

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Ahmed ZABANA de Relizane

Institut des Sciences et Technologie

Département de Génie Civil



Polycopié

MECANIQUE DES SOLS

Elaboré par :

Mr. CHEMMAM Mohammed

(Docteur en Génie Civil- Option Géotechnique, CUR)

Année universitaire 2018-2019

Sommaire

Avant- Propos

Chapitre 1. Introduction à la mécanique des sols

1. Origine et Formation.....	1
2. Les éléments constitutifs d'un sol.....	1
3. Définition et caractères principaux des sols	3

Chapitre 2. Identification des sols

1. Classification des sols	5
2. Propriétés caractéristiques des sols	7
3. classification des sols.....	13
4. Exercices	14



Chapitre 3. Le compactage des sols

1. Généralités	17
2. Facteurs d'influence.....	17
3. Essais de compactage au laboratoire & compactage in situ.....	20
4. Exercices	23

Chapitre 4. L'eau dans le sol

1. Généralités	24
2. Perméabilité du sol.....	27
3. Cas des écoulements à deux dimensions en milieu homogène et isotrope.....	28
4. Essai de pompage en régime permanent.....	30
5. Exercices	30
Références bibliographiques	32

LISTE DES FIGURES

Fig.1. Différents états de l'eau dans les sols.....	2
Fig. 2.1 Différentes structures d'argiles d'après Terzaghi (d'après Fondations et ouvrages en terre	6
Fig. 2.2 Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases..	7
Fig. 2.3 Courbes granulométriques de six sols différents.....	10
Fig. 2.4 Interprétation des coefficients C_U et C_C	11
Fig. 2.5 : Etats de consistance d'un sol.....	11
Fig. 2.6 Diagramme de Casa grande pour la classification des sols fins.....	13
Fig. 3.1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.....	18
Fig. 3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor.....	18
Fig. 3.3 : Orientation des floccules selon le compactage	19
Fig. 3.4 : Influence de l'énergie de compactage.....	19
Fig 3.5. courbe de saturation	19
Fig. 3.6 Essai Proctor	20
Fig. 3.7 : Etude Proctor-CBR d'un sol	22
Fig. 4.1 écoulement dans un tube.....	25
Fig. 4.2. Cas d'une nappe avec écoulement	26
Fig. 4.3. Ecoulement de l'eau I travers l'échantillon.....	27
Fig. 4.5 Ecoulement plan sous un barrage \Leftrightarrow Ecoulement bidimensionnel	28
Fig. 4.6 Ligne de courant et équipotentielle d'un Ecoulement bidimensionnel.....	28
Fig. 4.7 Réseau d'écoulement bidimensionnel sous un rideau de palplanche.....	29
Fig. 4.8 Essai de pompage	30



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Définition des classes de dimensions en granulométrie	6
Tableau 2.2 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols	08
Tableau 2.3 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1957), Hansbo (1975)).....	09
Tableau 2.4 Classification des sols grenus.....	14

Avant-propos

L'étude des sols est un point – clé des projets de construction. Les travaux associés présentent un coût important, et les risques engendrés en cas de problèmes peuvent être conséquents.

La mécanique des sols est une science complexe nécessitant de bonnes connaissances théoriques et pratiques. La diversité des situations, des phénomènes, et la variabilité des paramètres peuvent effrayer l'étudiant. L'acquisition de méthodes de raisonnement dans la résolution d'exercices appliqués confèrera une efficacité et une adaptabilité face aux problématiques rencontrées.

Ce polycopié est adressé aux étudiants de plusieurs spécialités telles que licence en 2^{ème} année génie civil, et les travaux publics, et se propose de présenter à travers quatre chapitres.

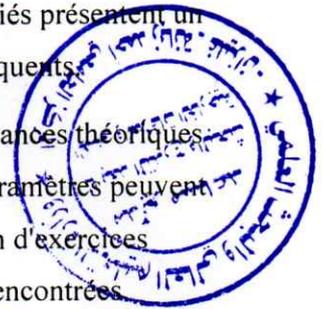
A chaque début de chapitre, des rappels de cours permettront d'avoir une synthèse des différentes méthodologies, des notations et des conventions utilisées. Ces rappels se limitent à l'essentiel et il est conseillé de se munir de ses cours et éventuellement d'un ouvrage de référence adapté au niveau d'étude.

Les résolutions omettent volontairement des cas particuliers et certaines étapes normatives parfois lourdes afin de se focaliser sur la démarche et les méthodes de calcul.

Le chapitre Identification des sols est essentiel pour définir les caractéristiques de base d'un sol. Les exercices visent à familiariser l'étudiant avec ces nombreux paramètres, et à comprendre leurs intérêts dans des applications concrètes.

Le chapitre suivant définit la Théorie de compactage, Essais de compactage en laboratoire (Essais Proctor normal et modifié), Matériels et procédés spéciaux de compactage in-situ, Prescriptions et contrôle de compactage.

Et le dernier Chapitre donne un aperçu sur l'écoulement d'eau dans les sols : vitesse, gradient, débit, loi de Darcy, perméabilité, Mesure de la perméabilité au laboratoire et in-situ, Principe de la contrainte effective, Etude des réseaux d'écoulement.



CHAPITRE 1 INTRODUCTION À LA MÉCANIQUE DES SOLS

1. ORIGINE ET FORMATION

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).

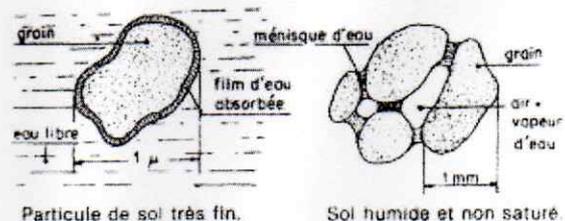
c) La mécanique des sols ou géotechnique

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

2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL

Un échantillon de sol est constitué de trois phases :

- une phase gazeuse,
- une phase liquide,
- une phase solide



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. La phase liquide

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

- **L'eau de constitution** qui rentre dans la composition chimique des feuilletts.
- **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 ($< 300^\circ\text{C}$)
- **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 .

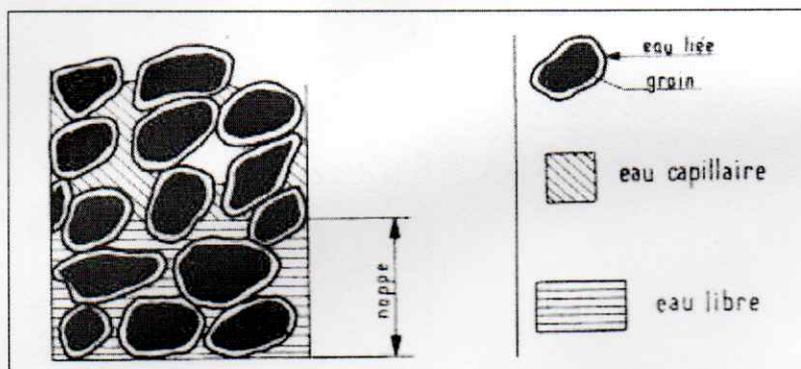


Figure1. Différents états de l'eau dans les sols

2.3. La phase solide

On a vu que les sols 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 2μ .

Les sols de dimension inférieurs à 2μ 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.

3. DÉFINITION ET CARACTÈRES PRINCIPAUX DES SOLS

Les grains d'un sol ne sont pas liés par un ciment comme c'est le cas du béton, mais ils peuvent être soumis à des forces d'attraction intergranulaires diverses : des forces électriques, des forces de Van der Waals,... Ces forces sont en général faibles et diminuent rapidement lorsque la distance entre les grains augmente. Elles n'influencent que le comportement des sols à dimensions très faibles. Dans ce cas le sol est doté d'une *cohésion*.

Cette constatation va amener le géotechnicien à définir deux grandes familles de sol :

Les sols grenus qui sont de dimension supérieure à 20 μ (0,02 mm).

Les sols fins de dimensions inférieures à 20 μ .

3.1. Les sols grenus

Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont en général *pulvérulents*. Ils sont surtout définis granulométriquement

On distingue principalement deux sous-familles :

Sables	50% des grains au moins sont compris entre 0,02 et 2 mm
Graviers	50% des grains au moins sont compris entre 2 et 20 mm

A noter : Les dimensions extrêmes varient légèrement suivant le système de classement.

On peut ajouter pour préciser ces sols, d'autres caractères :

Nature minéralogique (composition chimique même de la roche mère), Forme des grains (liée à la genèse de l'altération mécanique), Gisement et tri (ségrégation ou non).

3.2. Les limons (ou Silts)

La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre 2 et 20 μ (définition purement descriptive).

Ils sont en grande partie formés de quartz.

On distingue suivant leurs origines :

Les limons éluviaux formés par altération sur place d'un substratum favorables (à l'altération),

Les limons de ruissellement et d'inondation qui se présentent en strates.

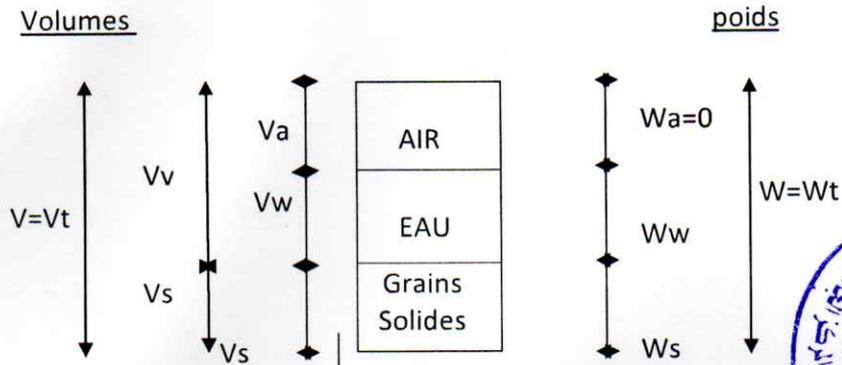
3.3. Les argiles

On peut les définir granulométriquement comme une roche dont les grains sont compris entre 2 et 0,2 μ .

C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. On la dit *plastique*.

La plasticité d'un matériau est caractérisée par le fait qu'il peut être déformé d'une façon permanente, à volume constant, sans perdre sa cohésion interne.

Les notations suivantes sont utilisées :



V_a : Volume de l'air - V_w : Volume d'eau - V_s : Volume des grains solides - $V_v = (V_a + V_w)$: Volume des vides - V_t : Volume total du sol.

