + \frac{1}{2} \frac{\partial V_x}{\partial X} dx \right) dy dz + \left(V_y + \frac{1}{2} \frac{\partial V_y}{\partial Y} dy \right) dx dz + \left(V_z + \frac{1}{2} \frac{\partial V_z}{\partial Z} dz \right) dx dy \right] dt$$

La condition de continuité $dv_1=dv_2$ s'écrit donc après simplification :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{soit} \quad \text{div}\vec{V} = 0$$

C'est la loi de conservation en volume

c) Les contraintes totales σ et effectives σ' ainsi que la pression de l'eau (U) restent liées par la relation de TERZAGHI : $\sigma = \sigma' + U$ et $\tau = \tau'$

4.3.2. Propriété de l'eau libre : écoulement linéaire à travers un sol.

Considérons un cylindre de sol de section S (figure 4.5) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N.

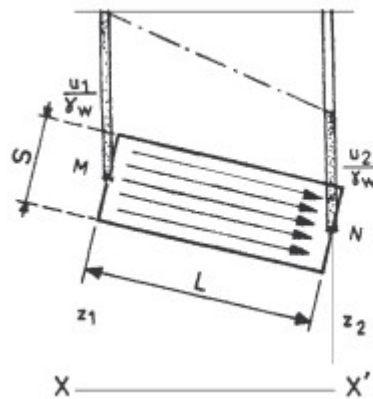


Figure 4.5. Écoulement dans un tube.

U_M : pression interstitielle au point M

V : vitesse de l'eau

Z_M : cote altimétrique du point M

L : distance MN

U_N : pression interstitielle au point N

Z_N : cote altimétrique du point

4.3.3. Vitesse de l'eau dans le sol.

L'eau qui s'écoule dans un sol circule dans les interstices entre les grains qui forment des canaux de tailles variables. Les trajectoires réelles des filets liquides sont assez tortueuses et il n'est pas possible de définir les vitesses réelles de l'eau (figure 4.6-a). Comme on s'intéresse sur tout au mouvement global du fluide on définit des trajectoires fictives et des vitesses moyennes.

Soit q le débit de l'eau s'écoulant dans un tube de sol au travers d'une surface d'aire totale S (grains+vides).

Par définition, la vitesse de décharge de l'eau dans le sol, notée v , est égale au rapport:

$$V = \frac{Q}{S}$$

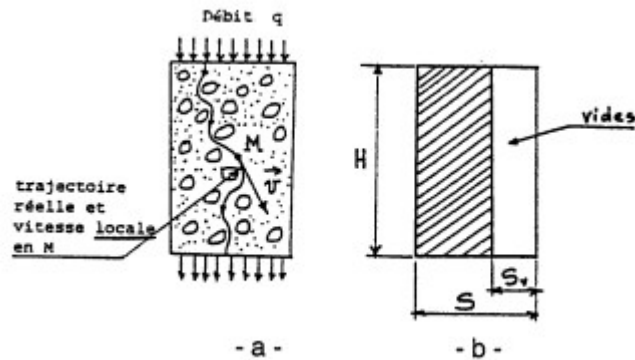


Figure. 4.6 . Définition de vitesse.

En pratique, c'est la vitesse de décharge v (appelée aussi vitesse de percolation) qui est utilisée dans les calculs de débits. C'est une vitesse fictive, apparente.

En considérant que l'eau ne circule que dans les vides, on peut définir la vitesse moyenne réelle, notée v' , définie par :

$$V' = \frac{Q}{S_V}$$

Soit η la porosité du milieu :

$$\eta = \frac{V_V}{V}$$

Pour un cylindre de section S et de hauteur H , on a : $V_V = S_V \cdot H = \eta \cdot S \cdot H$

$$\text{Donc : } S_V = \eta \cdot S.$$

S : aire totale de la section, S_V : aire occupée par les vides.