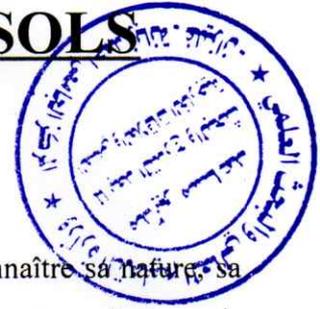
W_w : poids de l'eau - W_s : poids des grains solides - $W_t = W_w + W_s$ (poids total).

Exemple : gravier 30%, sable 25%, silt 37% et argile 8%.

On recalcule les pourcentages avec sable : $25 / (25 + 37 + 8) = 36\%$, silt = 53% et argile = 11%.

Quand les graviers sont non négligeable, on parlera d'un sol par exemple ; sable-argileux graveleux.

CHAPITRE 2 IDENTIFICATION DES SOLS



INTRODUCTION

Quel que 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) serviront par la suite à expliquer le compactage des sols et à décrire leurs comportements hydrauliques et mécanique. Ces paramètres permettront également d'expliquer des phénomènes tels que le tassement et la consolidation.

1. CLASSIFICATION DES SOLS

1.1 Classification par la taille des grains solides d'un sol

Ils sont surtout définis granulométriquement. En considérant le diamètre moyen D des grains, on distingue grossièrement :

$D > 200\text{mm}$	les blocs rocheux
$20\text{mm} < D < 200\text{mm}$	les cailloux
$2\text{mm} < D < 20\text{mm}$	les graviers
$0,2\text{mm} < D < 2\text{mm}$	les sables grossiers
$20\ \mu\text{m} < D < 0,2\text{mm}$	les sables fins
$2\ \mu\text{m} < D < 20\ \mu\text{m}$	les silts ou limons
$D < 2\ \mu\text{m}$	les argiles

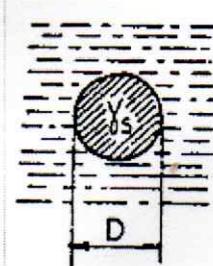


Tableau 2.1 : Définition des classes de dimensions en granulométrie

1.2. Classification par le comportement des sols

1.2.1. Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20\ \mu$)

Les sols pulvérulents : sable, gravier, cailloux, blocs sont constitués essentiellement de la silice (Quartz), du calcaire et d'autres roches inertes. Les effets capillaires dus à l'eau sont négligeables ; Les grains se comportent comme les granulats inertes du béton.

1.2.2. Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20\ \mu \Leftrightarrow 0,02\ \text{mm}$)

Bien que de dimension des grains du squelette ait une influence, le comportement d'un sol fin est

avant tout fonction :

De sa composition minéralogique,

De sa teneur en eau,

Et de sa structure, c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et

orientées les unes par rapport aux autres.

En particulier la consistance d'un sol fin varie beaucoup suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états/comportements suivants :

a) Etat liquide :

Le sol n'a qu'une cohésion très faible. Il a l'aspect d'un fluide. Il tend à s'étaler si on le pose sur une surface horizontale.

b) Etat plastique :

Le sol a une cohésion plus importante. Posé sur une surface horizontale, il n'a pas tendance à s'étaler mais n'offre aucune résistance à l'action de charges même très faibles.

c) Etat solide avec retrait :

La déformabilité du corps est beaucoup plus faible. Soumis à la dessiccation, il perd une partie de son eau interstitielle tout en se contractant d'une valeur appréciable.

d) Etat solide sans retrait :

La rigidité du corps augmente encore et son volume ne change pas quand sa teneur en eau diminue. Le passage d'un état à l'autre s'effectue évidemment d'une façon progressive.

1.2.3. Cas particulier des argiles

On définit les argiles comme des sols de diamètre moyen inférieures $2\mu\text{m}$. Il s'agit donc d'un sous-groupe des sols fin.

Les argiles proviennent de l'altération chimique des roches et plus exactement des minéraux silicates (Feldpaths, mica....).

Le comportement mécanique d'une argile est fortement influencé par de sa structure cristalline de base. Ces structures cristallines peuvent être tel qu'en présence d'eau elle augmente de volume (3 à 4 fois). On parle alors d'*argile active*.

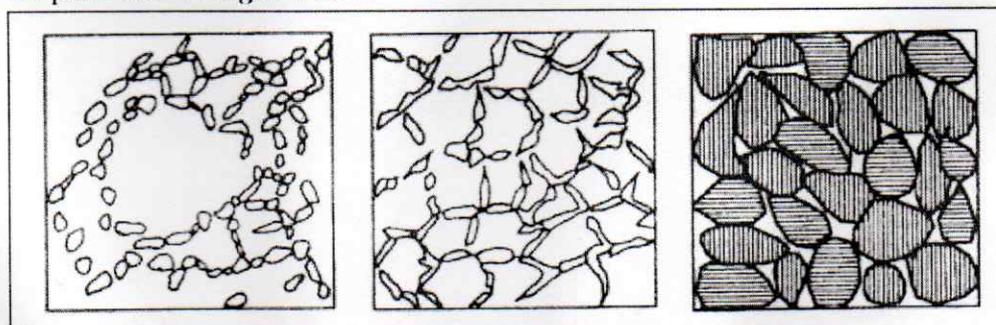


Fig. 2.1 : Différentes structures d'argiles d'après Terzaghi (d'après Fondations et ouvrages en terre)

Les types d'argiles les plus fréquents sont : la koalinite, la montmorillonite et l'illite. Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau.

La koalinite est stable au contact de l'eau.

La montmorillonite n'est pas du tout stable au contact de l'eau. Les sols à forte teneur en montmorillonite sont susceptibles de gonflement et de retrait important.

L'illite a un comportement intermédiaire (les latérites font partie de cette famille d'argiles).

D'autres argiles peuvent être encore tixotropique. C'est le cas notamment des argiles situées sous la ville de Mexico. Ces argiles sous l'effet par exemple d'un tremblement de terre ou localement d'une machine tournante (mise en mouvement/vibration) deviennent alors liquides.

A noter : le constructeur de manière générale devra toujours se méfier des terrains argileux car se sont des terrains à même de causer de graves désordres sur les ouvrages (argile gonflante ou encore active).

2. PROPRIETES CARACTERISTIQUES DES SOLS

On a vu que le sol était un 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.

2.1 Caractéristiques physiques : définition, notation, ordres de grandeur.

2.1.1. Poids volumiques

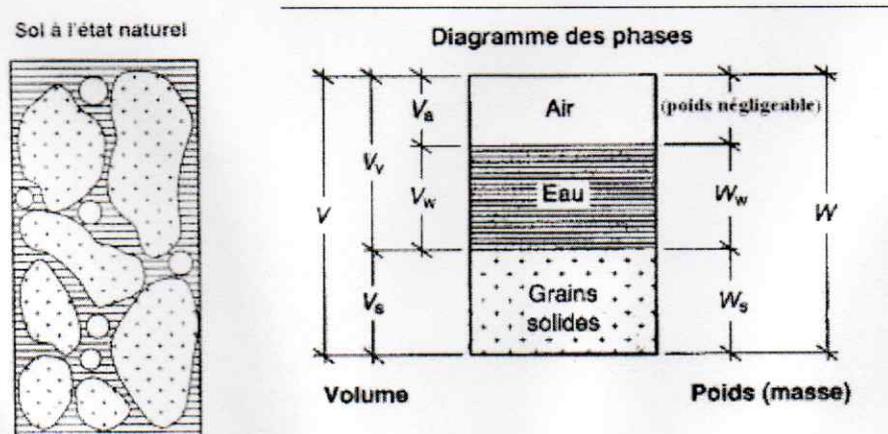


Fig 2.2 Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases

A partir des proportions volumiques et pondérales, on définit des paramètres géométriques et hydriques tels que :

- ✦ Porosité : $n = V_v/V$ - Degré de saturation : $S_r = V_w/V_v$
- ✦ Indice des vides $e = V_v/V_s$ - Teneur en eau $\omega = W_w/W_s$
- ✦ Indice de densité $I_d = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$, où la densité relative $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$.

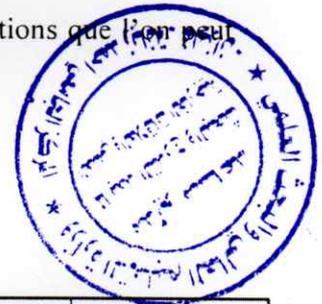
Avec e_{\max} indice des vides correspondant au sol dans son état le plus lâche et e_{\min} dans son état le plus dense.

Un sol est caractérisé également par différents poids volumiques :

- ✦ Sec $\gamma_d = W_s/V$
- ✦ Apparent ou spécifique $\gamma = W/V$
- ✦ De l'eau $\gamma_w = W_w/V_w$ égal à 10 KN/m^3
- ✦ Déjaugé $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$
- ✦ Squelette ou des grains solides $\gamma_s = W_s/V_s$
- ✦ Poids volumique du sol saturé $\gamma_{\text{sat}} = W/V$

Tous ces paramètres ne sont pas indépendants, ils sont reliés par des relations que l'on peut retrouver à l'aide du modèle élémentaire par exemple :

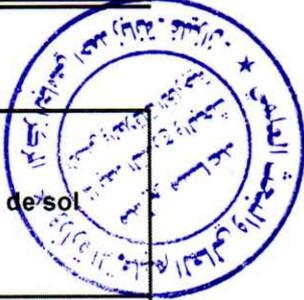
$$\gamma_d = \gamma / (1 + \omega) \quad * \quad \gamma_d = \gamma_s / (1 + e) \quad * \quad e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad * \quad S_r = (\omega \cdot G_s) / e$$



2.1.5. Relations entre ces grandeurs

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

Tableau 2.2 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols



Porosité % n		Indice des vides E		Poids volumiques (KN/m ³)			Type de sol
n_{min}	n_{max}	e_{min}	e_{max}	γ_{max}	γ_{dmin}	γ_{dmax}	
13	44	0,15	0,77	24,3	15	23	Gravier
17	36	0,20	0,57	23,6	17	22	Grave limoneuse
19	36	0,24	0,57	23,4	17	21,5	Grave argileuse
17	44	0,20	0,77	23,7	15	22	Sable
25	48	0,34	0,91	22,5	14	20	Sable limoneux
25	48	0,34	0,91	22,5	14	20	Sable argileux
26	51	0,34	1,04	22,1	13	19,5	Limon inorganique
35	75	0,55	3,00	20,9	6,5	17	Limon organique
30	70	0,42	2,38	22,9	8	19	Argile inorganique
41	81	0,70	4,40	20	5	16	Argile organique