La vitesse réelle moyenne a donc pour valeur :

$$V' = \frac{V}{\eta}$$

4.3.4. Mouvement de l'eau.

Une molécule suit un trajet appelé « ligne de courant », son vecteur vitesse est tangent à cette ligne. Les lignes de courant s'appuyant sur le contour fermé d'une surface « S » forment un tube de courant. Le débit « Q » en m^3/s , pour une vitesse constante est :

$$Q = v * S$$

4.3.5. Charge hydraulique en un point.

Considérons un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement **permanent**. Soit u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique (h) en un point, est par définition pour les sols: donnée par l'équation de Bernoulli:

$$h_M = \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M + \frac{V^2}{2g}$$

A noter :

U_M : Pression de l'eau (pression interstitielle) ; γ_w poids volumique de l'eau ;
 Z_M : Cote du point considéré par rapport à une surface de référence (altitude), peut être négatif ou positif ;

La charge h_M s'exprime en m.

Dans les sols les vitesses d'écoulement sont si faibles (10 cm/s grand maxi) que l'on peut négliger la quantité $\frac{V^2}{2g}$. La charge hydraulique s'écrit alors :

$$h_M = \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M$$

La charge hydraulique est mesurée en un point donné par l'altitude du niveau atteint par l'eau dans un tube piézométrique placé au point considéré par rapport au plan de référence

4.3.6. Perte de Charge.

Dans le cas de l'écoulement d'un fluide parfait (incompressible et non visqueux) le théorème de Bernoulli indique que la charge le long d'un filet fluide reste constante. **L'eau n'étant pas un fluide parfait**, la présence des particules solides génère des contraintes de cisaillement (liées au gradient de vitesse). Il y a interaction de l'eau avec les grains du sol et, en conséquence, dissipation d'énergie. Le théorème de Bernoulli ne s'applique pas. Il y a perte de charge le long d'un filet fluide.

La variation de charge dh subie par l'eau dans son mouvement de M à N (dans le sens de l'écoulement) est égale à $(h_N - h_M)$. Cette variation est négative.

On appelle perte de charge la quantité $-dh$:

$$-dh = h_M - h_N$$

La pression interstitielle u est mesurée par la hauteur d'eau dans un tube piézométrique (appelé aussi piézomètre) pénétrant dans le sol jusqu'au point considéré.

Soit M le point considéré et A le niveau supérieur de l'eau dans le tube.

La charge hydraulique est la même en A et en M puisqu'il n'y a pas écoulement entre ces deux points.

$$h_M = \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M = h_A = Z_A \Rightarrow \frac{U_M}{\gamma_w} = Z_A - Z_M \Rightarrow U_M = \gamma_w(Z_A - Z_M)$$

La pression interstitielle est proportionnelle à la hauteur d'eau dans le tube piézométrique.

On appelle surface piézométrique le lieu des points correspondant au niveau de l'eau dans les tubes piézométriques. Sa trace dans le plan d'étude est la ligne piézométrique.

La perte de charge entre M et N est égale à $Z_A - Z_B$.

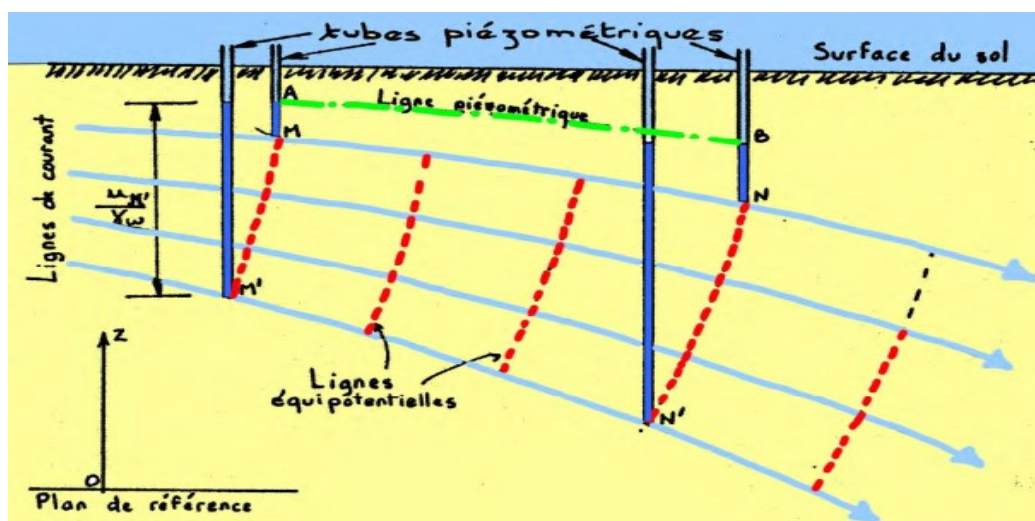


Figure.4.7. Lignes d'écoulements.

La surface libre de l'écoulement est constituée de lignes de courant confondues avec la ligne piézométrique qui leur est associée ($U_M = 0$, quel que soit le point M considéré appartenant à la surface de l'écoulement).

4.3.7. Gradient hydraulique.

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient i est par définition le rapport de la différence de charge h à la longueur L du trajet de l'eau dans le sol (figure 4.8).

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

i est un nombre sans dimension, positif dans le sens du courant.

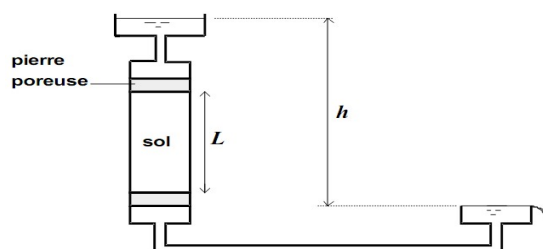


Figure.4.8. Définition du gradient hydraulique.

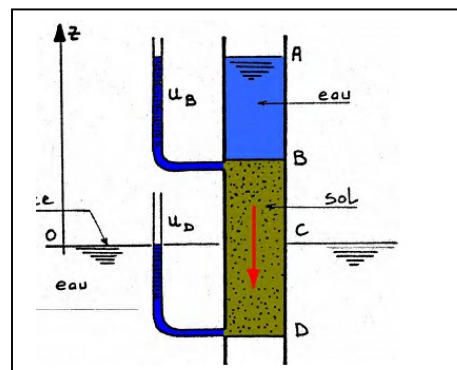
Lorsque dans un écoulement le gradient hydraulique est le même en tout point, l'écoulement est dit uniforme.

Dans un écoulement quelconque, le gradient hydraulique en M est le vecteur i de composantes, $(-\frac{\partial h}{\partial x}, -\frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z})$ où h est la charge en M, l'axe des ordonnées (z) étant orienté vers le haut).

Exercice 4.1. Calcul de gradient hydraulique .

Gradient hydraulique dans un échantillon de sol (entre B et D)
Soit l'échantillon de sol représenté dans la figure

- Charge au point B, $AB=U_B/\gamma_w$, $Z_B=BC$, $h_B = BC + AB = AC$
- Charge au point D, $CD=U_D/\gamma_w$, $Z_D=-CD$, $h_D = -CD + CD = 0$
- Perte de charge, $\Delta h = h_B - h_D = AC$
- Gradient hydraulique, $i = \Delta h/\Delta L = AC/BD$



4.4. Loi de Darcy.

Pour un sol donné, la vitesse de décharge « v » dite aussi vitesse fictive reste proportionnelle au gradient hydraulique « i » selon la loi de **DARCY** :

$$\vec{V} = k \cdot \vec{i}$$

K : étant le coefficient de perméabilité du sol qui varie en fonction de :

- ❖ Comment l'eau circule à travers le sol ;
- ❖ Unités de vitesse ;
- ❖ Varie beaucoup avec la nature du terrain ;
- ❖ Mesurée en laboratoire ou in situ.

Cette relation est la base de tous les calculs de l'hydraulique souterraine. La vitesse de décharge v est par définition le débit par unité d'aire, c.à.d c'est le rapport du débit observé Q à la surface totale s .

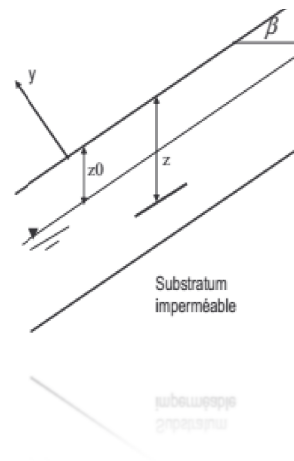
Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	10^{-3} à 10^{-1}	très élevé
Petits graviers, sable	10^{-3} à 10^{-5}	assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	10^{-5} à 10^{-7}	faible
Limon compact, argile silteuse	10^{-7} à 10^{-9}	très faible
Argile franche	10^{-9} à 10^{-12}	pratiquement imperméable

Tableau.4.1. Le coefficient de perméabilité.