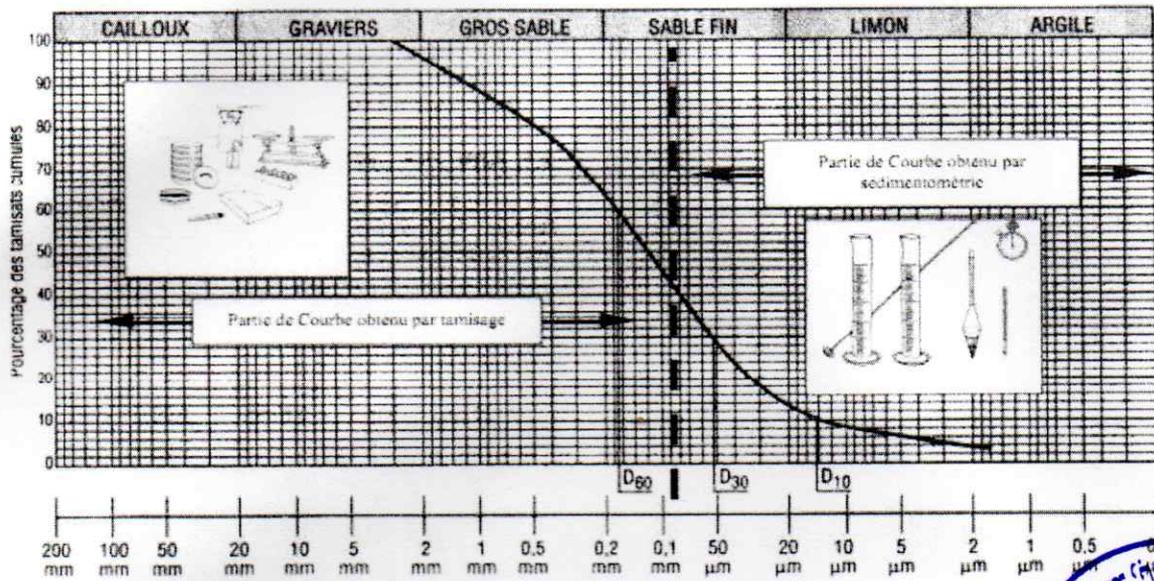
Tableau 2.3 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1957), Hansbo (1975))

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80μ ,

Par sédimentométrie pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension « d_y » de particule, le poids (ou masse) « γ » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique.



La distribution dimensionnelle des grains des sols (granularité) peut être appréciée en laboratoire en construisant la courbe granulométrique (figure 2.1).

Cette courbe, utilisée pour les classifications des sols, représente les pourcentages de tamisats cumulé en fonction de l'ouverture des tamis. On appelle **tamisat**, la masse de matériau passant à travers un tamis donné, et **refus** la masse de matériau retenue par ce tamis. La somme des tamisats et des refus cumulé donne toujours la masse totale du matériau testé. Pour les sols très fins pour lesquels le tamisage n'est pas possible, la granulométrie est déterminée par sédimentométrie.

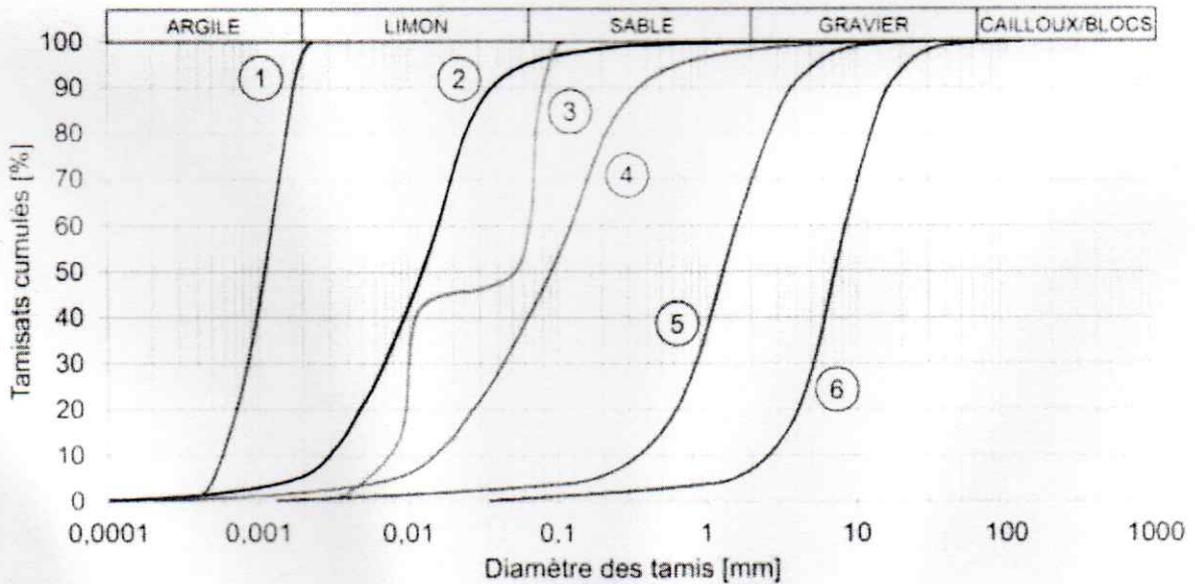


Figure 2.3 Courbes granulométriques de six sols différents

Le coefficient d'uniformité (ou de Hazen) C_u et le coefficient de courbure C_c permettent d'apprécier la forme de la courbe granulométrique (Figure 2.2).

$$C_u = D_{60} / D_{10} \quad C_c = (D_{30})^2 / D_{10} \cdot D_{60}$$

Avec D_{10} , D_{30} et D_{60} , les diamètres pour lesquels les pourcentages de tamisats cumulés sont respectivement de 10%, 30% et 60%.

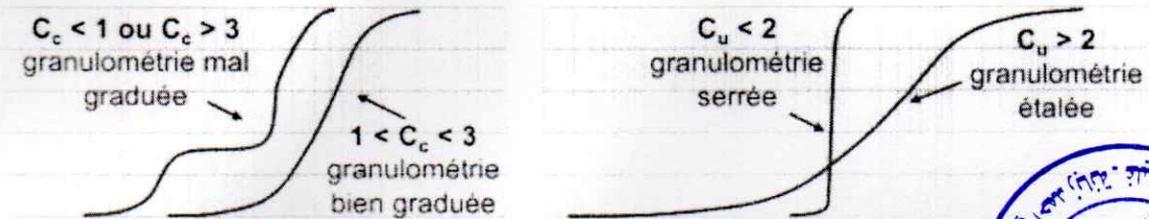


Figure 2.4 Interprétation des coefficients C_u et C_c



2.3. Identifications propres aux sols fins

2.3.1. Etats de consistance - Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol, 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.

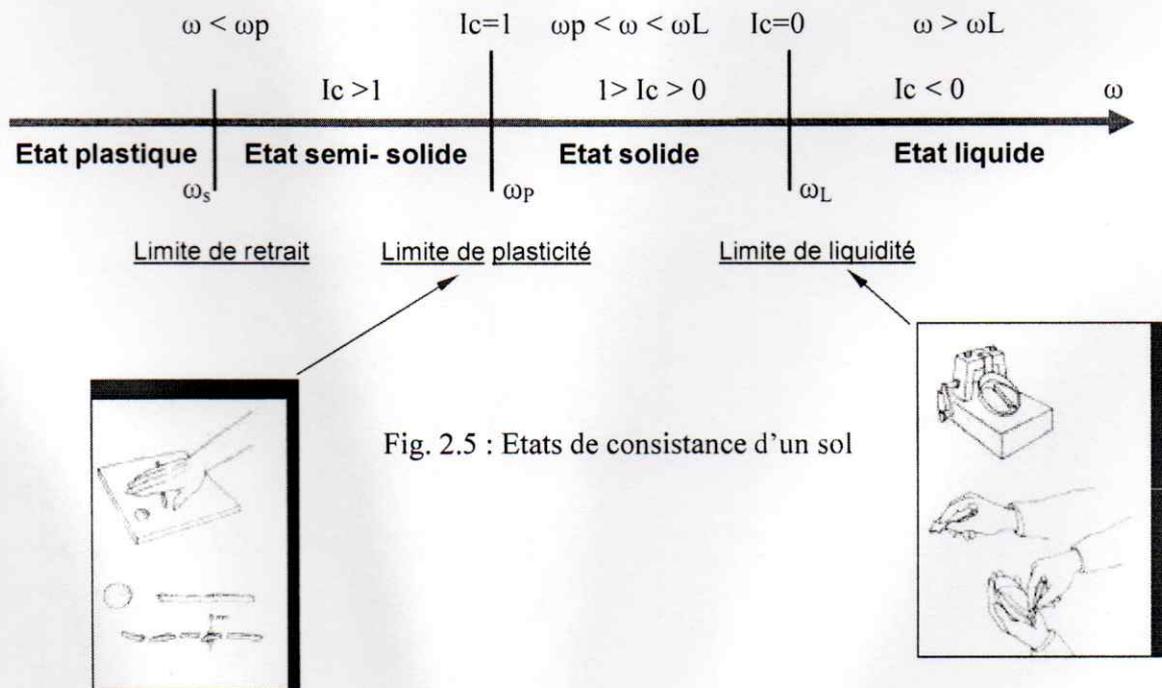


Fig. 2.5 : Etats de consistance d'un sol

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes

La limite de plasticité (ω_p).

La limite de liquidité (ω_L).

La limite de plasticité (ω_p) est définie comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. En générale elle ne dépasse pas 40%.

La limite de liquidité (ω_L) est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

Ces limites sont désignées sous le nom de limites d'ATTERBERG. Il existe en fait 5 limites d'ATTERBERG. Les deux ici mentionnées sont les principales et les trois autres, quoiqu'intéressantes, sont peu utilisées.

La connaissance de ces limites est importante pour l'exécution de travaux de terrassements (fouille, tranchée, ...). En particulier, si le matériau doit être utilisé après remaniement (remblais, barrage en terre, ...), leur détermination revêt une importance considérable

2.3.2. Indices de plasticité et de Consistance

L'indice de plasticité I_p : C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : $I_p = \omega_L - \omega_p$

Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme suit.