Exercice 4.2.

On considère une pente infinie inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale. Le sol, de poids volumique γ est le siège d'un écoulement parallèle à la pente et dont la surface libre est à la profondeur Z_0 . On considère que le poids volumique est le même au-dessous et au-dessus de la nappe.

- Déterminer la contrainte totale s'exerçant au point M (z) sur la facette parallèle à la surface.
- Déterminer la pression interstitielle en M, ainsi que la contrainte effective normale sur la facette parallèle à la surface.
- Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement.



Réponse

- $\sigma_y = \gamma Z \cos^2 \beta$, $\tau_{xx} = \gamma Z \cos \beta \sin \beta$
- $U(M) = (Z - Z_0) \cos^2 \beta \gamma_w$, $\sigma'^{(M)} = [(Z - Z_0) + \gamma Z_0] \cos^2 \beta$
- $i = si$

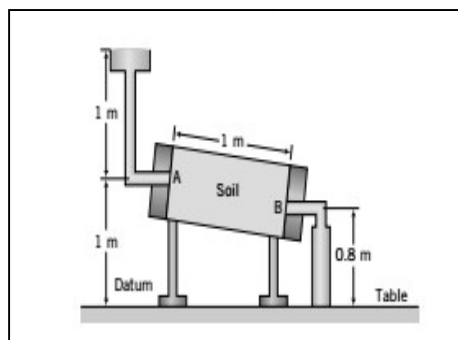
Exercice 4.3.

Un échantillon de sol de 10 cm de diamètre est placé dans un tube de 1 m de longueur. L'écoulement de l'eau dans le sol de A vers B, l'eau en B est recueillie par un réservoir.

La quantité moyenne d'eau recueillie est de 1 cm³ toutes les 10 secondes. Le tube est incliné comme indiqué sur la Figure E6.2.

Déterminer :

- Le gradient hydraulique ;
- Le débit ;
- La vitesse moyenne ;
- Vitesse d'écoulement si $e = 0.6$;
- Le coefficient de perméabilité hydraulique.



Réponses :

- $i = 1.2$;
- $Q = 0.1 \text{ cm}^3/\text{s}$;
- $V = 0.0013 \text{ cm/s}$;
- $V_s = 0.0034 \text{ cm/s}$;
- $K = 10.8 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$.

4.5. La perméabilité des sols.

La perméabilité du sol à l'eau est affectée par la forme des grains, leur grosseur, la structure du sol, sa constitution pétrographique, la porosité ou l'indice des vides, le degré de saturation, le gradient hydraulique, le diamètre effectif des pores qui influence la hauteur d'ascension capillaire, le cheminement des vides à travers le sol, la température et les caractéristiques propres au fluide telles que densité et viscosité.

Dans le cas de massif homogène et isotrope, la perméabilité est la même dans toute les directions. On définit alors un seul paramètre dit coefficient de perméabilité mesurable par différents essais.

4.5.1. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire.

Le principe de la mesure consiste à relier le débit q traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge h sous laquelle se produit l'écoulement. Suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on sera amené à travailler sous charge constante (perméabilités élevées $\Leftrightarrow k > 10^{-5}$ m/s) ou sous charge variable (faibles perméabilités $\Leftrightarrow k < 10^{-5}$ m/s).

Il existe deux essais propres à la mesure du coefficient de perméabilité : perméamètre à charge constante et perméamètre à charge variable. On peut aussi mesurer ce coefficient par essai oedométrique ou triaxial

4.5.1.1. Perméamètre à charge constante.

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, on a, en prenant le plan de référence au niveau de sortie de l'eau (figure 4.9) :

- En A: $h_A = \frac{U_A}{\gamma_w} + Z_A = H - L = h$
- En B: $h_B = \frac{U_B}{\gamma_w} + Z_B = 0$
- La perte de charge entre A et B : $h_A - h_B = h$
- Gradient hydraulique : $i = h/L$

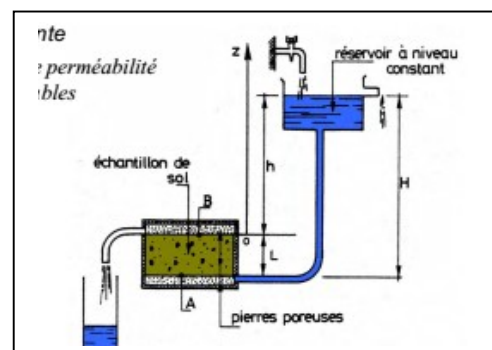


Figure.4.9. Perméamètre à charge constante

- Le débit traversant l'échantillon : $q = V * S = K \frac{h}{L} S$
- D'où :
$$K = \frac{L}{h} \frac{q}{S}$$

Avec : $q = \frac{Q}{t}$ et S section de l'échantillon.

Q : volume d'eau recueilli pendant le temps t en seconde. L'écoulement dans l'échantillon est uniforme.

La valeur du coefficient de perméabilité K dépend de nombreux facteurs. On peut citer notamment :

- La granulométrie ;
- La forme des grains,
- L'enchevêtrement des grains et la compacité du milieu.

où [Q] = m³, [S] = m², [h] = m et [k] = m/s

4.5.1.2. Perméamètre à charge variable.

Dans le cas des faibles perméabilités, l'essai à charge constante serait trop long, les débits étant très faibles. On procède alors à charge variable : l'eau provient d'un tube de faible diamètre (section S) relié à l'échantillon. Au fur et à mesure que l'écoulement se produit, le niveau de l'eau dans le tube baisse (charge variable). On mesure le temps t nécessaire que l'eau descende du niveau h₁ au niveau h₂ (figure 4.10).

- En A: $h_A = \frac{U_A}{\gamma_w} + Z_A = H + 0$
- En B: $h_B = \frac{U_B}{\gamma_w} + Z_B = 0 + L$
- La perte de charge entre A et B : $h_A - h_B = H - L = h$
- Gradient hydraulique : $i = h/L$
- Le débit traversant l'échantillon : $q = V * S = K \frac{h}{L} S$
- D'où :
$$K = \frac{s}{S} \frac{L}{t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

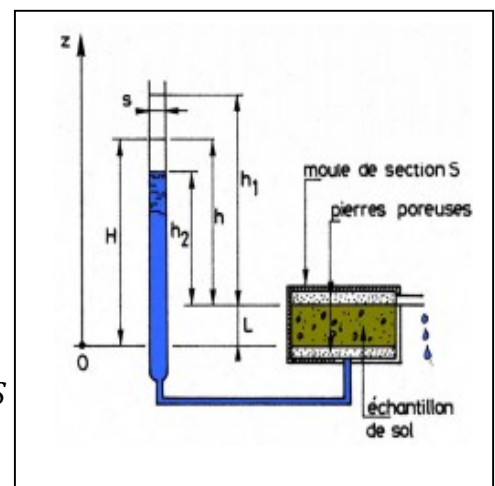


Figure.4.10. Perméamètre à charge variable

4.5.2. Perméabilité des terrains stratifiés (plusieurs couches).

Lorsque le terrain est composé de plusieurs couches de perméabilités différentes, il est possible de calculer un coefficient de perméabilité équivalente pour un massif fictif supposé homogène. Mais il faut distinguer le cas d'un écoulement horizontal d'un écoulement vertical.