Indice de plasticité (I_p)	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p \geq 40$	Très Plastique

La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence de couche d'eau absorbée. On conçoit donc que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux.

La consistance d'un sol fin ou cohérent peut être appréciée par un essai de résistance mécanique (essai de rupture en compression simple, essai de poinçonnement ou de pénétration). Cette consistance varie considérablement avec la teneur en eau du sol.

Limite de liquidité : la limite de liquidité (ω_L) caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

Limite de plasticité : la limite de plasticité (ω_p) caractérise la transition entre un état solide et un état plastique.

À partir de ces limites, on définit les indices de liquidité I_L et de consistance I_C :

$$I_C = (\omega_L - \omega) / I_p \quad I_L = (\omega - \omega_p) / I_p$$

2.3 CLASSIFICATION DES SOLS

Les principes de classification permettent de regrouper les sols en classes présentant des compositions et des propriétés géotechniques similaires, et en fonction de leur convenance aux usages qui leur sont destinés par les cadres technique.

Les sols sont classés en groupes de sols en fonction de leur nature, qui correspond à leur Compositions uniquement, indépendamment de leur teneur en eau ou de leur compacité, en tenant compte de la granularité, de la plasticité, de la teneur en matière organique.



2.3.1 Classification USCS-LCPC

Cette classification se base sur la granulométrie des trois composantes : graviers (Gr), sable (Sa) et fines (tableau 2.4 et figure 3.3). On distingue les sols grenus et fins selon que le pourcentage d'éléments < 0.075 mm est inférieur ou supérieur à 50%. La différenciation en limon et argile est faite à partir des caractéristiques de plasticité. On utilise pour cela le diagramme de Casagrande qui permet de classer la fraction argileuse selon sa sensibilité à l'eau ou sa plasticité.

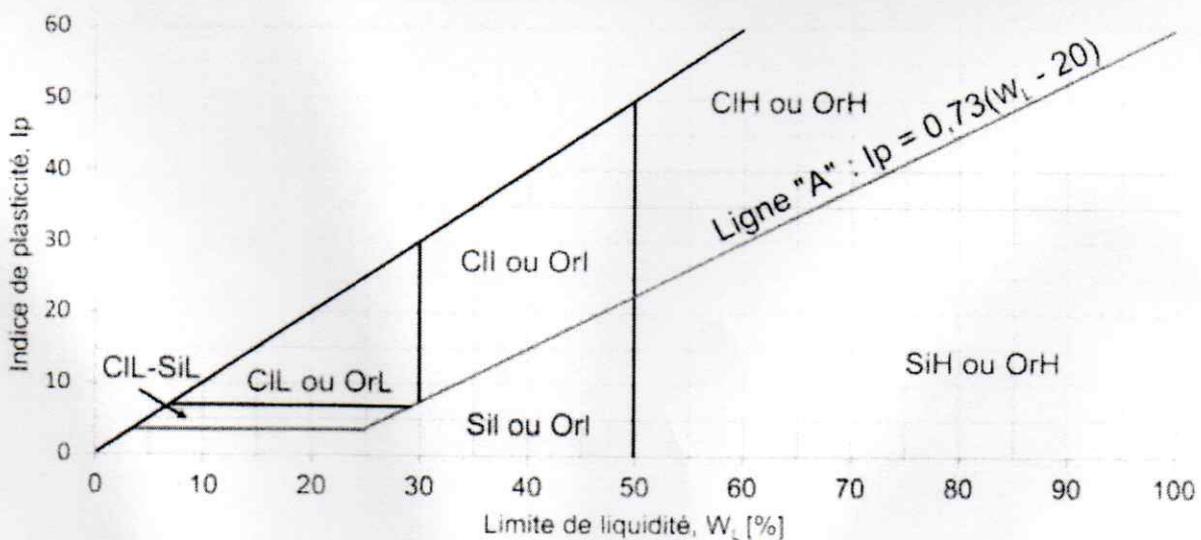


Figure 2.6 Diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins
 CI : argile, Si : limon, Or : sol organique- L : peu plastique, I : plastique, H : très plastique

	Fraction > 80 μm	Fraction < 80 μm	Conditions	Désignation	Symboles
GRAVES	Majorité > 2 mm	0 à 5%	Cu > 4 1 < Cc < 3	Grave propre, bien graduée	GrW
			sinon	Grave propre, mal graduée	GrP
		5 à 12%	sous la ligne A	Grave limoneuse	siGr
			sur la ligne A	Grave argileuse	ciGr
SABLES	Majorité < 2 mm	0 à 5%	Cu > 6 1 < Cc < 3	Sable propre, bien gradué	SaW
			sinon	Sable propre, mal gradué	SaP
		5 à 12%	sous la ligne A	Sable limoneux	siSa
			sur la ligne A	Sable argileux	ciSa

Tableau 2.4 Classification des sols grenus

- USCS : *Unified Soil Classification System* – LCPC : *Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées*

Exercice 1 :

Démontrer les relations suivantes

(1) $e = n / (1 - n)$ (2) $\gamma_d = \gamma / (1 + \omega) = \gamma_s / (1 + e)$ (3) $S_r = \omega \cdot \gamma_s / e \cdot \gamma_w$ (4) $\omega_{sat} = n \cdot \gamma_w / (\gamma_{sat} - n \cdot \gamma_w)$.

Exercice 2 :

Trouver la relation reliant le poids volumique saturé γ_{sat} avec les poids volumiques γ_d , γ_w et γ_s

Exercice 3 :

Un limon saturé est caractérisé par un poids volumique saturé γ_{sat} et une teneur en eau ω_{sat} .

- ✓ 1 Déterminer l'expression littérale de l'indice des vides e , de la porosité n et du poids volumique du squelette γ_s en fonction des paramètres connus.
- ✓ 2 En considérant 1m^3 de limon, déterminer les expressions des volumes respectifs d'air V_a , V_w et de solide V_s .

Exercice 4 :

En sachant que $\gamma_d = 17.7 \text{ KN/m}^3$, $\omega = 4\%$, $\gamma_s = 26.5 \text{ KN/m}^3$, déterminer le poids d'eau à ajouter à 1m^3 de sol afin d'atteindre 95% de degré de saturation.

Exercice 5 :

Un échantillon de sol a un poids volumique apparent $\gamma_1 = 16.9 \text{ KN/m}^3$ et de $\gamma_2 = 17.9 \text{ KN/m}^3$ pour des degrés de saturation respectifs de $S_{r1} = 50\%$ et $S_{r2} = 72\%$.

Déterminer l'indice des vides e et le poids volumique spécifique γ_s

Exercice 6 :

Des essais réalisés sur un échantillon de sol remanié ayant une teneur en eau à l'état naturel de 21.5%, ont donné les résultats suivants :

- Analyse granulométrique (par voie humide et sédimentométrie)

Tamis (mm)	2,5	1,25	0,63	0,315	0,160	0,080	0,050	0,020	0,005	0,002
T(%)	100	99,90	99,80	99,30	98,90	98,60	85,30	65,30	43,50	31,00

- Limites d'Atterberg :

Limite de liquidité = 31.00 % et Limité de plasticité = 24.80 %.

- 1) Tracer la courbe granulométrique de ce sol en utilisant la fiche jointe en annexe. Calculer les coefficients d'uniformité et de courbure. Commenter.
- 2) Déterminer les indices de plasticité, de liquidité et consistance. Commenter
- 3) Classer ce sol d'après la classification LPC.

Exercice 7 :

Les échantillons provenant d'un sondage carotté dans une région, nous ont fournis les résultats suivants :

$\gamma = 19.1 \text{ kN/m}^3$; $\omega = 33.56\%$; $\gamma_s = 26.8 \text{ kN/m}^3$; $\omega_l = 42.2\%$ $\omega_p = 18.3\%$

- 1) Déterminer le poids volumique sec, l'indice des vides et le degré de saturation du sol.
- 2) Calculer les indices : de plasticité, de liquidité et de consistance. En déduire l'état de consistance du sol.
- 3) Classer ce sol d'après la classification LPC.



Exercice 8 :

On a effectué sur 4 échantillons des différents essais d'identification dont les résultats sont :

Sol	Tamisât(%)	Tamisât(%)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	ω_l (%)	ω_p (%)
1	93	14	0,06	0,16	0,35	45	65
2	70	50	-	-	-	38	25
3	56	3	0,2	0,75	2,4	-	-
4	100	90	-	-	-	32	12

Appliquer à ces sols la classification LPC.

Exercice 09

Tracer les courbes granulométriques des sols A et B à partir des pesées en tableau 1.1

Diamètre	Mm	0.008	0.016	0.031	0.063	0.125	0.25	0.5	1	2	4
Sol A	G	1	3	29	210	390	750	269	82	62	2
Sol B	G	40	250	753	762	320	20	4	1	0	0

Tableau 1 Pesées de refus partiels

Exercice 10

Les courbes granulométriques de quatre sols non organiques sont tracées en figure 1.

Les valeurs des limites d'Atterberg sont indiquées dans le tableau 1.2.