Soit un terrain stratifié d'épaisseur H constitué de n couches horizontales d'épaisseur H_i et de perméabilité k_i. On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit.

a) Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (figure 4.11)

Soit k_h le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En exprimant que :

- La perte de charge est la 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 :

$$k_h = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} k_i \cdot H_i$$

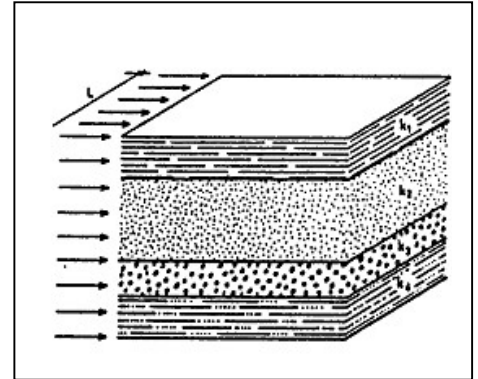


Figure.4.11. Écoulement parallèle

b) Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (figure 4.12)

Soit k_v le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

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 :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i}$$

Ou encore

$$k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i}}$$

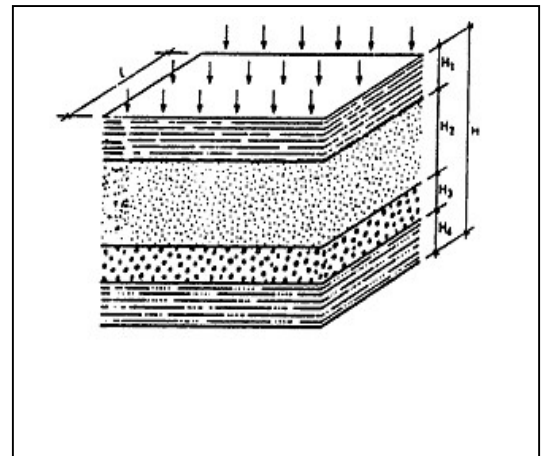


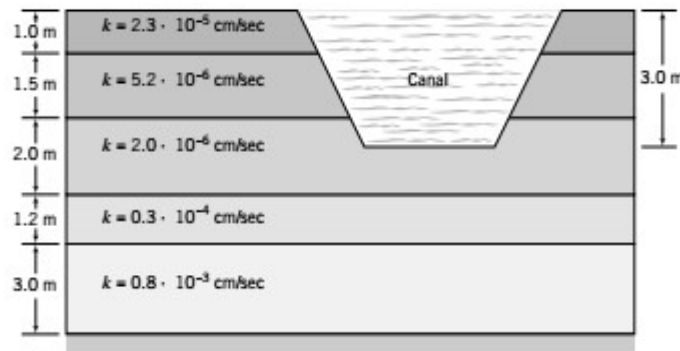
Figure.4.12. Écoulement perpendiculaire au plan de stratification.

Exercice 4.4.

Un tube est placé dans un sol stratifié illustrée dans la figure ci-après. En supposant que l'écoulement se fasse latéralement et verticalement à travers les couches et verticalement au-dessous.

Déterminer :

- c) Les coefficients de perméabilité hydraulique équivalente dans les directions horizontales et verticales.
- d) Les coefficients de perméabilités hydrauliques verticales et horizontales pour chaque couche sont supposés être le même. Calculer le rapport de coefficients de perméabilité hydraulique équivalente horizontale et verticale, pour l'écoulement à travers les cotés de tube.



Réponses :

- a) $K_{h(eq)} = 3 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$;
 $K_{v(eq)} = 0.61 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$;
- b) $\frac{K_{h(eq)}}{K_{v(eq)}} = 4.9$.

4.6. Principe de la contrainte effective.

Les différentes phases qui forment un sol saturé ou non ne sont pas régies par les mêmes lois. L'étude des phases gazeuse ou liquide relève de la mécanique des fluides ou de l'hydraulique. Pour l'étude de résistance et de déformation de la phase solide, nous utilisons la pression effective c.à.d la pression réellement appliquée sur le squelette solide. On considère ainsi que le comportement mécanique du sol ne dépend que des contraintes effectives.

Cette notion fut introduite par Terzaghi et est connue sous le nom de postulat de Terzaghi ou principe des contraintes effectives qui est un principe très important en géotechnique.

4.6.1. Loi de Terzaghi.

Dans le cas de sols à deux phases solide-gaz ou solide-liquide, on définit la contrainte effective par :

$$\sigma = \sigma' + u \text{ et } \tau = \tau'$$

où : σ (respectivement τ) est la contrainte totale normale (respectivement tangentielle).
 σ' (respectivement τ') est la contrainte effective normale (respectivement tangentielle).
 u est la pression interstitielle du fluide. σ' ne peut être mesurée mais seulement calculée.

4.6.2. Loi de Skempton.

Elle analyse les forces de contact entre deux grains solides (Figure 4.13)
d'où :

$$P = P' + (A - A_c) u$$

$$\sigma = \sigma' + (1 - a) u, \quad a = A_c / A$$

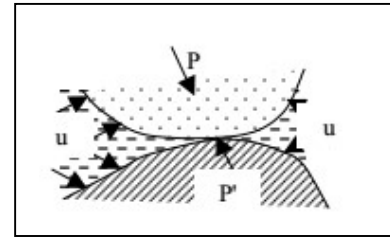


Figure. 4.13. Eléments de Skempton

On remarque de cette formule que la loi de Terzaghi est le cas limite de la loi de Skempton.

4.6.3. Loi de Bishop.

Dans le cas de sol à trois phases solide, liquide et gaz, la formule de Bishop est la plus valable:

$$\sigma = \sigma' + u_a - x (u_a - u_w)$$

Dans laquelle : u_a (u_w) représente la pression du gaz (respectivement du liquide).

x : coefficient empirique qui dépend du degré de saturation :

- x est nul pour les sols secs et est égal à l'unité pour les sols saturés.
- Entre ces deux extrémités x est déterminé par expérimentation.

4.7. Effet Renard (ou des sables bouillant).

Lorsqu'il y a écoulement ascendant, il y a diminution graduelle des forces gravitationnelles. A l'état critique de ce phénomène, le sol entre dans un état de bouillonnement dans lequel la contrainte effective est égale à zéro. Le gradient hydraulique associé à l'apparition de ce phénomène est dit gradient hydraulique critique i_c . Il est défini par :

$$i_c = \frac{\rho'}{\rho_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Avec :

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}$$

ρ_s étant la masse volumique des grains solides, il vient :

$$i_c = \frac{1}{1 + e} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$$

Table des figures

Chapitre 1		Page
Figure 1.1	Profil de sol	5
Chapitre 2		
Figure 2.1	Différentes phases d'un sol	6
Figure 2.2	Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases.	7
Figure 2.3	Classification du sol	12
Figure 2.4	Exemples de quelques courbes granulométrique	15
Figure 2.5	Essai d'équivalent de sable.	16
Figure 2.6	Etat de consistance d'un sol.	17
Figure 2.7	Appareillage pour la détermination de la limite de liquidité	18
Figure.2.8	Courbe de limite de liquidité	19
Figure.2.9	Détermination de la limite de plasticité	19
Figure.2.10	Abaque de plasticité de Casagrandé	24
Chapitre 3		
Figure 3.1	Allure d'une courbe de compactage	27
Figure 3.2	Influence de la nature du sol sur le compactage	28
Figure 3.3	Influence de l'énergie de compactage	28
Figure 3.4	Courbe de saturation	29
Figure 3.5	Matériel de compactage	30
Chapitre 4		
Figure 4.1	Relation entre tension capillaire T et pression capillaire u_c	33
Figure 4.2	Cohésion apparente	34
Figure 4.3	Données de base	35
Figure 4.4	Facette élémentaire	35
Figure 4.5	Écoulement dans un tube	36
Figure 4.6	Définition de vitesse	37
Figure 4.7	Lignes d'écoulements	39
Figure 4.8	Définition du gradient hydraulique.	39
Figure 4.9	Perméamètre à charge constante	42
Figure 4.10	Perméamètre à charge variable	43
Figure 4.11	Écoulement parallèle	44
Figure 4.12	Écoulement perpendiculaire au plan de stratification	44
Figure 4.13	Eléments de Skempton	46

Table des Tableaux

Chapitre 1		Page
Tableau 1.1	La mécanique des sols à travers ses grandes théories.	1
Chapitre 2		
Tableau 2.1	Relation entre les paramètres	10
Tableau 2.2	Ordres de grandeur	16
Tableau 2.3	Ordres de grandeur	17
Tableau 2.4	Classification de l'argilite suivant l'indice de plasticité	20
Tableau 2.5	Ordres de grandeur	20
Tableau 2.6	Ordres de grandeur	21
Tableau 2.7	Classification L.C.P.C. des sols grenus	23
Chapitre 3		
Tableau 3.1	Conditions des essais Proctor normal et Modifié	29
Tableau 3.2	Ordre de grandeur	30
Tableau 3.3	Matériel de compactage	30
Chapitre 4		
Tableau 4.1	Le coefficient de perméabilité.	40