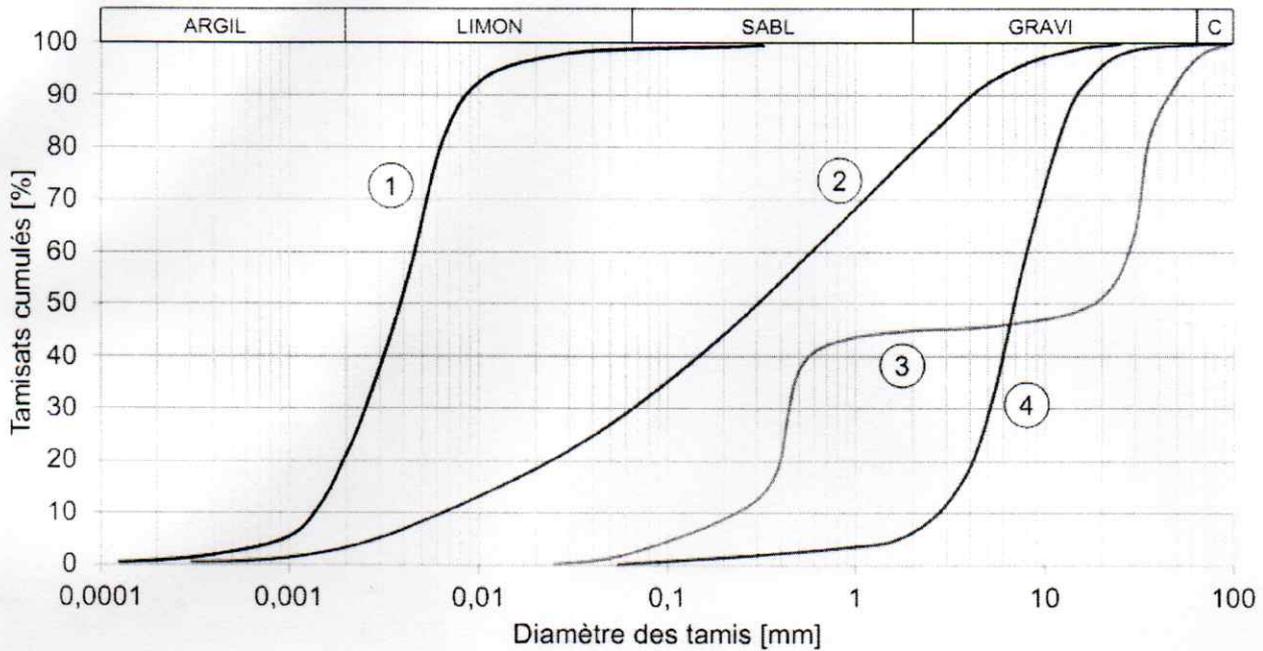
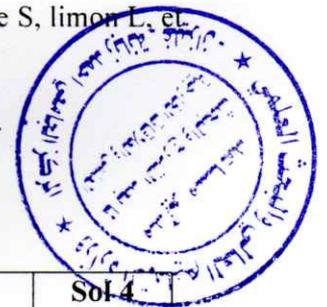


FIGURE 1 : Courbes granulométriques de quatre sols différents

- (1) Pour chaque sol, déterminer les pourcentages de cailloux C, gravier G, sable S, limon L, et argile A
- (2) Déterminer les coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c . Commenter.
- (3) Classer les quatre sols selon la classification USCS-LCPC.

Tableau 2 Limite d'Atterberg des quatre sols

		Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4
ω_L	%	90	45	65	-
ω_P	%	35	15	20	-



CHAPITRE 3 LE COMPACTAGE DES SOLS

1. GENERALITES

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol traité. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides)

Cette densification n'est pas un but en soi. Elle est recherchée parce qu'elle entraîne d'autres conséquences :

La première, liée à la notion de compacité, est la suppression ou du moins **la limitation des tassements**. Cet objectif, qu'il soit spécialement recherché ou non, est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage,

La deuxième conséquence est **la diminution de la perméabilité** de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de l'eau,

Une troisième conséquence possible du compactage est **l'amélioration des caractéristiques mécaniques** qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.

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.

On examinera dans ce chapitre successivement :

L'influence de certains paramètres sur le compactage au laboratoire et sur le chantier ;

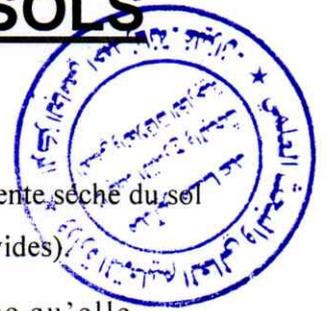
Le compactage au laboratoire et le compactage in situ ;

L'effet du compactage sur les propriétés hydrauliques et mécaniques du matériau traité ;

2. FACTEURS D'INFLUENCE

2.1. Influence de la teneur en eau : courbes de compactage

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 l'essai qui porte son nom : Essai proctor. En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau d'un échantillon de sol et l'on représente graphiquement la variation du poids en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui représente un optimum appelé **OPTIMUM PROCTOR**.



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).

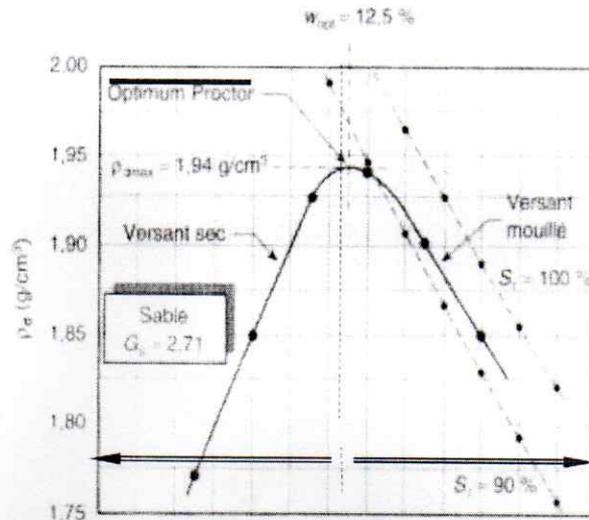


Fig.3.1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.

2.2. Influence de la nature du sol

De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques.

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau.

Ces matériaux (courbe Proctor aplatie) constituent donc à priori les meilleurs remblais d'un point de vue tolérance à l'exécution, car peu sensibles à la teneur en eau réellement ou non apportée par des camions citernes ou les pluies. Mais, par contre, il est plus difficile d'améliorer les caractéristiques de ces sols (Energie de compactage à fournir plus importante).

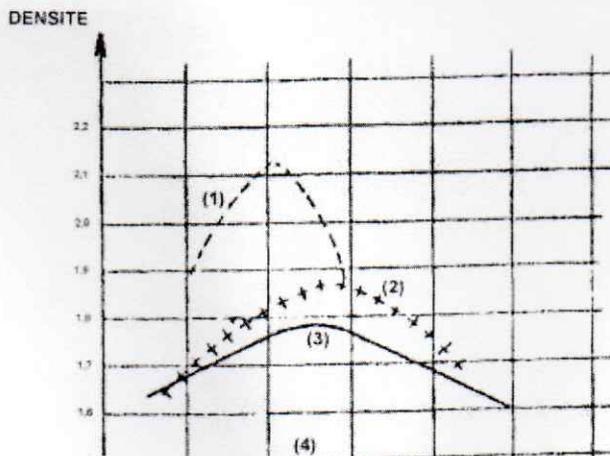


Fig.3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum proctor

Suivant la teneur en eau du sol compacté par rapport à w_{opt} , on obtient pour les sols fins les perméabilités suivantes :

ω faible : forte perméabilité (1 000 à 10 000 fois plus étanche)

ω fort : faible perméabilité

Cela tient à la structure des argiles, comme le montre la figure ci-contre. Aux faibles teneurs en eau, les particules d'argile ont une structure floculée, alors qu'aux fortes teneurs en eau les particules sont plus orientées.

Ainsi pour un barrage en terre, on recherche une faible perméabilité et il faut compacter du côté humide. Dans les travaux routiers, on recherche au contraire un sol plutôt perméable, pouvant drainer facilement : compacte donc côté sec (de la courbe Proctor).

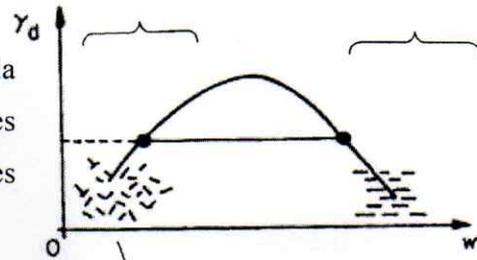


Fig.3.3: Orientation des flocules selon le compactage

2.3. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage

La figure ci-après montre l'influence de l'énergie de compactage sur les courbes de l'essai Proctor. Pour un sol donné, si l'énergie augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues.

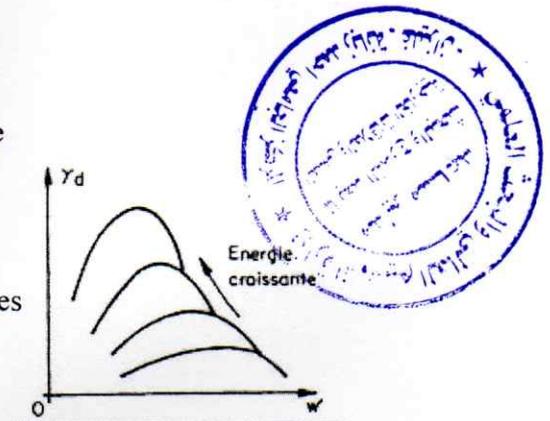


Fig.3.4 : Influence de l'énergie de compactage

2.4. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation

Les courbes de compactage admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation, qui correspond à l'état saturé du sol.

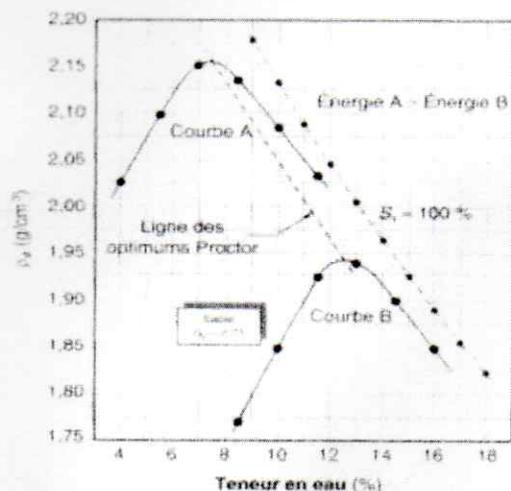


Fig 3.5 : Courbe de saturation

3. ESSAIS DE COMPACTAGE AU LABORATOIRE & COMPACTAGE IN SITU

3.1. Essais de laboratoire :

3.1.1. L'essai PROCTOR

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

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. Définit ainsi plusieurs points d'une courbe.

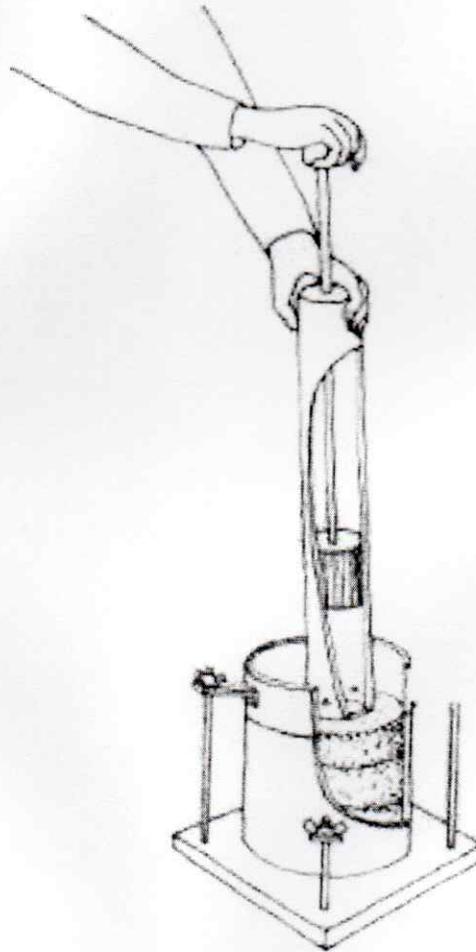


Fig.3.6 : Essai Proctor

3.1.2. L'indice portant californien CBR : Essai CBR

But : Déterminer un indice permettant de calculer grâce à des abaques l'épaisseur des couches de fondation d'une route nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction du sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu prévus et des conditions hydriques futures que subira cette route. Il est déterminé pour des sols à vocation routière de manière purement empirique.

L'Indice Portant Californien est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions

produisant un enfoncement donné dans le matériau à étudier d'une part (avec ou sans immersion au

Préalable) et dans un matériau type d'autre part. Il caractérise implicitement la tenue au poinçonnement d'un sol.

Le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau.

L'essai C.B.R. immédiat : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier (Voir paragraphe « notion de planche d'essai » ci-après). Dans les régions peu humide, le C.B.R. immédiat sert directement de référence (pas de variation hydrique).

L'essai C.B.R. après immersion : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol Compacté à différentes teneurs en eau puis immergé durant plusieurs jours. Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneur en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

3.1.3. Etude PROTOR - CBR

Cette étude consiste à compacter le sol à plusieurs teneurs en eau et plusieurs énergies de compactage, et à effectuer un essai CBR. On peut de cette façon tracer les courbes indiquées sur la figure ci-après, qui montrent :

1. Le poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau pour deux énergies de compactage encadrant l'énergie Proctor Normal,



2. Le poids volumique sec γ_d en fonction de la valeur du CBR pour différentes teneur en eau
 3. La valeur du CBR en fonction de la teneur en eau pour chaque énergie de compactage.
- Par ailleurs on porte sur ces graphiques la valeur de la teneur en eau naturelle.

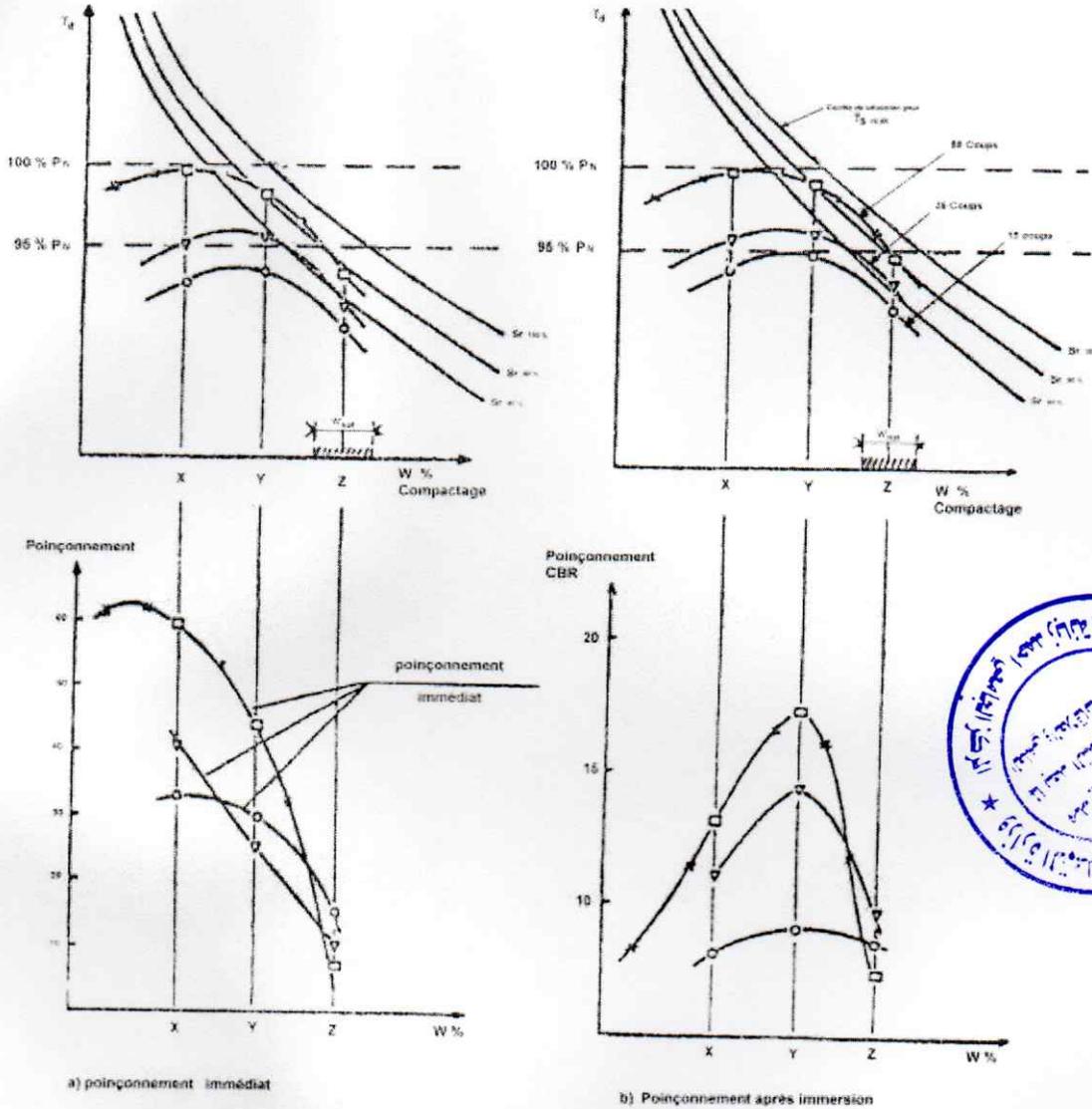


Fig. 3.7 : Etude Proctor-CBR d'un sol

3.2. Compactage in situ

Malgré l'extrême diversité des engins de compactage, il est possible de dégager un certain nombre de facteurs intervenant principalement sur l'efficacité d'un engin sur un sol donné.

Nous trouverons bien sûr des facteurs propres au terrain compacté (nature, teneur en eau,...) mais aussi des facteurs caractérisant l'engin et la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...)

Quels que soient les engins utilisés le compactage sur chantier devra s'effectuer par couche de faible épaisseur 20 à 30cm (TX de route) ou encore 10 à 15 cm (TX de bâtiment).

Exercice 1.

Montrer que l'indice de compacité I_d peut également s'exprimer par les poids volumiques secs selon la relation :

$$I_d = \frac{\gamma_{d,max} \cdot (\gamma_d - \gamma_{d,min})}{\gamma_d \cdot (\gamma_{d,max} - \gamma_{d,min})}$$

Exercice 2.

Les cotes de Paimpol en Bretagne possèdent deux types de sable, un siliceux avec $\gamma_{s,1}=27.1\text{KN/m}^3$, $e_{max,1}=0.99$, $e_{min,1}=0.52$, et un coquillier (calcaire) avec $\gamma_{s,2}=23.5\text{KN/m}^3$, $e_{max,2}=0.88$, $e_{min,2}=0.61$. Les indices des vides e_1 et e_2 sont déterminés au moyen d'un moule avec un diamètre de 10cm et une hauteur de 10cm. Les poids sec des sables sont respectivement de $W_{s1}=12.1\text{ N}$ et $W_{s2}=10.5\text{ N}$.

- 1) Déterminer les indices des vides e_1 et e_2 .
- 2) Déterminer les indices de compacité I_{d1} et I_{d2} ainsi que les poids volumiques secs γ_{d1} et γ_{d2} .
Commenter.

Exercice 3.

Les résultats d'un essai Proctor sur un sol ($\gamma_s=27.2\text{KN/m}^3$) sont présentés dans le tableau 1

ω (%)	2.7	5.5	8.3	10.2	12	13.4	14.5	18.3
γ (KN/m^3)	18	18.8	20	20.6	20.8	20.7	20.4	19.6

- 1) Déterminer le poids volumique sec γ_d pour chaque mesure.
- 2) Tracer la courbe Proctor $\gamma_d = f(\omega)$ et déterminer l'optimum Proctor ω_{op} . Expliquer pourquoi le maximum de compacité correspond au maximum de poids volumique sec et non humide.
- 3) Quelles valeurs de poids volumiques et de teneur en eau correspondent à 95% de la compacité relative ?
- 4) Trouver une relation reliant γ_d avec S_r , γ_w , ω et γ_s .
- 5) Tracer les courbes $\gamma_d = f(\omega)$ à partir de la relation précédemment déterminée, pour des degrés de saturation de $S_r = [1 ; 0.9 ; 0.8 ; 0.7 ; 0.6]$.

Exercice 4.

Deux échantillons 1 et 2 du même sol (sable limoneux) ont été compactés au même poids volumique sec $\gamma_d = 19.6\text{KN/m}^3$ mais à des teneurs en eau respectives $\omega_1=4\%$ et $\omega_2=12\%$. Le poids volumique des particules solides est $\gamma_s = 27\text{KN/m}^3$.

- 1) Porter sur un graphique (ω , γ_d) la courbe de saturation du sol et les points correspondant aux échantillons compactés 1 et 2 (courbe Proctor).
- 2) Déterminer pour chacun deux de degré de saturation S_r et le poids volumique γ .
- 3) L'échantillon 1 ($\omega_1=4\%$) est amené à saturation sans changement de son volume, qui est de 243cm^3 . Déterminer le volume d'eau nécessaire

CHAPITRE 4

L'EAU DANS LE SOL**1. GENERALITE - DEFINITIONS****1.1 Nappes souterraines - Vocabulaires**

Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un gradient hydraulique apparaît, on parle alors de nappe souterraine.

En particulier, on distingue :

Les terrains aquifères dans lesquels l'eau circule avec des débits importants. Ils sont constitués de sols ou de roches perméables

Les terrains aquifuges qui sont si peu perméables que les débits sont insignifiants. Ils se comportent donc comme des sols ou roches imperméables

Surface de la nappe, surface de l'eau limitant la partie supérieure de la nappe

Nappe libre, nappe où la pression interstitielle de l'eau au niveau de la surface est nulle

Nappe phréatique, première nappe libre rencontrée depuis la surface. La surface de cette nappe s'appelle le **niveau phréatique**

Nappe artésienne, nappe pour laquelle la pression de l'eau à la surface de la nappe est positive.
Une telle nappe est généralement prisonnière entre deux couches de terrains aquifuges

Nappes artificielles, ce sont des nappes créées par l'homme, telles celles qui existent à l'intérieur du corps d'un barrage en terre

1.2. Hydraulique des sols

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

Eau de constitution : c'est l'eau de cristallisation Exemple : gypse ($\text{SO}_4\text{Ca} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), ou encore appelé plâtre – Voir cours de sur les Matériaux)

Eau adsorbée : c'est l'eau de mouillage des grains solides. Elle est fixée à la surface de ceux-ci en formant un film mince,

Eau libre : contrairement aux cas précédents, pour lesquels l'eau est solidaire des grains solides, l'eau libre remplit les interstices formés par les grains solides et peut y circuler.

L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne exclusivement :

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



Par ailleurs, pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous admettrons les 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, En effet si l'on considère un volume V de sol saturé, la quantité d'eau V_1 qui rentre dans ce volume en un instant donné est égale au volume V_2 qui en sort, si bien qu'à tout instant le volume d'eau contenu dans le sol est le même.

C'est-à-dire $v_1 = v_2$



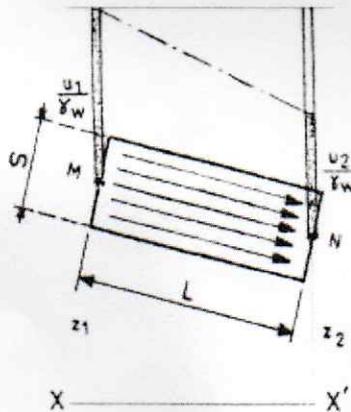
Si $\vec{V} (v_x, v_y, v_z)$ est la vitesse d'écoulement de l'eau dans le sol, la condition de conservation de la masse d'eau interstitielle s'écrit:

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

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

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

Considérons un cylindre de sol de section S (fig.4.1) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N.



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 N

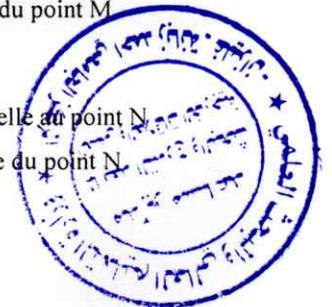


Fig.4.1 écoulement dans un tube

1.3.1. Vitesse de l'eau dans le sol

Soit Q le débit à travers S. la vitesse apparente v de l'eau est par définition :

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

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse moyenne v' par le rapport :

$$v' = \frac{Q}{nS}$$

1.3.2. Loi de DARCY

La loi de DARCY est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols.

La loi fondamentale de DARCY publiée en 1856 exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. C'est une loi expérimentale :

$$\vec{v} = K \cdot i$$

A noter :

1. La loi de DARCY se vérifie en générale très bien à condition de rester en régime laminaire, c'est-à-dire quand les vitesses restent faibles
2. Le coefficient de proportionnalité k est appelé coefficient de perméabilité du sol. Il s'exprime en cm/s
3. l'équation du débit à travers une section S de sol, s'écrit alors en fonction de i et K :

$$Q = K \cdot i \cdot S$$

1.3.3. Surfaces équipotentielles

Nous avons vu que dans le cas d'une nappe d'eau stagnante, la charge hydraulique est alors la même en tout point.

Par contre, s'il y a un écoulement (fig.4.2), caractérisé par les lignes ou filets d'eau (a, b, c, ...), les points (A, B, C, ...) perpendiculaire à ces lignes d'écoulement et sur un même plan, ont la même charge hydraulique.

Ces surfaces portent le nom de *surfaces équipotentielles*.

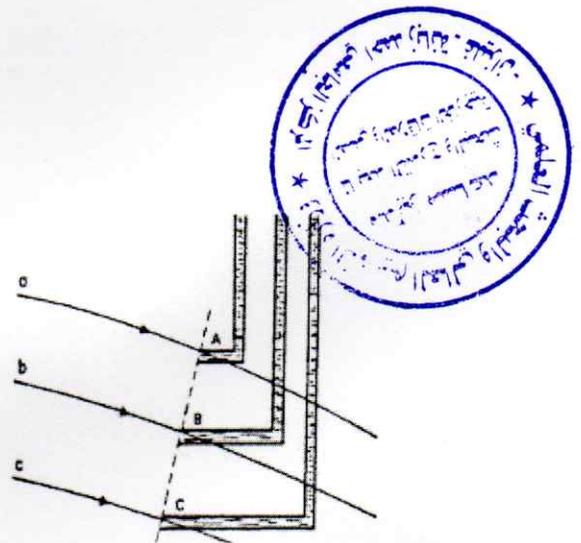


Fig. 4.2. Cas d'une nappe avec écoulement

2. PERMEABILITE DU SOL

2.1. Coefficient de perméabilité

Etudions l'écoulement de l'eau dans un tube horizontal comprenant un échantillon de sol AB (fig. 4.3). L'expérience montre que le débit Q d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

$$Q = K.S \frac{h_1 - h_2}{L} = K.S \frac{\Delta h}{L} \dots (1)$$

avec :

- S : section de l'échantillon, L : sa longueur,
- h_1, h_2 : niveaux piézométriques respectivement en A et B,
- Δh : différence piézométrique ou perte de charge piézométrique à travers l'échantillon,
- K : coefficient de proportionnalité qui dépend de la nature du sol et qu'on désigne par **coefficient de perméabilité**.

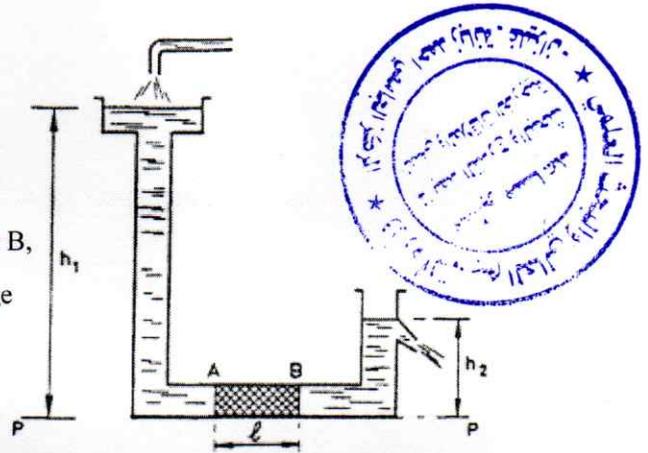


Fig. 4.3. : Ecoulement de l'eau I travers l'échantillon AB

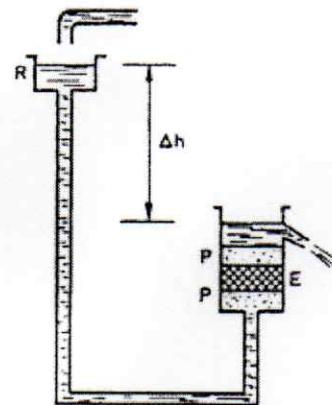
2.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un *perméamètre*.

L'échantillon E est placé entre deux pierres poreuses P. Le récipient R est maintenu toujours plein. La mesure du volume d'eau Q qui traverse l'échantillon d'épaisseur pendant un temps T permet d'avoir la valeur de K.

En effet, on tire de l'équation (1) :

$$Q = \frac{V}{T} = K.S \frac{\Delta h}{L}$$



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.

3. Cas des écoulements à deux dimensions en milieu homogène et isotrope

La plupart des problèmes d'hydraulique des sols peuvent être ramenés à deux dimensions :

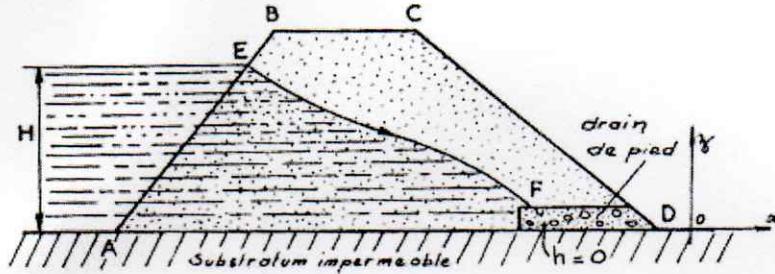


Fig. 4.5 : Ecoulement plan sous un barrage \Leftrightarrow Ecoulement bidimensionnel

Dans ce contexte l'équation de Laplace s'écrit

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Plusieurs méthodes permettent de résoudre cette équation :

- la méthode numérique,
- la méthode analogique (analogie électrique),
- la méthode graphique.



On appelle **ligne de courant** le trajet de l'eau (à la sinuosité près).

- On appelle **lignes équipotentiels** les courbes qui passent par les points de même valeur du potentiel.

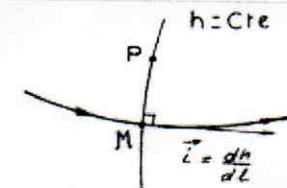


Fig. 4.6 : Ligne de courant et équipotentielle d'un Ecoulement bidimensionnel

- On démontre que les lignes de courant et les équipotentiels forment un réseau de courbes orthogonales en tout point.
- On appelle **tube de courant** l'espace compris entre deux lignes de courant.

3.1. Construction graphique d'un réseau d'écoulement bidimensionnel

Considérons le réseau d'écoulement sous le mur de palplanche de la fig. 4.7.

Pour que l'équation de LAPLACE livre des résultats valables il faut graphiquement que :

- Les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles se croisent à angle droit et forme des carrés
- La perte de charge ($\Delta h'$) entre les lignes équipotentielles est constantes, comme l'indique les tubes piézométriques 1 à 4 de la figure ci-dessous

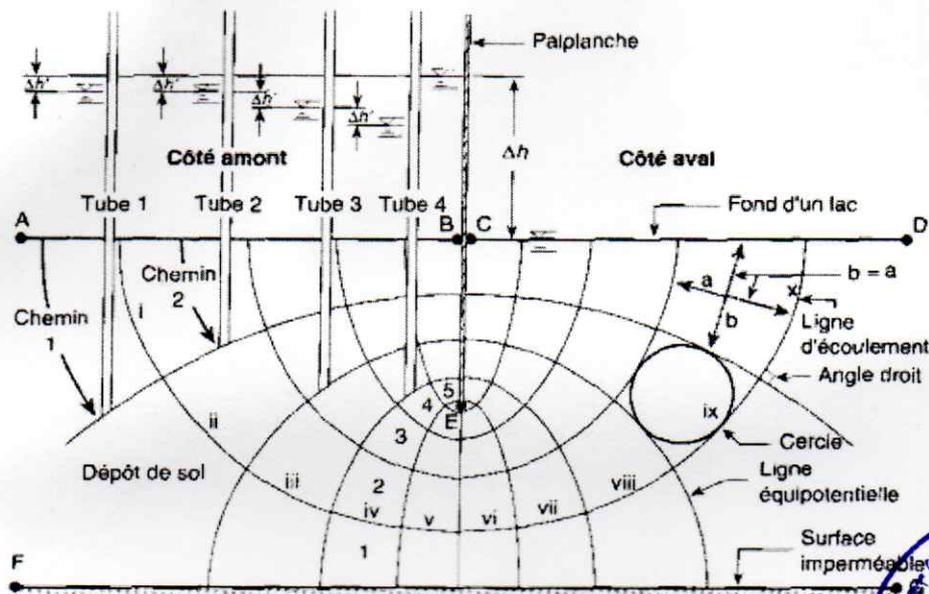


Fig4.7: Réseau d'écoulement bidimensionnel sous un rideau de palplanche

A noter :

Il est évident que les lignes courbes des écoulements bidimensionnels ne formeront pas des carrés parfaits. On peut néanmoins parler de formes carrées lorsque la longueur moyenne (b) est égale à leur hauteur moyenne (a), ou encore lorsqu'on peut y introduire un cercle.

3.2. Cas des écoulements de révolution à trois dimensions

Ces écoulements sont rencontrés à l'occasion des pompages ; Les applications principales des pompages sont :

- L'alimentation en eau,
- Le rabattement des nappes,
- La détermination in situ du coefficient moyen de perméabilité d'un sol.

4. Essai de pompage en régime permanent : formule de Dupuit

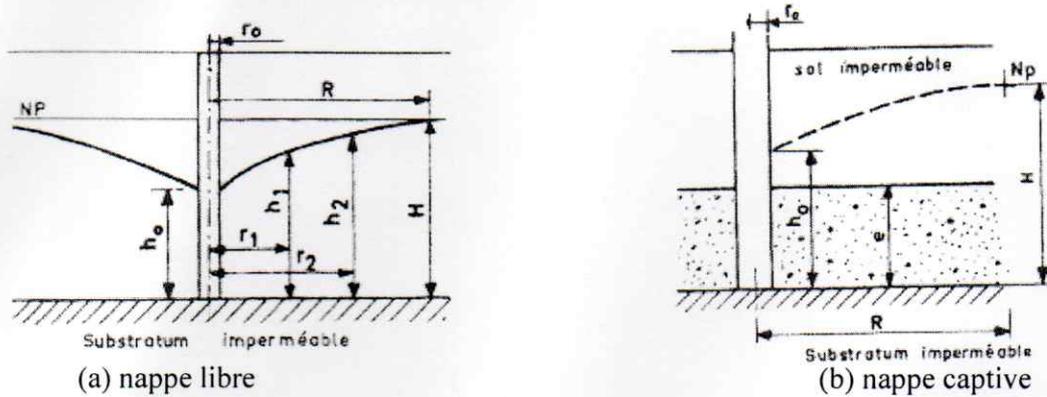
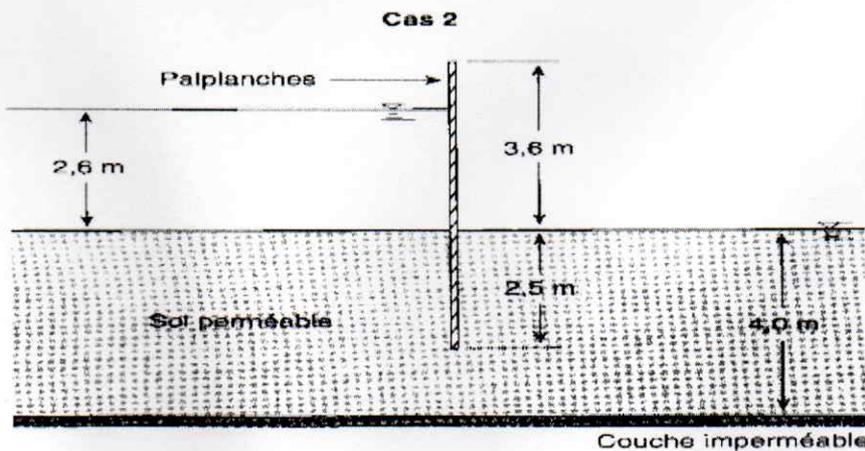
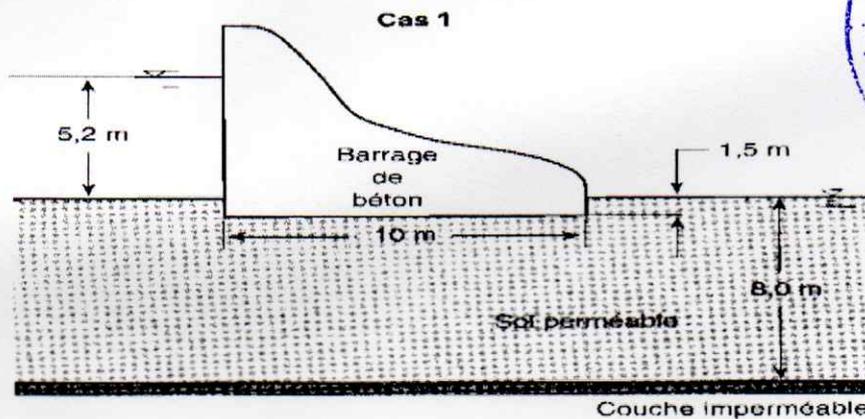


Fig.4.8 : Essai de pompage

La surface libre de la nappe présente une dépression en forme d'entonnoir centré sur le puits et qui s'étend jusqu'à la limite du massif.

Exercice 1

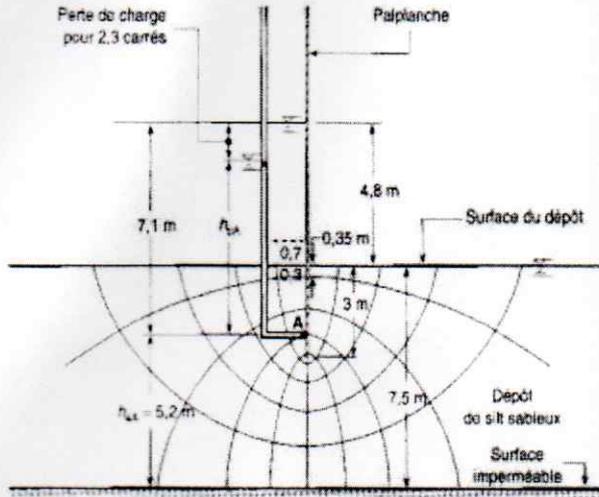
Tracez les réseaux d'écoulement pour les deux cas suivants :



Exercice 2 :

La figure ci-après représente un réseau d'écoulement bidimensionnel dessiné à l'échelle.

Déterminer le débit d'infiltration sous les palplanches, à partir des données suivantes :



$K = 3.10^{-5} \text{ cm/s}$
 $\Delta h = 4,8 \text{ m}$ $e = 0,82$
 $G = 2,70$

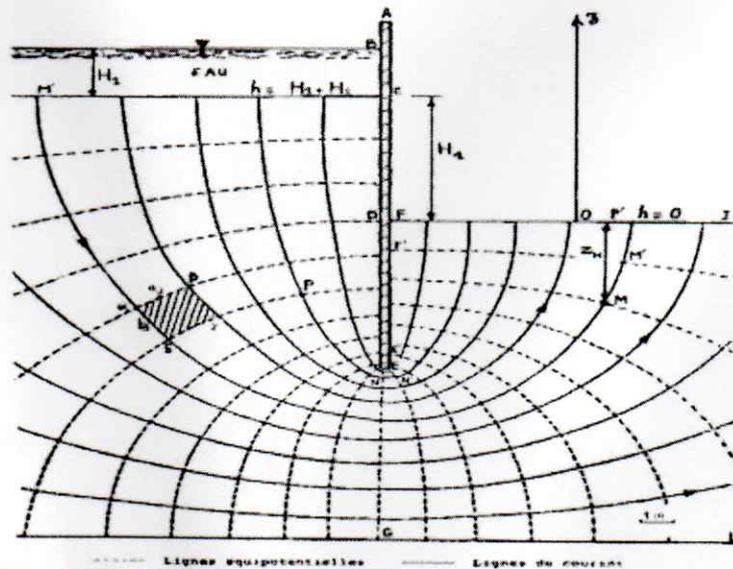
$P = \text{largeur totale du mur de palplanches} = 30 \text{ ml}$



Exercice3 :

On considère un rideau de palplanches destiné à la réalisation d'une fouille. Le sol perméable, est le siège d'un écoulement permanent dont les caractéristiques sont représentées sur le schéma ci-après. Sachant que $H_1 = 5\text{m}$, $H_2 = 2\text{m}$ et $K = 10^{-6} \text{ m/s}$:

- Calculer le débit d'eau dans la fouille,
- Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement FF' , EE' , et le gradient moyen entre EF . Comparer ces 3 valeurs.
- Calculer la pression interstitielle en M , P et E ,
- Le sol a un poids volumique $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$. Peut-on craindre un phénomène de renard ?



Références Bibliographiques :

1. COSTET J. et SANGLERAT G, "Cours pratique de mécanique des sols", Tome 1, Dunod, 1981.
2. SANGLERAT G., CAMBOU B., OLIVARI G. "Problèmes pratiques de Mécanique des sols, Tome 1, Dunod, 1983.
3. .a.j. par M.CALLAUD décembre 2004" Cours de Mécanique des sols Tome 1"
J.M.TCHOUANI NANA avril 1999
4. AMAR S. et MAGNAN J.P. "Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place," publié par LCPC, 1980.
5. SCHLOSSER F. "Éléments de mécanique des sols, 2e Ed., Presses de l'E.N.P.C." 1987