Notations Principales

Alphabet minuscule

c	Compacité, cohésion
d'	densité déjaugée
d _d	densité sèche
d _h	densité humide
d _s	densité de la phase solide
e	Indice des vides, vecteur unitaire
e _{max}	Indice des vides dans l'état le plus lâche
e _{min}	Indice des vides dans l'état le plus dense
v	Force de volume
g	Accélération terrestre, fonction
h	Hauteur, charge hydraulique, épaisseur
c	Ascension capillaire
i	Gradient hydraulique
k	Coefficient de perméabilité, vecteur unitaire
x, k _y	Coefficients de perméabilité suivant x et y
M _s	Masse de la phase solide
m _t	Masse totale
v	Coefficient de changement de volume
n	Porosité, paramètre, nombre de carreaux, vecteur unitaire normal
n _i	Composante de vecteur unitaire normal
p _s	Poids de la phase solide
p _t	Poids totale
p _w	Poids de l'eau
q	Débit, charge répartie
σ _m	contrainte moyenne
t	Temps, vecteur contrainte
t _i	Composante de vecteur contrainte
u	Pression interstitielle, vecteur ou composante déplacement
u _a	Pression de l'air
u _c	Pression capillaire
v	Vitesse, vitesse de décharge, composante de déplacement
v _s	Volume de la phase solide
v _t	Volume total
v _v	Volume des vides
v _w	Volume de l'eau
w	Masse, composante de déplacement
z	Altitude, profondeur

Alphabet majuscule

A	Activité, aire d'une section, paramètre de la pression interstitielle
F	Force de volume
F _i	Composante de force de volume
H	Hauteur, épaisseur
H _{dr}	Longueur de drainage
I _c I	ndice de consistance
I _d	Indice de densité
I _L	Indice de liquidité
I _p	Indice de plasticité
L	Dimension
M	Masse
M _t	Masse totale
P	pression, force totale de contacte, force concentrée

Mme Boutahir Bencheikh M

Q	Débit
S_r	Degré de saturation
V	Vitesse moyenne, volume
V_0	Volume initial
V_s	Volume de la phase solide
V_t	Volume total
W	Teneur en eau, poids propre
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
W_R	Limite de retrait
W_{op}	Teneur en eau optimale
Z	Profondeur

Symbole minuscule

γ'	Poids volumique déjaugé
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_s	Poids volumique des grains solides
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé
γ_w	Poids volumique de l'eau
ρ	Masse volumique, distance radiale
ρ'	Masse volumique déjaugée
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_h	Masse volumique humide
ρ_s	Masse volumique des grains solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau
σ	Contrainte normale, contrainte normale totale, tenseur de contrainte

Références Bibliographiques

- Budhu M., *Soil mechanics & foundations*, Wiley
- Braja M. D.: *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*. CRC Press LLC 1999.
- Braja M. D.: *Advanced soil mechanics*, CRC Press Taylor & Francis Group, 2014.
- Claude Plumelle, *théorie et pratique de la géotechnique* , édition le Moniteur, 2013.
- Claude Plumelle, *théorie et pratique de la géotechnique* , exercices et applications de la mécanique des sols, édition le Moniteur, 2013.
- Muni Budhu. : *Soil mechanics and foundations*, édition JOHN WILEY & SONS, INC.
- Costet, J. & Sanglerat, G. : *Cours pratique de mécanique des sols*, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- Habib, P. : *Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches*. Ellipses 1997.
- Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.*
- Robert D.H., William D.K., *Introduction à la géotechnique*
- Schlosser F., *Exercices de mécanique des sols*, Presse de l'E.N.P.C.

*N*etographique

<http://irc.cnr.gc.ca/cbd/cbd221f.html>

www.cours-génie-civil.com.

http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm