

**Département Géosciences**  
**LST : Géosciences Appliquées**



# **Cours de G618**

# **Géotechnique**

**Prof. Khaoula QARQORI**

**AU : 2019-2020**

# Table des matières

---

|   |    |
|---|----|
| Introduction générale.....  | 3  |
| I. Définition de la géotechnique:.....  | 3  |
| II. Définition de la mécanique des sols: .....                                  | 3  |
| III. Les domaines d'application:.....   | 3  |
| Chapitre 1 : Propriétés Physiques Des Sols .....                                | 4  |
| I. Définition des sols & Eléments constitutifs d'un sol.....                    | 4  |
| II. caractéristiques physiques des sols .....                                   | 6  |
| Chapitre 2 : Structure et Identification .....                                  | 12 |
| I. Structure des sols :.....  | 12 |
| II. Les essais d'identification :.....  | 16 |
| Chapitre 3 : Hydraulique des sols .....   | 32 |
| I. Conditions générales : .....   | 32 |
| II. La loi de Darcy .....   | 34 |
| III. Etude des réseaux d'écoulement : .....                                     | 36 |
| IV. Mesure de la perméabilité des sols :.....                                   | 39 |
| V. Forces exercées par l'écoulement de l'eau : .....                            | 40 |
| VI. Cas des sols non saturés- Capillarité : .....                               | 42 |
| Chapitre 4 : Contraintes et déformations des sols .....                         | 44 |
| I. Notions de déformations.....   | 44 |
| II. Relation contraintes – déformations.....                                    | 44 |
| III. Tassements des sols- consolidation .....                                   | 45 |
| IV. Evolution du tassement en cours du temps.....                               | 47 |
| Chapitre 5 : Résistance au cisaillement des sols .....                          | 50 |
| I. Comportement élasto-plastique des sols.....                                  | 50 |
| II. Comportement à cours et à long terme des sols (cas des sols saturés) .....  | 51 |
| III. Détermination des paramètres de cisaillement des sols au laboratoire ..... | 51 |

# Introduction générale

---

## I. Définition de la géotechnique:

C'est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences :

- **la géologie** qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps,
- **la mécanique des sols** et des roches qui modélise leur comportement en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

## II. Définition de la mécanique des sols:

La Mécanique des Sols est l'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols en vue de leurs applications à la construction des différents ouvrages. Elle fournit aussi, grâce aux essais de laboratoires et in situ, des informations sur le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

Les données de la mécanique des sols permettent aux constructeurs d'étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits.

## III. 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.

Les sols peuvent soit supporter les ouvrages soit être supportés comme ils peuvent constituer l'ouvrage lui-même. On peut citer par exemples :

- Les fondations des bâtiments, des ouvrages d'art, des ensembles industriels...,
- Les ouvrages de soutènement (murs...),
- Les tunnels et travaux souterrains dans les sols,
- Les barrages et digues en terre,
- La stabilité des pentes naturelles et des talus et les travaux de stabilisation,
- les ouvrages portuaires et maritimes (fondations de quais...),
- les terrassements des routes, autoroutes et voies ferrées,
- L'amélioration des sols, et le renforcement des sols,
- La protection de l'environnement.

# Chapitre 1 : Propriétés Physiques Des Sols

---

## I. Définition des sols & Eléments constitutifs d'un sol

### ➤ Définition des sols

Dans les études géotechniques les matériaux existants à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories :

- Les roches: agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanente même après immersion prolongée dans l'eau ☐ *Mécanique des roches*.

- Les sols: agrégats de grains et de minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles ☐ *Mécanique des sols*.

NB : Les matériaux de transition entre sols et roches sont nommés SIRT (sols indurés et Roches tendres).

On notera que le géologue appelle sols tous les matériaux se trouvant à la surface de l'écorce terrestre.

Les sols sont des matériaux meubles, poreux, hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variables.

### ➤ Eléments constituant 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.

#### Le gaz :

Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide (cas le plus fréquent) (Fig.1).

L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide). Lorsque l'eau remplit tous les vides, le sol est dit saturé. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit sec.

L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe.



**L'eau :**

On distingue plusieurs catégories d'eau dans le sol à grains fins. Parmi ces catégories d'eau, on trouve **l'eau libre** qui circule entre les grains et elle s'évapore complètement lorsque la température  $T^\circ$  dépasse les  $100^\circ\text{C}$ .

On trouve aussi l'eau adsorbée : c'est une eau immobile jouant le rôle de lubrifiant entre les grains et qui nécessite des  $T^\circ \geq 300^\circ\text{C}$  pour s'évaporer.

Dans un sol humide et non saturé, l'eau libre se concentre au point de contact entre les grains et elle est retenue dans ces endroits par des forces de capillarité créant à leur tour des forces d'attraction entre les grains (eau capillaire=ménisque d'eau sur la figure 1).

**Squelette solide**

Lorsqu'un sol est le résultat d'une désagrégation physique ou mécanique d'une roche, les grains des sols sont constitués de minéraux provenant de la roche mère et ils sont de forme arrondie, et leurs dimensions dépassent  $2A^\circ$ .

Dans le cas contraire, lorsque les dimensions de grains sont inférieures à  $2A^\circ$ , le sol est le résultat d'une attaque chimique. Les processus chimiques qui interviennent sont :

- la dissolution sous l'action de l'eau
- la combinaison avec la recristallisation

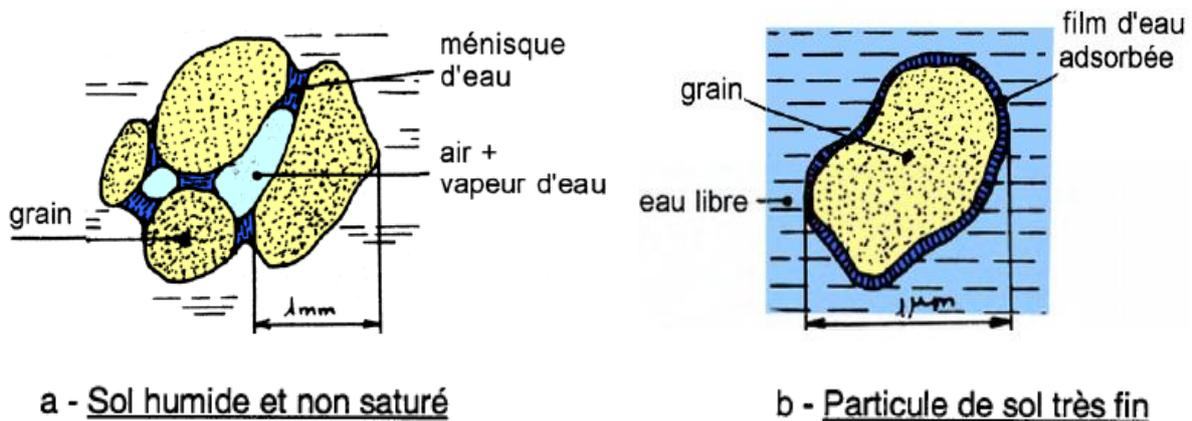


Figure 1 : constituants d'un sol humide

**II. Caractéristiques physiques des sols****a. Description :**

Un sol est caractérisé par des paramètres qui se rapportent aux diverses proportions du « squelette solide », de « l'eau » et de « l'air ou vide ».

Ces paramètres sont subdivisés en deux catégories :

- les paramètres dimensionnels
- les paramètres non dimensionnels (sans dimension, dits aussi adimensionnels)

Considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées (Fig. 2)



Figure 2 : représentation schématique d'un échantillon de sol

Notations conventionnelles :

$W$  : poids total du sol (Weight)

$W_s$  : poids des particules solides

$W_w$  : poids de l'eau

$W_a$  : poids de l'air ( $W_a=0$ )

$V$  : Volume total (apparent)

$V_s$  : Volume des grains solides

$V_w$  : volume de l'eau

$V_v$  : Volume des vides entre les particules

$V_a$  : volume de l'air

Avec :

$$V_v = V_a + V_w$$

$$V = V_v + V_s = V_a + V_w + V_s$$

**b. Paramètres dimensionnels :**

On définit aussi le poids volumique ; c'est le poids par unité de volume d'un matériau, il est noté  $\gamma$  et exprimé en  $\text{N/m}^3$

- ❖ Le poids volumique des particules solides : noté  $\gamma_s$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

- ❖ Le poids volumique de l'eau, noté  $\gamma_w$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad (= 9,807 \text{ KN/m}^3 : \text{pour une eau à la surface de la Terre et à } T^\circ=5^\circ\text{C})$$

- ❖ Le poids volumique du sol, dit aussi volume apparent ou encore volume humide, noté «  $\gamma$  ». C'est la somme des poids des différentes phases constituant un volume unité de sol.

NB :  $W_a \approx 0 \rightarrow \gamma_a = 0$

Donc :

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

**Pour un sol sec ?**

La composante eau est négligeable (absente), donc, le poids volumique d'un **sol sec** est  $\gamma_d$  (dry)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

**Pour un sol saturé ?**

Tous les vides sont remplis d'eau, le poids volumique d'un sol saturé, noté  $\gamma_{\text{sat}}$  est donné par :

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_{\text{sat}}}{V} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V}$$

**Pour un sol déjaugé ?**

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.

Le poids volumique d'un sol déjaugé, noté  $\gamma'$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

- ❖ On introduit aussi la notion de la masse volumique notée  $\rho$

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Il existe une relation entre la masse volumique et le poids volumique définie par :

$$\gamma = \rho \cdot g$$

Avec ;  $\gamma$  : poids volumique (en N/m<sup>3</sup>)

$\rho$  : masse volumique (en Kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : l'accélération de la gravité (en m/s<sup>2</sup>)

- ❖ La densité par rapport à l'eau, notée  $D_i$  :

$$D_i = \frac{\gamma_i}{\gamma_w}$$

### c. Paramètres non dimensionnels :

Ce sont des paramètres qui nous indiquent dans quelle proportion sont les différentes phases d'un sol. « **Ils caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol** »

Ces paramètres sont : la porosité, l'indice de vide, la teneur en eau et le degré de saturation.

- ❖ **La porosité** : elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total, et notée  $n$  :

$$n = \frac{V_v}{V}$$

La porosité permet de connaître le degré de cohésion d'un sol, c.-à-d. de savoir si un sol est **lâche** (contient plus de vides) ou **serré** (contient moins de vides)

- ❖ **L'indice des vides** : il a une signification analogue à celle de la porosité. Il est défini par le rapport du volume des vides au volume des particules solides :

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

N.B. : les sols peuvent subir des sollicitations provoquant des variations du volume des vides qui entraînent des variations du volume apparent (total :  $V$ ) : contrairement au volume des particules solides qui reste invariant.

- ❖ **La teneur en eau** : elle est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle est notée  $w$  et exprimée en pourcent. Et est facilement mesurable au laboratoire :

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

❖ **Le degré de saturation:** il est noté  $S_r$  et indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides et s'exprime en % :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

(N.B. :  $S_r$  peut dépasser les 100% dans le cas des sols sursaturés)

*Conclusion :* parmi les paramètres définis précédemment, les paramètres sans dimensions sont les plus importants. Ils caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol, c.-à-d. l'état de capacité du squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air contenues dans le sol.

#### d. Relations entre les paramètres:

Il existe des relations entre les paramètres dimensionnels et les paramètres non dimensionnels :

|            |  |
|------------|--|
| $n$        | (1) : $n = \frac{V_v}{V}$ (2) : $n = \frac{e}{1+e}$ (3) : $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$ (4) : $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$  |
| $e$        | (5) : $e = \frac{V_v}{V_s}$ (6) : $e = \frac{n}{1-n}$ (7) : $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$ (8) : $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$  |
| $w$        | (9) : $w = \frac{W_w}{W_s}$ (10) : $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$ (11) : $w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$ (12) : $w = S_r \cdot \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$   |
| $S_r$      | (13) : $S_r = \frac{V_w}{V_v}$ (14) : $S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$ (15) : $S_r = \frac{w}{W_{sat}} (\gamma_d \text{ constant})$   |
| $\gamma$   | (16) : $\gamma = (1+w)\gamma_d$ (17) : $\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$ (18) : $\gamma = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$<br>(19) : $\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$ (20) : $\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$ |
| $\gamma_d$ | (21) : $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$ (22) : $\gamma_d = (1-n) \cdot \gamma_s$  |
| $\gamma'$  | (23) : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (24) : $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$ (25) : $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$   |

### e. Importance des paramètres sans dimension :

On peut distinguer deux grandes familles des sols :

❖ **Les sols grenus** ou **pulvérulents** comme le sable : c'est un sol dont les grains sont libres et peuvent se mouvoir les uns par rapport aux autres (exp. Le sable coule entre les doigts). Ces sols ont un comportement mécanique qui dépend presque uniquement de leur état de compacité (lâche ou serré) déduit à partir de l'indice de vide ( $e$ ). Ils sont caractérisés par des grains ayant un diamètre ( $\phi > 20 \mu\text{m}$ ) généralement supérieur à  $20 \mu\text{m}$ .

❖ **Les sols fins** ou **cohérents** comme les argiles, qui présentent de la cohésion. Ils ont un comportement qui dépend en premier lieu de leur teneur en eau ( $w$ ). Et ils sont caractérisés par un diamètre des grains solides ( $\phi < 20 \mu\text{m}$ ).

Comme le poids volumique des grains solides (hormis le cas des particules organiques) varie dans des limites assez faibles ( $26 \text{ KN/m}^3 \leq \gamma_s \leq 27 \text{ KN/m}^3$ ), on peut le considérer pratiquement comme constant (on prend en général  $\gamma_s \sim 26,5 \text{ KN/m}^3$ )

Et connaissant le poids volumique de l'eau considéré comme constant ( $\gamma_w \approx 10 \text{ KN/m}^3$ ), il en résulte que les paramètres variables et indépendants d'un sol se réduisent à deux :

- ***l'indice de vide ( $e$ )***
- ***la teneur en eau ( $w$ )***

Pour donner une meilleure idée de l'état de compacité d'un sol grenu, on définit également un nouveau paramètre sans dimensions :

- **l'indice de densité** ou **densité relative** :

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

Avec :  $I_d \sim 0$  : le sol est lâche

$I_d \sim 1$  : le sol est serré

$e_{\max}$  et  $e_{\min}$  sont les deux états de compacité extrêmes que l'on peut obtenir expérimentalement pour un sol donné. Ils sont déterminés par des essais de laboratoire strictement normalisés.

N.B.: on notera par ailleurs que dans le cas des sables, on a toujours ( $0,4 \leq e < 1$ )

# Chapitre 2 : Structure et Identification

---

## Introduction :

La distinction faite dans le chapitre précédent, entre les sols grenus et les sols fins a été basée seulement sur la dimension des grains (20  $\mu\text{m}$  comme seuil limite). Cependant, les comportements de ces sols sont très différents ainsi que les paramètres qui les déterminent, d'où l'importance de chercher d'autres méthodes de classification des sols plus élaborée (ou détaillée) que la simple distinction précédente.

## I. Structure des sols :

### 1.1 Comportement des sols grenus :

Le comportement des sols grenus dépend uniquement des paramètres caractérisant son squelette solide. En plus, le sable bien qu'il soit sec, humide ou saturé, ses propriétés géotechniques sont à peu près identiques. Ceci est expliqué par la grande dimension des vides que les grains solides laissent entre eux où l'eau peut facilement circuler.

Ces sols grenus sont caractérisés par l'absence de l'eau adsorbée. Leurs propriétés dépendent donc avant tout de la dimension des grains solides et de leur état de compacité (lâche/serré).

### 1.2 Comportement des sols fins :

A l'inverse des sols grenus, le comportement des sols **fins** dépend de plusieurs paramètres à savoir la composition minéralogique, la teneur en eau et la structure (c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et orientées les unes par rapport aux autres).

Ces sols sont caractérisés par une grande surface spécifique des grains (rapport de la surface du grain à son volume  $\frac{S_i}{V_i}$ ). Dans ces sols, l'eau joue un rôle très important par son influence sur les forces qui s'exercent entre les particules.

Selon la valeur de la teneur en eau (**w**), les propriétés mécaniques d'un sol fin évoluent depuis l'état solide (**w** faible) jusqu'à l'état liquide (**w** élevée).

Entre des deux états, pour les teneurs en eau moyennes, le sol présente des propriétés plastiques ; c.-à-d. qu'il peut se déformer rapidement et considérablement sans se casser, se fendiller (se couvrir de petites fentes) ou changer de volume. On trouve comme exemple, le mastic et la pâte à modeler présentant de bonnes propriétés plastiques.

Le Suédois « **Albert Atterberg** » a proposé de définir trois limites exprimées par des

teneurs en eau (en %) (dites **limites d'Atterberg**)

- **Limite de liquidité ( $w_L$ )** : qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- **Limite de plasticité ( $w_P$ )** : qui sépare l'état plastique de l'état solide.
- **Limite de retrait ( $w_s$ )** : qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.
  - Etat solide **sans** retrait : un état dans le quel toute l'eau adsorbée a disparu.
  - Etat solide **avec** retrait : un état dans le quel l'eau adsorbée est encore en place.

Le retrait est une diminution de volume qui accompagne l'élimination de l'eau adsorbée.

On définit alors « l'indice de plasticité »  $I_P$  : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$I_P = w_L - w_P$$

### 1.3 Les argiles :

Les argiles sont constituées de très petites particules minérales. Le comportement mécanique d'une argile saturée est fortement influencé par le type de sa structure cristalline de base. De ce fait, l'analyse minéralogique d'une argile est un essai assez fréquemment réalisé afin de connaître avec précision les caractéristiques de cette argile.

Les argiles présentent généralement un caractère plastique entre certaines valeurs de leurs teneurs en eau et elles acquièrent une résistance importante en séchant.

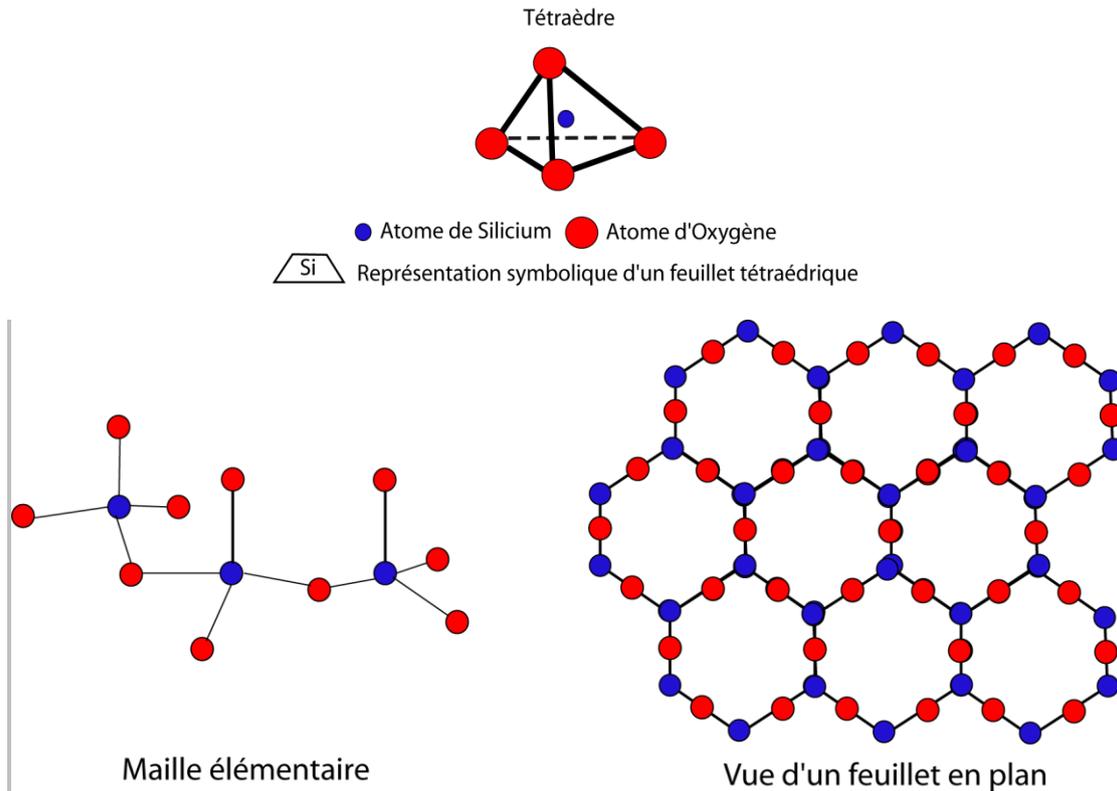
#### a. Structure cristalline :

Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés dont la structure est relativement complexe.

Les particules d'argiles sont des empilements de feuillets, où on distingue deux corps minéraux qui constituent les deux structures de base de toutes les argiles.

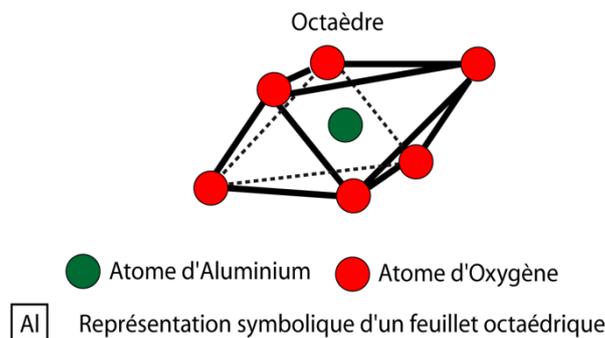
- La silice tétraédrique :  $SiO_2$
- L'hydroxyde d'aluminium octaédrique :  $Al(OH)_3$

Chaque atome de silice (Si) est entouré de 4 atomes d'oxygène, l'un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet.



Le feuillet octaédrique (dont l'élément de base est l'hydroxyde d'Al) est un peu plus complexe. L'atome d'Aluminium est entouré de 6 atome (soit des oxygène, soit des groupements OH).

Il existe dans les feuillets des atomes d'Oxygène possédant une valence libre qui se superposent à ceux du feuillet tétraédrique et permettent des liaisons covalentes entre les 2 feuillets.

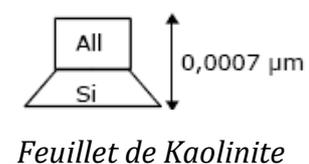


### b. Les différents types d'argile

Il existe plusieurs types d'argile dont les plus fréquents sont :

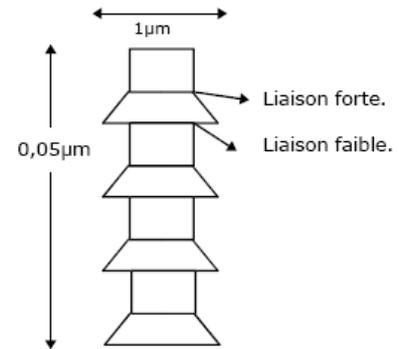
- La kaolinite :

Le feuillet de kaolinite résulte de la liaison d'un feuillet tétraédrique avec un feuillet octaédrique, la liaison se fait par les atomes d'Oxygène. Sa formule minéralogique est de type «  $Al_2O_3, 2SiO_2, 2H_2O$  »



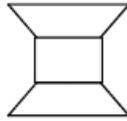
La particule de Kaolinite est formée d'un empilement de plusieurs feuillets. Les liaisons entre les feuillets étant du type «liaison hydrogène», donc des liaisons faibles :

Particule de Kaolinite

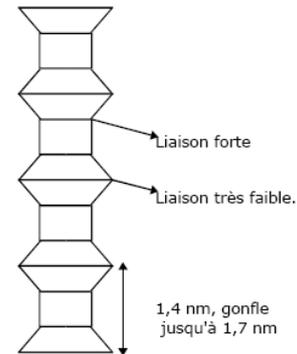


• La montmorillonite :

La particule de montmorillonite, de formule minéralogique  $((Mg, Ca)O, Al_2O_3, 5SiO_2, nH_2O)$ , résulte de l'empilement des feuillets élémentaires suivants :



Feuillet de montmorillonite



Particule de montmorillonite

Famille des **Smectites** :  $(2Al_2O_3, 8SiO_2, 2H_2O, nH_2O)$

La liaison entre deux feuillets est une liaison type « hydrogène », mais très faible de telle sorte que les molécules d'eau peuvent s'installer entre les feuillets. Il peut y avoir jusqu'à 5 à 6 couches de molécules d'eau.

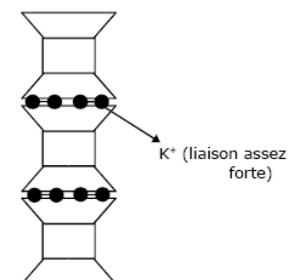
Ainsi, les sols dont la teneur en montmorillonite est élevée sont susceptibles de gonflement ou de retrait importants en fonction des variations de la teneur en eau.

NB : par suite de la faiblesse de la liaison, les particules de montmorillonite ont des dimensions très faibles.

- diamètre  $\phi$  :  $0,05 \mu m$
- épaisseur :  $\frac{1}{400}$  de diamètre.

• L'illite :

Cette argile a une structure analogue à celle de la montmorillonite, mais des ions de Potassium sont intercalés entre les feuillets tétraédriques (Si). Grâce à ces ions, la liaison devient relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler.



Particule d'illite

- L'atome d'Al du feuillet octaédrique (Al) se trouvant sous forme  $Al^{3+}$  peut être remplacé par d'autres ions comme  $Mg^{2+}$  principalement dans la montmorillonite et l'illite. Il résulte un déséquilibre électrique qui est compensé par l'adsorption sur la surface de cations  $Ca^{2+}$ ,  $Li^+$ ,  $K^+$ ,  $Fe^{2+}$ .

Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations. Ces derniers dits «**échangeables**» jouent un rôle important dans le comportement des argiles.

### c. L'eau adsorbée dans les argiles

Les particules d'argiles sont très plates et leur surface est grande par rapport à leur volume. On peut considérer ces particules comme des agrégats où les cations ( $Si^{4+}$ ,  $Al^{3+}$ ) sont au centre et les anions ( $OH^-$  et  $O^{2-}$ ) sur toute la périphérie de l'agrégat. Ainsi, les bords sont fortement chargés négativement et peuvent attirer des charges positives.

Etant donné que les molécules d'eau sont polaires, il peut donc y avoir attraction et adsorption de molécules d'eau à la surface d'une particule d'argile.

Plusieurs couches de molécules peuvent être adsorbées, mais les forces d'attraction diminuent rapidement avec la distance.

#### 1.4 Les limons

Bien qu'à l'œil nu, on ne puisse distinguer un limon d'une argile, les propriétés physiques de ces sols diffèrent.

Les grains de limon sont en effet le résultat de la désagrégation mécanique ou physique d'une roche et leur structure est identique à celle de la roche mère.

Les grains de limon ont en général des dimensions supérieures à celles des grains d'argile comprises entre 2  $\mu m$  et 20  $\mu m$ .

Tous les sols appelés **limons** contiennent une certaine proportion d'argile et présentent des **propriétés plastiques**.

## II. Les essais d'identification :

### 2.1 Paramètres indépendants :

a) La teneur en eau (w) (**norme NF P 94-050**):

Elle est déterminée par deux pesées, une avant ( $m$ ) et une après ( $m_s$ ) passage à l'étuve à 105°C (pendant 24 heures).

$$w = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \text{ Avec } m_w = m - m_s$$

b) Le poids total et le volume total (**norme NF P 94-053**) :

\* Concernant le poids total (W), il est déduit par le produit de la masse totale

(déterminée directement par pesée =  $m$ ) et de l'accélération de la pesanteur ( $g$ )

$$W = m \cdot g$$

\* Quant au volume, on utilise l'une des trois méthodes suivantes :

**- Méthode par immersion dans l'eau :**

Un échantillon de sol de forme simple, de masse  $m$  comprise entre 0,1 et 0,5 kg est pesé puis recouvert d'une couche de paraffine (0,88 g/cm<sup>3</sup>). Une deuxième pesée  $m_T$  permet de déterminer la masse de la couche de paraffine  $m_p$  et de calculer son volume  $V_p$ . Une troisième pesée, hydrostatique, de l'échantillon paraffiné permet de calculer le volume de l'échantillon paraffiné ( $V_{sol+paraffine}$ ).



- 1<sup>ère</sup> pesée =  $m$  : masse de l'échantillon à l'état naturel ;
- 2<sup>ème</sup> pesée =  $m_T$  : masse de l'échantillon et de la couche de paraffine ;

$$m_p = m_T - m$$

Echantillon paraffiné ( $m_p$ )

Or le volume de la couche de paraffine se déduit à partir de :  $\rho_p = \frac{m_p}{V_p} \rightarrow V_p = \frac{m_p}{\rho_p}$

- Mettez une certaine quantité d'eau dans une éprouvette et mesurez son volume. (La hauteur d'eau doit être légèrement supérieure à la longueur  $L$  de l'échantillon) =  $V_1$ .

En penchant l'éprouvette faites glisser l'échantillon paraffiné dans l'eau. Mesurez le nouveau volume =  $V_2$ .

$$V_{sol+paraffine} = V_2 - V_1$$

Le volume de paraffine étant connu, on en déduit le volume  $V$  de l'échantillon :

$$V = V_{sol+paraffine} - V_p$$

N.B. : L'échantillon de sol n'est pas remanié, il est à l'état naturel.

**- Méthode de la trousse coupante**

On effectue un poinçonnement avec une trousse coupante dans l'échantillon. Les faces de la prise d'essai sont arasées aux extrémités. Le volume  $V$  de la prise d'essai est égal au produit de l'aire de la section d'entrée de la trousse par sa hauteur.

N.B. : L'échantillon de sol est légèrement remanié par le passage de la trousse, il est cependant considéré à l'état naturel.

**- Méthode du moule :**

L'échantillon, préparé selon un processus défini, remplit le moule jusqu'à débordement. L'extrémité supérieure du moule, de dimensions connues, est arasée à la règle. C'est la méthode utilisée dans l'essai Proctor (norme NF P 94-093).

N.B. : L'échantillon de sol est remanié.

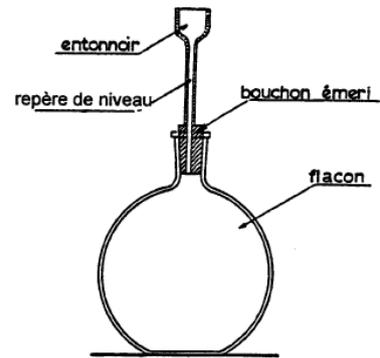
c) Le poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  (**norme NF P 94-054**):

Cette mesure se fait dans un appareil « Pycnomètre ». On introduit un poids connu  $W_s$  de sol (séché :  $w=0$ ) dans un récipient contenant de l'eau distillée. On repère le volume d'eau déplacée par les particules solides du sol.

Le volume de la phase solide  $V_s$ , égal au volume d'eau déplacée par le sol, est déterminé par pesée.

$m_1$  : masse du pycnomètre contenant l'eau distillée et le barreau magnétique,

$m_2$  : masse du pycnomètre contenant le sol, l'eau distillée et le barreau magnétique.



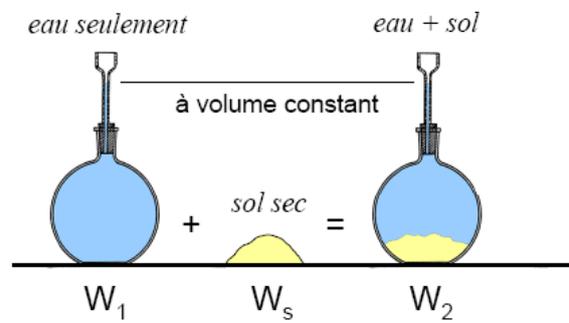
Pycnomètre

$$m_2 = m_1 + m_s - \rho_w \cdot V_s$$

Avec  $m_s$ : masse des particules solides,  
 $\rho_w$  : masse volumique de l'eau distillée,  
 $V_s$  : volume des particules solides.

Et :  $W = m \cdot g$

$$V_s = \frac{m_1 + m_s - m_2}{\rho_w}$$



$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} = \frac{m_s}{m_1 + m_s - m_2} \cdot \rho_w \Rightarrow \gamma_s = \rho_s \cdot g$$

$$\text{Soit : } \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{W_1 + W_s - W_2} \cdot \gamma_w$$

d) L'indice des vides:

Il est déterminé à partir de la mesure du volume total et du poids des grains solides.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 = \frac{V \cdot \gamma_s}{W_s} - 1$$

## 2.2 La granulométrie :

Il s'agit de déterminer la répartition des grains en fonction de leur dimension.

Il existe deux méthodes :

- Granulométrie par tamisage (à sec ou sous eau) pour les sols grenus
- Sédimentométrie pour les sols fins

### a) Granulométrie par tamisage (NF P 94-056):

C'est un essai d'identification important qui consiste à étudier la granulométrie du sol, c'est à dire la distribution des grains suivant leur dimension en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimensions bien définies. La taille des grains est comprise entre à 80  $\mu\text{m}$  (0,08 mm) et 10 cm.

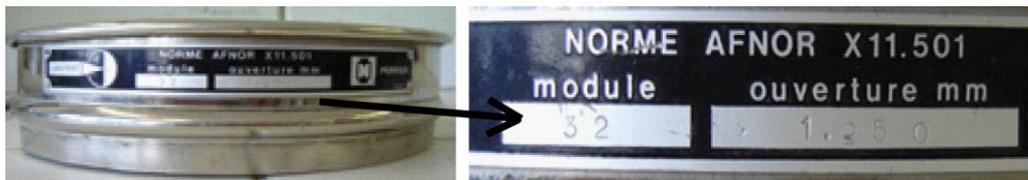
Elle consiste à faire passer la prise d'essai à travers des tamis. Ce dernier est constitué d'une tôle métallique perforée de mailles carrées. Les tamis sont désignés par le côté de ces carrés c'est à dire par la taille des mailles. La taille des mailles est normalisée. Cette taille correspond aux termes d'une suite géométrique de raison 1,259. Chaque dimension de maille correspond donc à la dimension de la précédente multipliée par 1,259.



Les tamis sont également repérés par un numéro

*Tamis à maille carrée*

d'ordre appelé « **module** ». Le premier tamis 0,08 mm a comme module le numéro 20, le suivant a le module 21 et ainsi de suite selon une progression arithmétique de raison 1. Et chaque maille correspond un module (tableau ci-dessous).



*Tamis 1,25mm de module 32*

|               |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Tamis         | 0,08      | 0,100     | 0,125     | 0,160     | 0,200     | 0,250     | 0,315     | 0,4       | 0,5       | 0,63      |           |
| <b>Module</b> | <b>20</b> | <b>21</b> | <b>22</b> | <b>23</b> | <b>24</b> | <b>25</b> | <b>26</b> | <b>27</b> | <b>28</b> | <b>29</b> |           |
| Tamis         | 0,80      | 1         | 1,25      | 1,60      | 2         | 2,50      | 3,15      | 4         | 5         | 6,3       | 8         |
| <b>Module</b> | <b>30</b> | <b>31</b> | <b>32</b> | <b>33</b> | <b>34</b> | <b>35</b> | <b>36</b> | <b>37</b> | <b>38</b> | <b>39</b> | <b>40</b> |
| Tamis         | 10        | 12,5      | 16        | 20        | 25        | 31,5      | 40        | 50        | 63        | 80        |           |
| <b>Module</b> | <b>41</b> | <b>42</b> | <b>43</b> | <b>44</b> | <b>45</b> | <b>46</b> | <b>47</b> | <b>48</b> | <b>49</b> | <b>50</b> |           |

Par définition le diamètre d'une particule est égal à l'ouverture intérieure des mailles du plus petit tamis la laissant passer.

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 **voie sèche**, soit **sous l'eau**, à l'aide d'une colonne de tamis soumise à des vibrations.

Le tamisage à sec n'est précis que pour les matériaux dépourvus de cohésion comme les sables ou les graviers. En présence d'un sol limoneux ou argileux, il faut

effectuer un tamisage sous l'eau. Le matériau doit alors être immergé pendant un temps suffisant pour désagréger les agglomérats. Cette opération peut durer de quelques minutes à plusieurs heures. Après tamisage, par une tamiseuse, on passe de nouveau les tamis et leurs refus à l'étuve avant de les peser.

La quantité de matériau retenue sur le tamis est appelée refus, celle qui passe au travers du tamis est appelée tamisât (passant).



*Tamis avec refus*



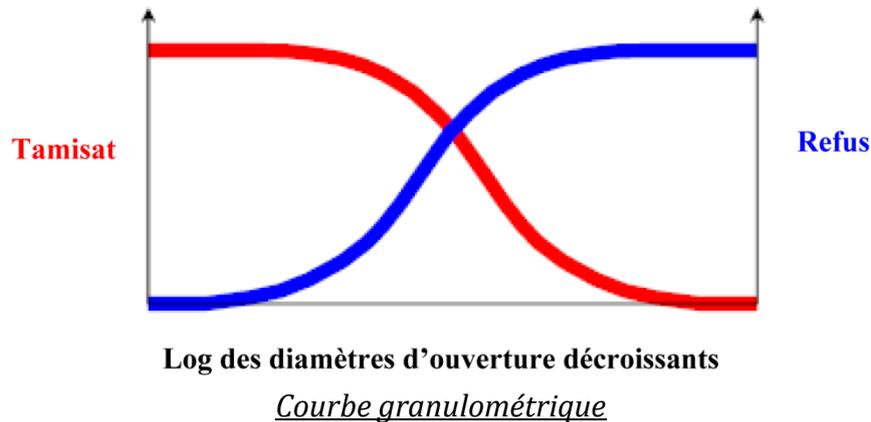
*Tamiseuse à vibration 3D*

### **Courbe granulométrique**

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique tracée en diagramme semi-logarithmique :

- en abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs décroissantes ;
- en ordonnée (échelle arithmétique), le pourcentage, en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante.

Les coordonnées semi-logarithmiques permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols.



De cette courbe, on détermine en particulier :

1. la dimension des plus gros éléments  $d_{\max}$  ;
2. le pourcentage de tamisât inférieur à 2 mm,
3. le pourcentage de tamisât inférieur à 80  $\mu\text{m}$  ;
4. les dimensions  $D_p$  pour  $p$  fixé,  $p$  (en pour cent) désigne la dimension des grains dont le pourcentage  $p$  est de dimension inférieure à  $D_p$ .
5. le facteur d'uniformité de Hazen :

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

\* Pour  $C_u > 2$ , la granulométrie est dite étalée ou bien graduée (Si le sol est bien gradué c'est-à-dire que toutes les tailles de grains entre les plus grosses de ce sol et les plus fines de ce sol sont bien présentes),

\* Pour  $C_u < 2$ , la granulométrie est dite uniforme ou serrée.

*N.B. : Plus la granulométrie est serrée plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée.*

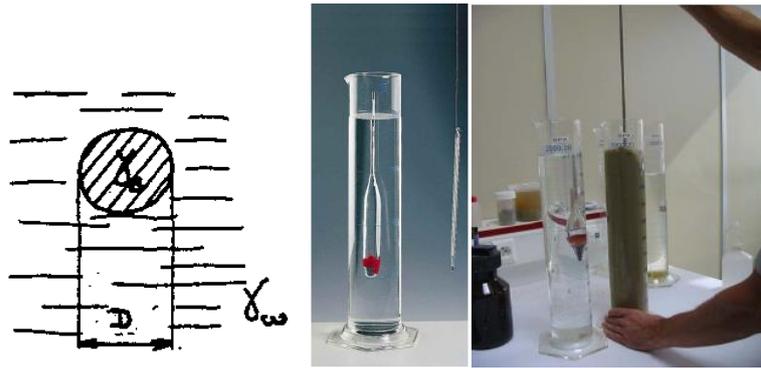
6. le facteur de courbure :

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

### **b) Granulométrie par Sédimentométrie (NF P 94-057):**

L'analyse granulométrique s'effectue par sédimentométrie lorsque la dimension des particules est inférieure à 80  $\mu\text{m}$ .

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 **Stockes** sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau.



Eprouvettes normalisées et densimètres

La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Pour une particule sphérique de diamètre  $D$  tombant dans l'eau (**loi de Stokes**):

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

$\mu$  : la viscosité de l'eau

$V$  : la vitesse limite de chute de la particule (cm/s) ;

$\gamma_s$  et  $\gamma_w$  : sont respectivement le poids volumique des particules solides et le poids volumique des l'eau (KN/m<sup>3</sup>).

Etant donné que la vitesse est très lente, et pour pouvoir utiliser la loi de Stokes ; nous dispersons par agitation les particules de sol dans l'eau, on obtient une solution homogène qu'on laisse décanter.

On mesure la variation de la densité de la solution, à différentes époques à l'aide d'un **densimètre**.

Avec le temps ( $t_i > t_0$ ), la décantation des particules détruit l'homogénéité de la solution (présente à  $t_0$ ), et les particules les plus grosses tombent plus rapidement.

A une profondeur  $H$  donnée, on mesure la densité  $\delta$  de la suspension en fonction du temps  $\delta = f(t)$ .

A la profondeur  $H$  ( $= v \cdot t$ ), il n'y a plus de particules de diamètre  $> D$  avec :

$$D = \frac{18 \cdot \mu \cdot H}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot t}$$

car la sédimentation de ces particules a été plus rapide. Et le poids volumique de la suspension s'écrit :

$$\delta \cdot \gamma_w = \frac{y \cdot W_s + \gamma_w \left( V - \frac{y \cdot W_s}{\gamma_s} \right)}{V}$$

Avec :

$$y = \frac{\text{pooids des particules de diamètre } < \text{ à } D}{\text{pooids total } W_s \text{ des particules solides}}$$

V : volume de la suspension

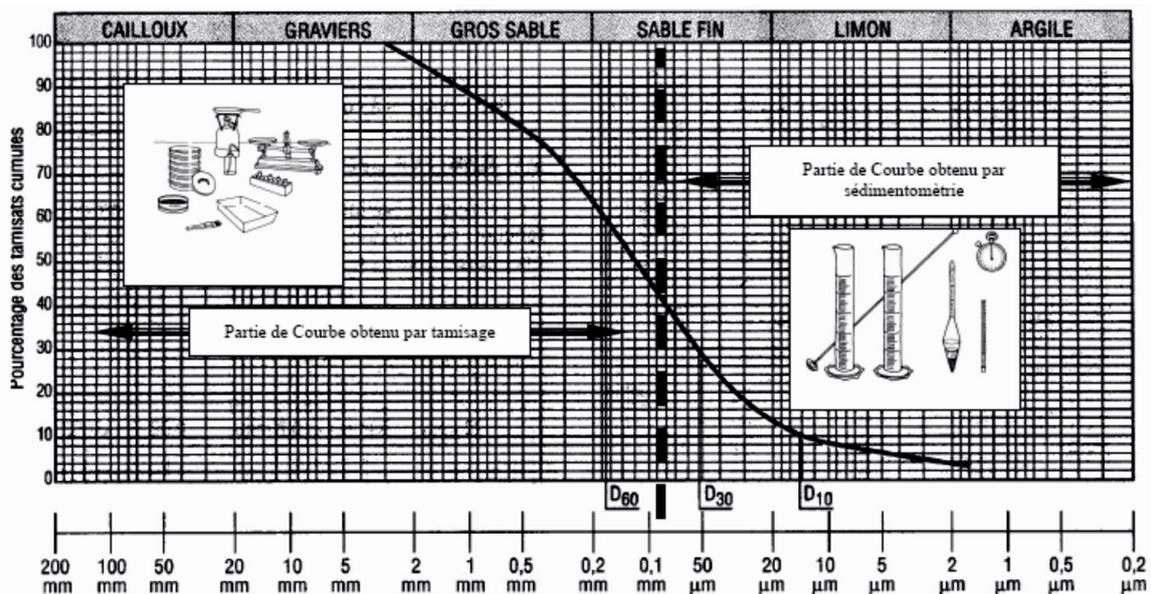
On détermine  $y = \frac{V}{W_s} \cdot \frac{\gamma_s \cdot \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot (\delta - 1)$  en fonction du temps.

Le calcul du diamètre des particules non décantées est donné par :  $D = F \cdot \sqrt{\frac{H_t}{t}}$

Avec : F : Facteur donné par l'abaque

t : temps de lecture en minute

H<sub>t</sub> : profondeur effective du centre de poussée du densimètre en cm.



*Courbe granulométrique d'un sol constitué de fractions grenue et fine*

### 2.3 Essais propres aux sols grenus :

#### a) Essai d'équivalent de sable (E.S.) (NF P 18-598):

Il permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Et est effectué pour les éléments < 5 mm (la présence des éléments fins peut modifier le comportement).

Il consiste à placer l'échantillon dans une éprouvette contenant une solution normalisée destinée à disperser les particules du sol et à secouer énergiquement.

On laisse ensuite reposer l'ensemble. Un dépôt solide se forme rapidement au fond de l'éprouvette. Au bout d'un temps fixé par la norme, on mesure  $h_1$  de la suspension et  $h_2$  du dépôt.

$$E.S. = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100$$

| Valeur d'E.S. | Type de sol         |
|---------------|---------------------|
| 0             | Argile pure         |
| 20            | Sol plastique       |
| 40            | Sol non plastique   |
| 100           | Sable pur et propre |

## 2.4 Essais propres aux sols fins :

### a) Limites d'Atterberg (NF P 94-051): (cf. TP n°1)

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et de caractériser son état grâce à son indice de consistance.

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec :

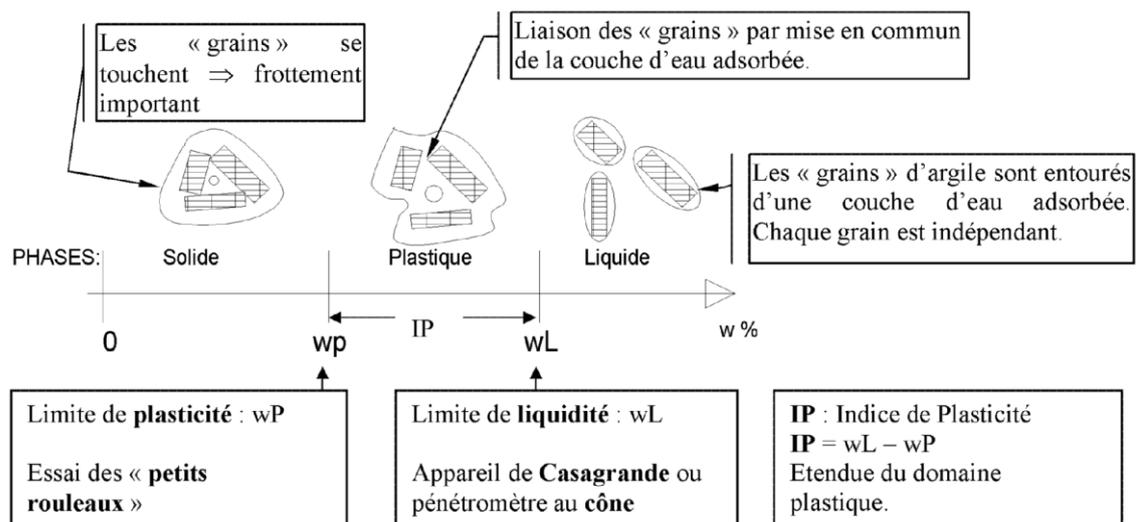
- la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores,
- l'épaisseur des couches d'eau adsorbée qui enrobent ses grains.

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité :  $w_L$ ),
- le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité :  $w_P$ ).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.

La différence  $I_P = w_L - w_P$  qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.



### **Intérêt des limites d'Atterberg en Génie Civil**

- Les limites d'Atterberg servent à classer les sols fins ( $< 80 \mu\text{m}$ ).
- La position de la teneur en eau in-situ ( $w$ ) par rapport aux limites d'Atterberg permet de prévoir la consistance du sol. L'indice de consistance est donné par la relation suivante :

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p} \quad 1$$

- Les limites d'Atterberg permettent de prévoir le comportement des sols fins pendant les phases de terrassement et/ou lorsqu'ils sont sollicités mécaniquement (contrainte admissible, module d'élasticité).

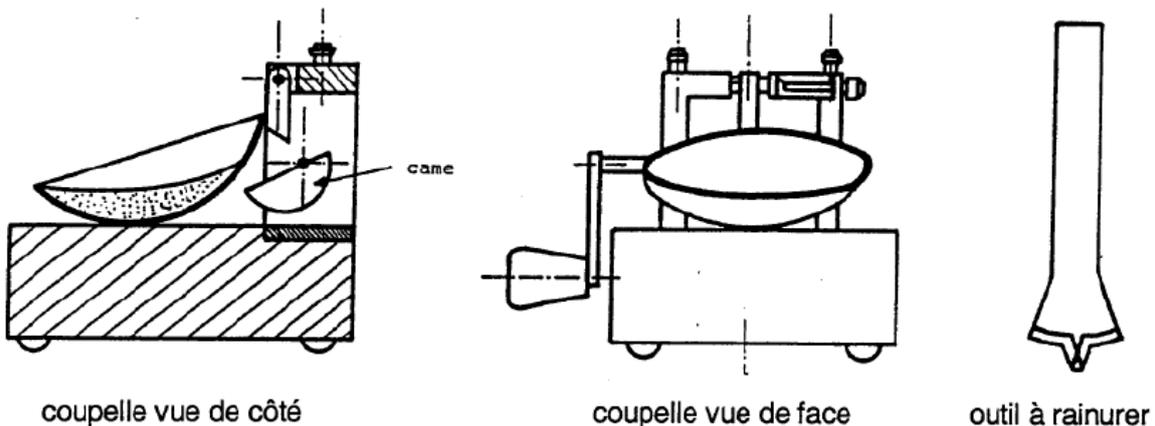
### **Détermination de la limite de liquidité :**

Elle peut être déterminée par l'une des deux méthodes :

#### **- Méthode de la coupelle de Casagrande (norme NE P 94-051).**

L'essai des Limites d'Atterberg se fait sur la fraction du matériau appelée mortier, qui passe au tamis de 0,40 mm. L'échantillonnage se fait sur matériau non séché à l'étuve, une quantité suffisante de matériau devant être tamisée pour obtenir 150 à 200 g de mortier. Avant tamisage le matériau doit être imbibé pendant au moins 12 heures. Il faut préparer une pâte bien homogène.

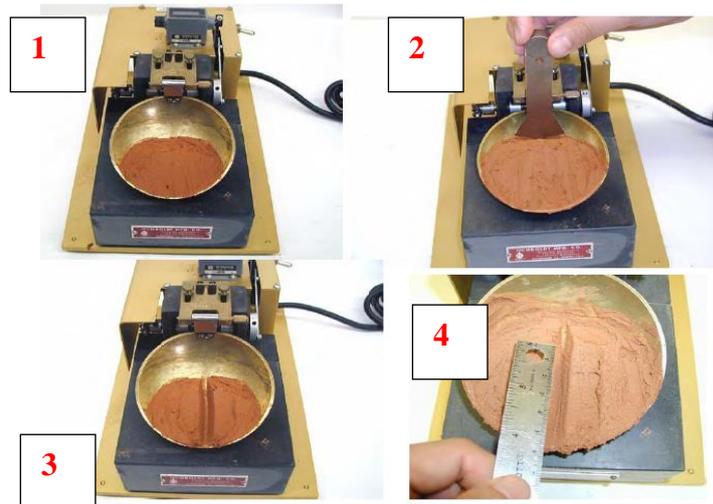
- Remplir la coupelle de l'appareil de Casagrande de la manière suivante : la pâte recouvre le fond de la coupelle, sauf sur une partie d'environ 3 cm et son épaisseur est, au centre, de l'ordre de 15 à 20 mm.
- Partager la pâte en deux au moyen de l'outil à rainurer.



#### Coupelle de Casagrande

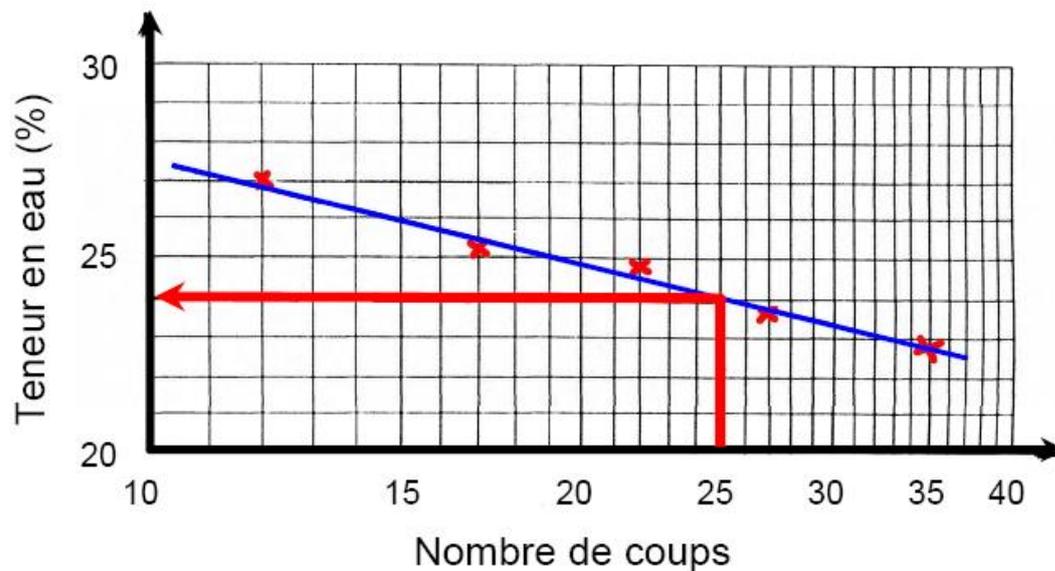
- Fixer délicatement la coupelle sur support métallique de l'appareil de Casagrande.

Noter le nombre  $N$  de chocs nécessaire pour que les lèvres de la rainurer se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm.



Coupelle de Casagrande

La limite de liquidité  $w_L$  : est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. La relation (27) 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.



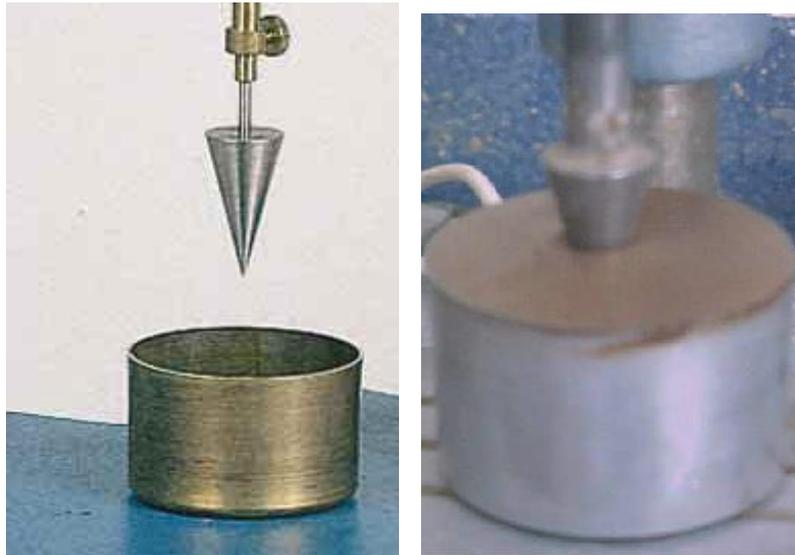
Graphique de détermination de la liquidité

Pour le même intervalle des valeurs de  $N$ , la formule approchée représente également assez bien les résultats expérimentaux. On peut donc employer avec prudence cette relation qui permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

$$w_L = w \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0,121}$$

**- Méthode du cône de pénétration (norme NF P 94-052-1)**

*La relation entre la teneur en eau du sol remanié et la pénétration pendant cinq secondes, sous son propre poids, d'un cône normalisé (angle au sommet de 30°, masse de 80 g), tombé en chute libre, est déterminée expérimentalement. On porte en abscisse les teneurs en eau (en %) et en ordonnée les pénétrations correspondantes du cône (en mm), les deux échelles étant linéaires. La droite la plus représentative est tracée à partir des points expérimentaux. Par définition la limite de liquidité est la teneur en eau du sol qui correspond à une profondeur de pénétration du cône de 17 mm.*



Pénétrromètre à cône

### **Détermination de la limite de plasticité :**

*La mesure de limite de plasticité se faisant après celle de la limite de liquidité, on a souvent un échantillon trop humide qu'on dessèche en le malaxant et en l'étalant sur le marbre.*

*On forme une boulette de l'échantillon et, à l'aide d'une plaque ou à la main, on roule l'échantillon sur le marbre de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement jusqu'à ce qu'il ait atteint 3 mm de diamètre*



*Etapas de détermination de la limite de plasticité*

*La limite de plasticité  $w_P$  : est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3,0 mm plus au moins 0,5 mm. Indice de plasticité est calculé par :  $I_P = w_L - w_P$*

### **b) Analyse minéralogique :**

C'est un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols fins est fonction de leur composition minéralogique.

Une forte teneur en montmorillonite/Smectites indiquera un sol très sensible à l'eau, pouvant donner lieu à des difficultés.

### **c) Teneur en carbonates de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) :**

C'est un bon indice sur la résistance mécanique d'un sol et sur sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de  $\text{CaCO}_3$ , le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de 60 %.

La teneur en carbonate est déterminée par l'application de goutte d'acide chlorhydrique (HCl) dilué (10 %).

- si l'ajout de HCl ne produit pas d'effervescence : il n'y a pas de carbonates (absence de  $\text{CaCO}_3$ )
- si l'ajout de HCl produit une effervescence : le sol contient des carbonates (sol calcaire ou très calcaire)

N.B. : dans les sols argileux ou humides, l'effervescence se produit généralement avec un retard.

Remarque : une résistance du sol sec élevée est souvent due à la présence de carbonate qui agit comme un agent de cimentation.

| Teneur en $\text{CaCO}_3$ | Type de sol                |
|---------------------------|----------------------------|
| 0-10                      | Non marneux                |
| 10-30                     | Faiblement marneux         |
| 30-70                     | Marneux                    |
| 70-90                     | Calco- marneux             |
| 90-100                    | Calcaireux-crayeux (craie) |

#### d) Teneur en matière organique :

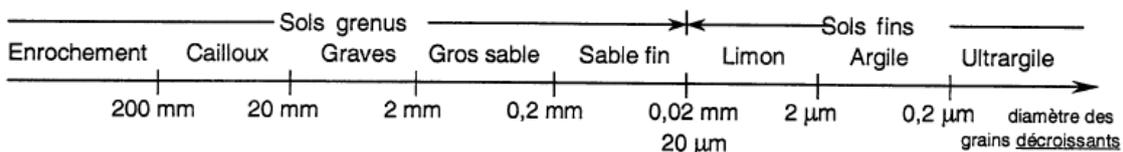
C'est un essai intéressant du point de vue de la compressibilité, car les matières organiques (débris de végétaux, etc.) sont toujours très compressibles. (elle peut être déterminée par calcination).

**Conclusion :** les différents essais d'identification permettent de classer les sols, il existe plusieurs classifications notamment l'US.C.S. (United Soil Classification System), la GTR92 et LPC (Laboratoires Ponts et Chaussées) qu'on utilisera par la suite.

### 3. Classification des sols :

Les sols sont subdivisés en deux grandes catégories en fonction de la granulométrie et d'autres paramètres :

#### ➤ Les sols à granulométrie uniforme : ( $C_u < 2$ )



#### ➤ Sols à granulométrie non uniforme : ( $C_u > 2$ )

Selon LPC, on distingue :

- Les sols **grenus** dont plus de 50 % des éléments en poids sont  $> 80$  mm,
- Les sols **fins** dont plus de 50 % des éléments en poids sont  $< 80$  mm,
- Les sols **organiques** dont la teneur en matière organique est élevée  $> 10$  %.

La classification des sols grenus est faite à partir de la granulométrie et des

limites d'Atterberg (Tableau ci-dessous)

Quant à la classification des sols fins, elle est faite à partir des critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée par un diagramme de plasticité représentant  $I_p = f(w_L)$ . D'après ce diagramme, 4 classes majeures de sol se définissent :

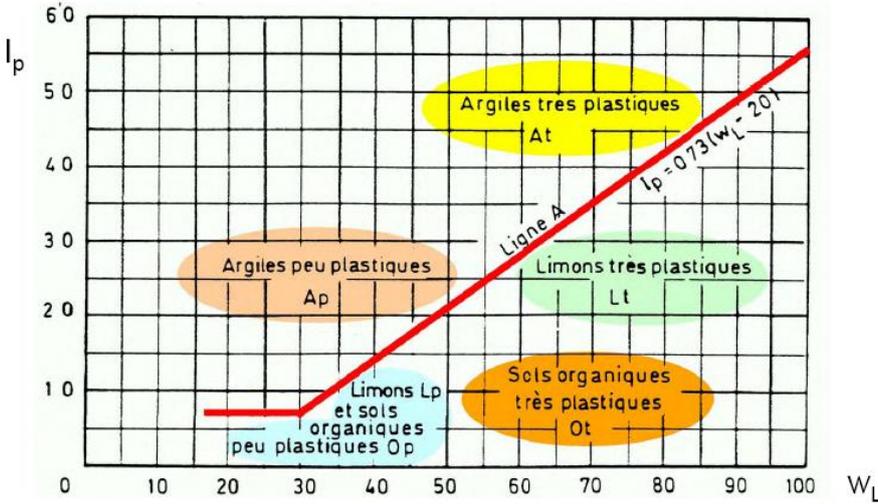
- Les limons très plastiques  $L_t$
- Les limons peu plastiques  $L_p$
- Les argiles très plastiques  $A_t$
- Les argiles peu plastiques  $A_p$

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

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 %  $\Rightarrow$  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 de classification LPC des sols grenus



*Diagramme de Casagrande*

## Chapitre 3 : Hydraulique des sols

Il s'agit d'étudier les écoulements permanents et les effets dans un sol que nous supposons **complètement saturé** (circulation **d'eau libre**)

### I. Conditions générales :

Il existe des hypothèses et définitions fondamentales à faire pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols.

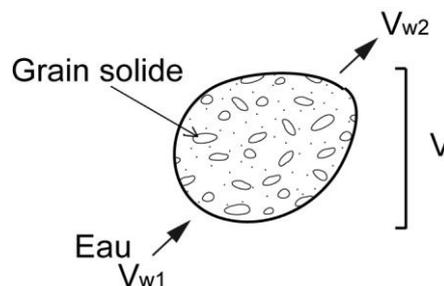
1. l'eau interstitielle est **incompressible**
2. la masse d'eau interstitielle **se conserve**

Soit un volume  $V$  de sol saturé. Entre deux instants donnés ( $t_1$  et  $t_2$ ), il entre dans ce volume un certain volume d'eau  $V_{w1}$  et il en sort un volume  $V_{w2}$ .

A tout instant, le volume d'eau contenue dans le volume  $V$  est le même si on suppose que les grains n'ont pas bougé. Les deux volumes  $V_{w1}$  et  $V_{w2}$  sont donc égaux :

$$V_{w1} = V_{w2}$$

N.B. : cette condition suppose que les grains soient également **incompressibles**.



*Figure 1*

3. les contraintes totales «  $\sigma$  » et effectives «  $\sigma'$  » ainsi que la pression de l'eau «  $u$  » sont liées par la relation de « **Terzaghi** » :

$$\sigma = \sigma' + u$$

4. l'eau qui circule entre les grains présente de la **viscosité** ( $\mu \neq 0$ )
5. Il est tenu compte de l'effet de la **pesanteur**
6. les mouvements sont permanents, c.à.d. que les vitesses de l'eau aux différents endroits sont indépendantes du temps.

En explicitant la conservation de la masse (condition n°2) sur un cube élémentaire de sol de côtés  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$ .

Soit  $\vec{v}$  ( $v_x, v_y, v_z$ ) la vitesse de l'eau au centre  $M$  du cube. Les composantes  $v_x$ ,  $v_y$  et  $v_z$  de cette vitesse sont fonctions des coordonnées  $x$ ,  $y$  et  $z$  du point  $M$ .

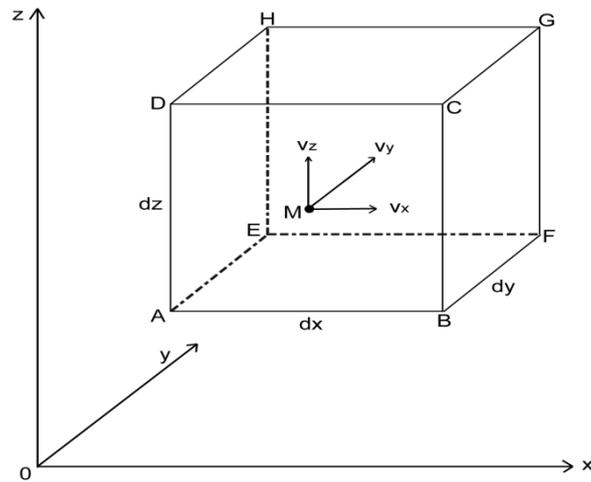


Figure 2

Par un raisonnement analogue à celui permettant d'établir les équations de l'équilibre, on montre que la condition (2) s'écrit :

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0$$

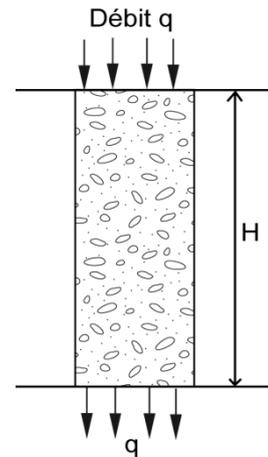
**\* Vitesse de l'eau dans le sol :**

L'eau, qui s'écoule dans un sol, circule dans les interstices entre les grains, lesquels forment des pores de dimensions très variables. Il est donc impossible de définir les vitesses réelles de l'eau ; on ne définit que des **vitesse moyennes**.

Soit « **q** » le débit de l'eau s'écoulant dans un sol au travers d'une section de surface totale **S**. on définit la vitesse apparente **v** de l'eau par le rapport :

$$v = \frac{q}{S} \quad (\text{C'est la définition la plus utilisée})$$

Figure 3



Soit « **n** » la porosité d'un élément de sol de section **S** et de hauteur **H** :

$$\Rightarrow \text{Le volume des vides est : } V_v = n \cdot V = n \cdot S \cdot H \quad \text{car : } n = \frac{V_v}{V}$$

En considérant que l'eau ne circule que dans les vides, on peut définir une **vitesse moyenne vraie** « **v'** » par le rapport :

$$\boxed{v' = \frac{q}{n \cdot S}} \quad \left( v' = \frac{v}{n} \right)$$

## II. La loi de Darcy

### 1) La charge hydraulique :

Elle est définie comme étant l'énergie d'une particule fluide de masse unité (exprimée en mètre d'eau). Appelée parfois le potentiel de l'eau dans une nappe et elle est proportionnelle à la pression de l'eau.

Dans l'eau en mouvement, on appelle charge hydraulique en un point M la quantité :

$$H_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w} + \frac{v_M^2}{2g}$$

$\downarrow$   $\downarrow$   
 énergie potentielle      énergie cinétique

Où :  $z_M$  : côte du point M à partir d'un plan horizontal de référence

$u_M$  : pression de l'eau au point M

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

$v_M$  : vitesse de l'eau au point M.

$$\text{Et: } h_M = \frac{u_M}{\gamma_w}$$

N.B. : dans le sol,  $v$  est très faible ( $< 10 \text{ cm/s}$ )  $\Rightarrow \frac{v_M^2}{2g}$  est négligeable (0,5 mm pour  $v = 10 \text{ cm/s}$ ).

**Exemple : écoulement vertical au travers d'un échantillon de sol :**

**Au point B :**

$$z_B = BC \text{ et } h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} = AB$$

$$H_B = z_B + h_B = AC$$

**Au point D :**

$$z_D = -CD \text{ (< plan de référence)}$$

$$\text{et } h_D = \frac{u_D}{\gamma_w} = CD$$

$$H_D = z_D + h_D = -CD + CD \Rightarrow H_D = 0$$

$\Rightarrow$  Entre le point B et D, il y'a une perte de charge  $H_B - H_D = AC$

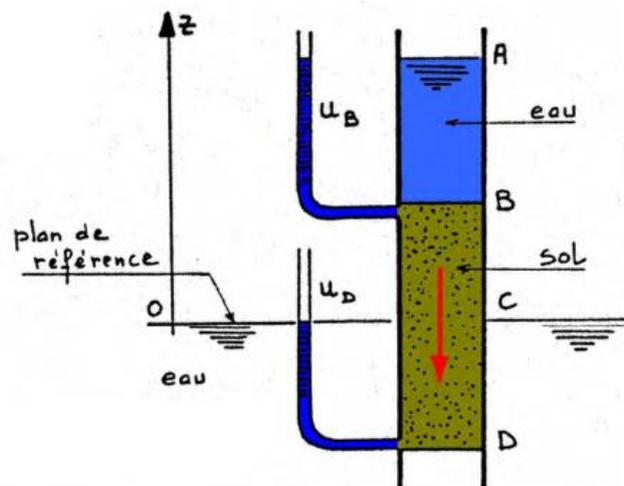
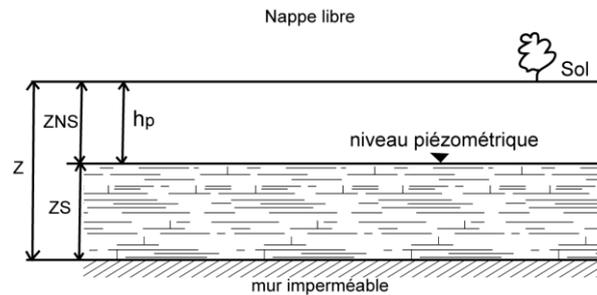


Figure : 4

N.B. : lorsqu'un fluide est **parfait**, il n'y a pas de perte de charge. Ici, la perte de charge traduit une perte d'énergie qui est due à la viscosité de l'eau.

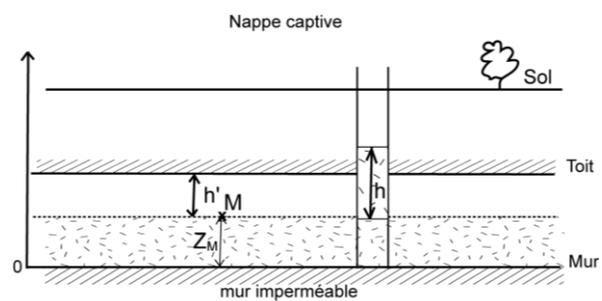
Deux cas peuvent se présenter dans la nature :

**Nappe libre :** c'est la nappe où la charge hydraulique peut être directement mesurable par différence entre l'altitude du sol et la profondeur de l'eau par rapport au sol (cas des puits)



c.à.d. le niveau de l'eau fluctue librement dans le sol. *Figure 5* :  $H_t = Z - h_p$

**Nappe captive :** c'est la nappe dont le toit n'est pas en contact direct avec l'air libre, mais elle est couverte par une couche imperméable. Dans ce cas, la mesure de la charge hydraulique nécessite soit la mesure de la pression de l'eau dans la nappe. Soit de creuser le toit étanche de la nappe pour déduire  $h = \text{tranche d'eau}$ .



*Figure 6 :*

$H_t = Z_M + h$

**2) Le gradient hydraulique :**

On appelle généralement un gradient : le taux d'accroissement d'une propriété bien déterminée. Le gradient hydraulique en un point  $M(x, y, z)$  le vecteur  $\vec{i}$  de coordonnées

$$\vec{i} \begin{cases} -\frac{\partial h}{\partial x} \\ -\frac{\partial h}{\partial y} \\ -\frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

*Figure 7*

**Propriétés :**

a) en un point **P** très voisin du point **M**, on a :

$$h_M - h_P = -dh = \vec{i} \cdot \overrightarrow{MP}$$

$$\overrightarrow{MP} \begin{cases} dx \\ dy \\ dz \end{cases} \text{ et } \vec{i} \cdot \overrightarrow{MP} = -\frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx - \frac{\partial h}{\partial y} \cdot dy - \frac{\partial h}{\partial z} \cdot dz$$

b) en un point Q très voisin de M et dans la direction de  $\vec{i}$ , on a :

$$h_Q - h_M = -dh = \vec{i} \cdot \overline{MQ}$$

Soit :  $-dh = i \cdot dl \Rightarrow \boxed{i = -\frac{dh}{dl}}$  : qui est donc le module du vecteur  $\vec{i}$

Dans l'exemple précédent (Fig. 4) : le gradient hydraulique entre B et D est dit **uniforme**, c.à.d. qu'il a partout même valeur et même direction (verticale descendante). Son module est :

$$i = \frac{h_B - h_D}{BD} = \frac{AC}{BD}$$

**Le gradient hydraulique représente la perte de charge par unité de longueur.**

⇒ Il est sans unité et dans le sens de l'écoulement.

$$i = \frac{\text{Perte de charge}}{\text{longueur traversée}} = \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

### 3) La loi de « Darcy »

La loi de « Darcy » est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols. C'est une loi expérimentale qui exprime que la vitesse d'écoulement de l'eau et le gradient hydraulique sont proportionnels.

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

En tout point M, le vecteur gradient hydraulique ( $\vec{i}$ ) est tangent à la ligne de courant et il est orienté dans le même sens :

Si P est très voisin de M sur la ligne de courant :

$$\boxed{i = -\frac{dh}{dl} = \frac{h_M - h_P}{MP}}$$

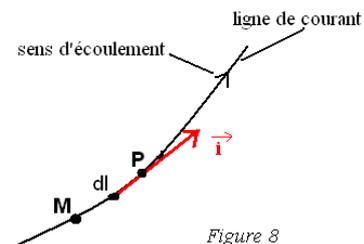


Figure 8

Le coefficient k est appelé coefficient de perméabilité et il varie dans des proportions assez larges suivant la nature du sol :

|         |           |           |           |           |            |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|
| k (m/s) | $10^{-2}$ | $10^{-4}$ | $10^{-6}$ | $10^{-8}$ | $10^{-10}$ |
| Sol     | Gravier   | Sable     | Limon     | Argile    |            |

### III. Etude des réseaux d'écoulement :

Dans un sol soumis à un écoulement, sans qu'il y ait variation de volume de ce sol,

les équations de l'équilibre et de la loi de Darcy s'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \\ v_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

Soit :  $\boxed{\left\{ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \right\}}$  (**Equation de « Laplace »**)

Cette équation différentielle à laquelle satisfait la charge hydraulique est l'équation de **Laplace**.

❖ **Écoulement bidimensionnel / écoulement « plan » :**

Dans les cas très fréquents où l'écoulement est bidimensionnel, l'équation de Laplace se réduit à :

$$\left\{ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \right.$$

Pour résoudre un problème d'écoulement plan dans un sol saturé, il faut connaître en tout point du sol « la charge hydraulique ». En se basant sur le principe de continuité du débit et en supposant le sol homogène et isotrope vis-à-vis de la perméabilité « **k** ». L'équation de conservation du débit est :  $\left\{ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \right.$

Et peut s'écrire aussi sous la forme  $\Delta h = 0$  (équation de Laplace)

Cette équation admet une solution lorsque les conditions aux limites sont définies pour l'écoulement.

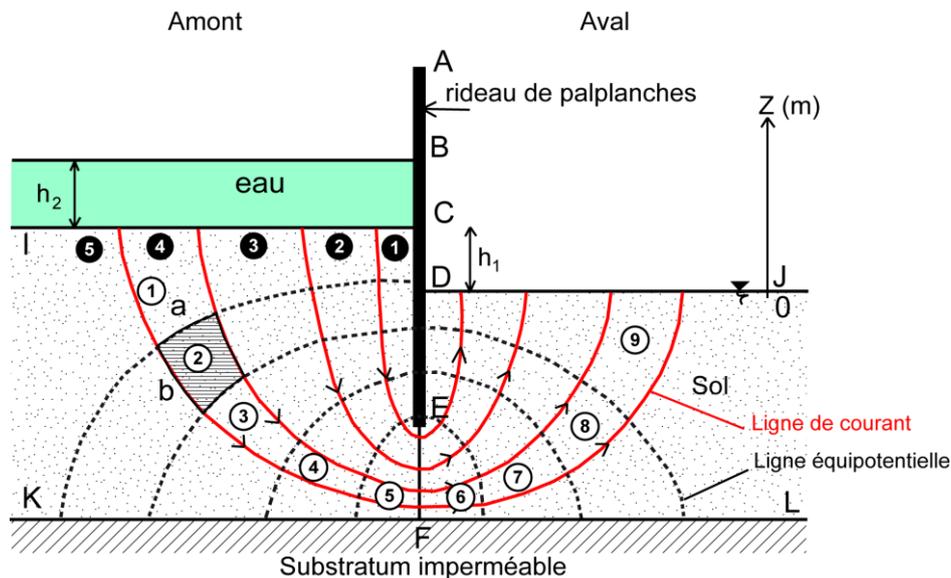
L'intégration de cette équation nous donne deux familles de courbes orthogonales :

- des **lignes équipotentielles** ( $h = \text{constante}$  : même charge hydraulique sur la même ligne)
- des **lignes de courant** (tangentes au gradient hydraulique  $\vec{i}$ ).

En effet, en tout point M, la ligne de courant est perpendiculaire à la ligne équipotentielle.

La connaissance de ce réseau nous fournit en tout point la vitesse de l'eau ( $\mathbf{v}$ ), la charge ( $\mathbf{h}$ ), la pression interstitielle ( $\mathbf{u}$ ) et le débit ( $\mathbf{q}$ ).

❖ **Exemple de résolution graphique :**



*Figure 9 : réseau d'écoulement plan*

\* Les conditions aux limites sont les suivantes :

- DJ : ligne équipotentielle ( $h=0$ )
- IC : ligne équipotentielle ( $H_t=H_1+h_2$ ) (=BD)
- CED : ligne de courant
- KFL : ligne de courant

Les lignes de courant et les lignes équipotentielles ont été tracées de telle sorte :

- qu'il y ait le même débit  $\Delta q$  entre 2 lignes de courant voisines ;
- qu'il y ait le même intervalle de charge hydraulique  $\Delta h$  entre 2 équipotentielles voisines.

Ces 2 familles de lignes forment des « **quadrilatères curvilignes** »

Considérons l'un d'eux de largeur (a) et de longueur (b) (zone hachurée dans la fig.9)

\* Calcul du débit : le débit traversant un quadrilatère est donné par

$$\Delta q = k \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b}$$

Si nous considérons un autre quadrilatère de largeur (c) et de longueur (d), nous aurons de même :

$$\Delta q = k \cdot \Delta h \cdot \frac{c}{d} \Rightarrow \text{Débit élémentaire pour chaque quadrilatère}$$

Avec  $\frac{a}{b} = \frac{c}{d} = \text{etc.}$

N.B. : pour tous les quadrilatères, le rapport de la largeur à la longueur est le même.

\* entre deux équipotentiels extrêmes ( $h=0$  et  $H_t=h_1+h_2$ ), il y'a ( $n_h$ ) intervalles (Exp.  $n_h = 9$ ) ; donc :

- L'intervalle de charge hydraulique  $\Delta h$  entre 2 équipotentiels est :

$$\Delta h = \frac{H_t}{n_h} = \frac{h_1 + h_2}{n_h}$$

Et on en déduit :

$$q = k \cdot \frac{a}{b} \cdot \frac{h_1 + h_2}{n_h}$$

- Et si ( $n_c$ ) est le nombre d'intervalles entre les lignes de courant extrêmes (Exp.  $n_c = 5$ ), le débit total  $q$  est :

$$q = k \cdot \frac{a}{b} \cdot \frac{n_c}{n_h} \cdot (h_1 + h_2)$$

\* Calcul de la pression interstitielle :

On peut déterminer en chaque point la valeur de la pression interstitielle ( $u$ ) à partir du gradient hydraulique par la formule :

$$u = \gamma_w(H - z)$$

#### IV. Mesure de la perméabilité des sols :

##### 1) Mesure de la perméabilité en laboratoire :

On utilise deux types d'appareils, appelés « perméamètres », suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol :

- Perméamètre à charge constante : pour les sols de grande perméabilité (sable)
- Perméamètre à charge variable : pour les sols de faible perméabilité (argile)

Le principe de ces appareils consiste à relier le débit ( $Q$ ) de l'eau à la charge ( $H$ ) constante ou variable.

##### a) Perméamètre à charge constante (Fig. 10):

Dans ce cas, on mesure le débit qui traverse l'échantillon du sol pour pouvoir déduire la perméabilité ( $k$ )

$$v = \frac{q}{S} = ki = k \frac{\Delta h}{\Delta L} = k \frac{h}{L}$$

$$k = \frac{q}{S \cdot i} = \frac{q \cdot L}{S \cdot h}$$

### b) Perméamètre à charge variable :

Dans le cas des sols à perméabilité très faible (Exp.  $K < 10^{-5}$  m/s), il est très difficile de mesurer directement le débit de l'eau. Donc, on mesure le temps pour que le niveau de l'eau varie entre  $h_1$  et  $h_2$  (dans le tube, Fig. 11). On a :

$$\frac{q}{s} = k \cdot \frac{h}{L} \rightarrow q = S \cdot K \cdot \frac{h}{L}$$

Par définition : le débit est le rapport du volume de l'eau au temps

$$q = \frac{V}{t} \rightarrow V = q \cdot t$$

Sachant que le volume d'eau qui traverse

l'échantillon est égal à la diminution du volume d'eau dans le tube de section  $s$  et la diminution du volume d'eau est exprimée par  $(-dh \cdot s)$

$$dV = q \cdot dt = -s \cdot dh$$

En remplaçant  $q$  :

$$S \cdot k \cdot \frac{h}{L} \cdot dt = -s \cdot dh$$

$$k \cdot dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \frac{dh}{h}$$

Après intégration :

$$k = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

## V. Forces exercées par l'écoulement de l'eau :

Dans un sol soumis à un écoulement d'eau, il en résulte que le squelette du sol est soumis aux forces volumiques suivantes :

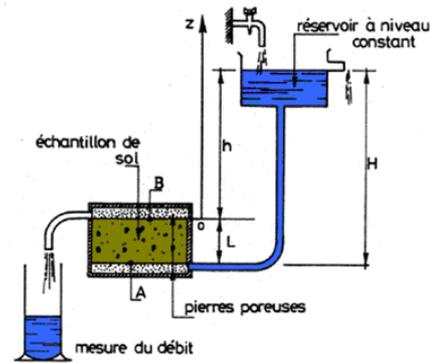


Figure 10 :

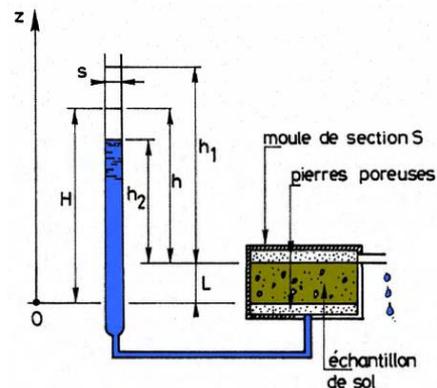


Figure 11 :

### 1) Les forces de pesanteur de composantes :

Il est à noter qu'intervient ici le poids volumique déjaugé  $\gamma'$  (car le sol étudié est complètement saturé) :

$$\begin{cases} 0 \\ -(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \end{cases} \quad \text{avec } \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

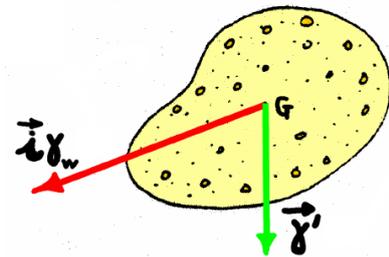
La force de pesanteur qui s'exerce sur un élément du squelette de volume unité peut donc se présenter par le vecteur (module ; direction vertical descendante) (Fig. 12)

### 2) Les forces d'écoulement de composantes

Sachant que le vecteur du gradient hydraulique  $\vec{i}$  en un point considéré a pour composantes :

$$\vec{i} \left( -\frac{\partial h}{\partial x}, -\frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Les forces d'écoulement qui s'exercent sur un élément de volume unité du squelette solide sont donc représentées par le vecteur :  $\vec{i} \cdot \gamma_w$  (Fig. 12)



Et par conséquent

### 3) Gradient critique- Phénomène de « Renard »

Lorsque le gradient hydraulique est vertical et ascendant, les forces d'écoulement s'opposent directement aux forces de pesanteur.

- si la résultante de ces deux forces est dirigée vers le haut, les grains de sol sont entraînés par l'eau : on dit qu'il y a un phénomène de « **Renard** ».
- **Le gradient critique** : est le gradient hydraulique pour lequel la résultante de ces forces est nulle. Sa valeur est donc :

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

Sachant que :

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

$$\text{Donc : } i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{(1 + e) \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{(1 + e)}$$

$$\Rightarrow i_c = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \cdot \frac{1}{1 + e}$$

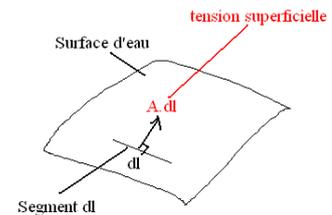
*N.B.* : le gradient critique est très voisin de 1 ( $i_c \approx 1$ ) dans le cas des sables et des graviers.

## VI. Cas des sols non saturés- Capillarité :

Dans les sols non saturés, l'eau s'accroche entre les grains, particulièrement dans les zones voisines des points de contact, par suite des phénomènes de capillarité.

### 1) Rappel de la notion de capillarité

A la surface de l'eau, s'exercent des forces de tension superficielles. Sur un segment de longueur  $dl$ , cette force est tangente à la « surface », perpendiculaire au segment et a pour valeur  $A \cdot dl$ . « A » est appelée la tension superficielle.



Considérons un tube plongé dans l'eau (Fig. 13), le niveau d'eau monte par capillarité. On peut calculer sa hauteur en écrivant que les forces de tension superficielle équilibrent le poids de la colonne d'eau :

$$2 \cdot \pi \cdot R \cdot A = \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_w \cdot H_c$$

$$H_c = \frac{2A}{\gamma_w \cdot R}$$

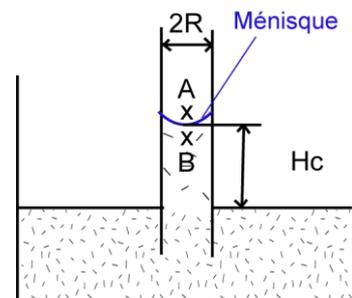


Figure 13 :

**Résultat important :** entre les deux points A et B situés de part et d'autre du ménisque de rayon R, existe une différence de pression égale à la hauteur d'eau dans le tube :

$$p_A - p_B = H_c \cdot \gamma_w = \frac{2A}{R}$$

N.B. : la pression au point A est la pression atmosphérique

La pression de l'eau derrière le ménisque est donc inférieure à la pression atmosphérique.

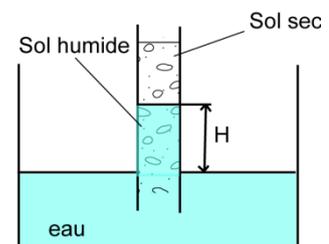
### 2) capillarité dans les sols :

Soit un échantillon de sol plongé dans l'eau et s'humidifie jusqu'à une certaine hauteur H au dessus du niveau de l'eau (Fig. 14).

Par ailleurs, soient 2 grains de sol en contact possédant, autour de leur point de contact, de l'eau retenue par capillarité.

La pression  $u_w$  de cette eau est inférieure à la pression atmosphérique et a tendance à rapprocher les deux grains.

Figure 14



Par conséquent, la contrainte totale  $\sigma$  est inférieure à la contrainte intergranulaire ou effective  $\sigma'$  : ( $\sigma < \sigma'$ )

N.B. : contrairement aux sols saturés soumis à la loi de « Terzaghi » :

$$(\sigma = \sigma' + u ; \sigma > \sigma')$$

**Conclusion:** les forces de capillarité augmentent ainsi la résistance du sol. Un sol non saturé est plus résistant qu'un sol saturé.

# Chapitre 4 : Contraintes et déformations des sols

## I. Notions de déformations

Le sol, comme tout solide, se déforme sous l'application de charges. Pour déterminer les déformations résultantes dans toutes les directions autour d'un point M du sol, il suffit de connaître les valeurs des déformations dans les directions Ox, Oy et Oz autour dudit point. On définit ainsi le « tenseur de déformations » :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_y & \varepsilon_{zy} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix}$$

Les déformations sont reliées aux déplacements u,v,w par les relations :

$$\text{- Elongations : } \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} ; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} ; \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

Distorsions:

$$\begin{aligned} \gamma_{xy} &= 2 \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \gamma_{xz} &= 2 \varepsilon_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \gamma_{yz} &= 2 \varepsilon_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \end{aligned}$$

$\varepsilon_{ij}$  sont les déformations de cisaillement

La variation de volume du petit élément autour du point M est :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

Il existe aussi trois directions principales pour lesquelles les déformations angulaires sont nulles ( $\gamma_{IJ}=0$ ). Ces directions sont appelées directions principales de déformation, et les déformations principales sont notées:  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  et  $\varepsilon_3$ .

## II. Relation contraintes - déformations

Ces relations sont appelées « lois de comportement » puisqu'elles permettent de caractériser la réponse d'un matériau sous l'effet d'un chargement.

Dans le domaine de déformations élastiques dans un solide isotrope, les relations entre les contraintes et les déformations (**loi Hooke**) sont :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad \gamma_{xz} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{xz}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{yz}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{xy}$$

E : module d'élasticité longitudinal.

$\nu$  : coefficient de Poisson.

G : module de cisaillement transversal :  $G = E / [2(1+\nu)]$

E et  $\nu$  peuvent être déterminés à partir des résultats d'essais en laboratoire ou in-situ.

### III. Tassements des sols- consolidation

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc..), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements.

Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (diminution de volume) qui est dû :

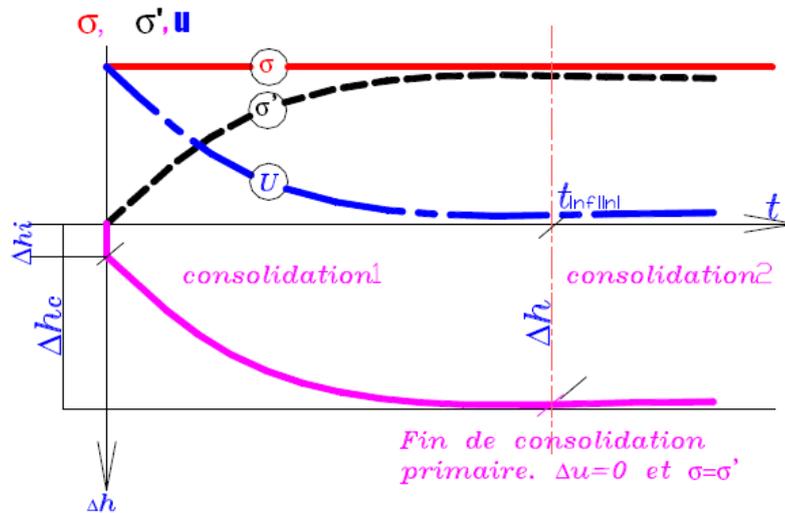
- à la compression du squelette solide,
- à l'évacuation de l'eau contenue dans les vides,
- et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

A noter que pour les contraintes courantes l'eau et le squelette solide peuvent être considérés incompressibles.

Dans le cas des sols grenus (sable et gravier ayant un coefficient de perméabilité élevé), saturés ou non, le tassement est immédiat  $\Delta h_i$ .

Pour les sols fins saturés (faible coefficient de perméabilité), sous l'action d'une charge, l'eau libre ne peut s'évacuer immédiatement et supporte toutes les contraintes appliquées (suppressions interstitielles  $\Delta u = \Delta \sigma$ ) pendant la phase de construction de l'ouvrage; on aura le tassement immédiat  $\Delta h_i$ .

La transmission des contraintes au squelette solide se fait progressivement au cours du drainage de l'eau et les suppressions interstitielles diminuent. Cet écoulement s'arrête lorsque  $\Delta u$  s'annule; on obtient donc le tassement à long terme ou le tassement final de consolidation primaire  $\Delta h_c$  (Figure ci-dessous).



à  $t$  infini :  $\Delta h = \Delta h_i + \Delta h_c$

à un instant ( $t$ ) :  $\Delta h(t) = \Delta h_i + \Delta h_c(t)$

### 1. Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective

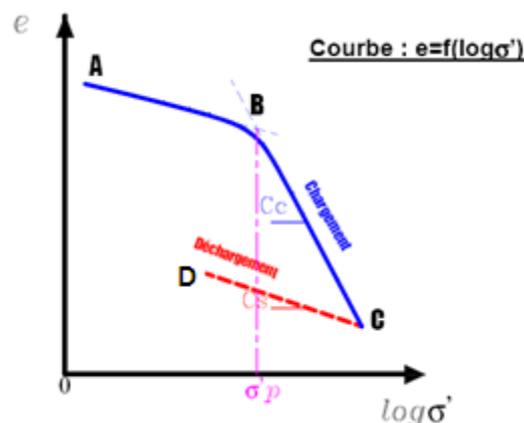
Pour une couche de sol de hauteur «  $h$  » et d'indice des vides initial «  $e_0$  », après un chargement donné et à un instant «  $t$  », on a ;

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$\Delta h$  et  $e$  sont le tassement et l'indice des vides à l'instant «  $t$  »

Pour déterminer la relation entre l'indice des vides et la contrainte «  $\sigma$  : due à l'action des charges », on doit réaliser un essai **oedométrique** qui permet d'étudier la consolidation des sols (amplitudes et durée des tassements pour une charge donnée). L'essai consiste à placer un échantillon de sol saturé dans un moule cylindrique indéformable (module oedométrique) et de le charger verticalement (charge constante) jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles, tout en mesurant les tassements.

En appliquant un chargement discontinu par paliers et en déterminant la contrainte effective  $\sigma'$  et l'indice des vides «  $e$  » pour chaque palier de chargement, on peut tracer la courbe :  $e = f(\log \sigma')$  appelée courbe oedométrique. Cette courbe peut être schématisée par la figure suivante :



On déduit de cette courbe :

- L'indice de compression (pente de la droite BC):  $C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$

- L'indice de gonflement (pente de la droite DC):  $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$

- La pression de pré-consolidation :  $\sigma_p'$  C'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

- Le rapport de sur-consolidation ( $R_{oc}$ ) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par :

$$R_{oc} = \frac{\sigma_p'}{\sigma_o'}$$

$\sigma_o'$  : Contrainte effective verticale du sol en place

· Si  $R_{oc} = 1$ , le sol est **normalement consolidé**, c.à.d. qu'il n'a jamais été le site d'une érosion ou supporté des surcharges (Glaciers..) qui en suite ont disparue. Ces sols sont sujets à développer des grands tassements, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

· Si  $R_{oc} > 1$ , le sol est **sur-consolidé**. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de pré-consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

· Si  $R_{oc} < 1$ , le sol est **sous-consolidé**. C'est le cas des sols en cours de formation (vases, etc.)

#### IV. Evolution du tassement en cours du temps

##### 1) Tassement final de consolidation primaire

Pour une couche de sol de hauteur « h », d'indice de compression «  $C_c$  », d'indice de gonflement «  $C_s$  » et de pression de préconsolidation «  $\sigma_p'$  », si la contrainte verticale initiale due aux poids propres du sol est «  $\sigma_o'$  », calculée au centre de la couche et si le chargement provoque un supplément de contrainte  $\Delta\sigma$ , les tassements se calculent comme suit :

·  $R_{oc} = 1$  : le sol est **normalement consolidé** :

$$\Delta h_c = \frac{C_c}{1 + e_0} h \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'} \right)$$

·  $R_{oc} > 1$  : le sol est **sur-consolidé** : Deux cas peuvent se présenter :

- Si  $\sigma_o' + \Delta\sigma > \sigma_p'$  alors :

$$\Delta h_c = \frac{C_s}{1 + e_0} h \log \left( \frac{\sigma_p'}{\sigma_o'} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} h \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_p'} \right)$$

- Si  $\sigma_o' + \Delta\sigma < \sigma_p'$  alors :

$$\Delta h_c = \frac{C_c}{1 + e_0} h \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_p'} \right)$$

On doit noter que :

- Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.
- Si la hauteur de la couche est supérieure à 3m, on subdivisera la couche en sous couches.

## 2) Tassement à un instant « t »

Le tassement à un temps donné  $\Delta h_c(t)$  est calculé en fonction du tassement final  $\Delta h_c$ , à partir de la formule suivante :  $\Delta h_c(t) = U \cdot \Delta h_c$

U : étant le degré de consolidation moyen défini à un instant « t » par la relation :

$$U = 1 - \frac{\int_0^h u(z, t) dz}{\int_0^h u(z, 0) dz} = 1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u(0)}$$

$\Delta u(t)$  : surpression interstitielle au temps t.

$\Delta u(0)$  : surpression interstitielle à l'instant initiale ( $\Delta \sigma$ ).

Pour déterminer le degré de consolidation « U », il suffit de déterminer l'équation de  $u(z, t)$ .

La théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, basée sur des hypothèses simplifiées nous donne l'équation de consolidation en fonction du coefficient de consolidation:  $C_v$  (déterminé à partir de la courbe du tassement en fonction du temps pour un des paliers de chargement de l'essai oedométrique).

On peut alors déterminer le degré de consolidation U pour un temps « t », ou plutôt pour un facteur temps «  $T_v$  » fonction du temps,  $C_v$  et des conditions de drainage :

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H'^2}$$

Avec  $H'$  : représente le chemin de drainage.

Pour une couche de hauteur h :

- $H' = h/2$  si la couche est doublement drainée.
- $H' = h$  si la couche est simplement drainée.

Le tableau suivant donne les valeurs de U en fonction de  $T_v$  :

| U (%) | $T_v$ | U (%) | $T_v$ |
|-------|-------|-------|-------|
| 12    | 0,01  | 70    | 0,40  |
| 20    | 0,03  | 80    | 0,57  |
| 30    | 0,07  | 90    | 0,85  |
| 40    | 0,13  | 95    | 1,20  |
| 50    | 0,20  | 99    | 2,00  |
| 60    | 0,29  | 100   | 2,08  |

Notons que pour la fin de la consolidation primaire ( $U=100\%$ ), on prendra  $T_v=2.08$  (correspondant à un degré de consolidation de 99.5%).

## 3) Contrainte effective et pression interstitielle au cours du temps

A une profondeur « z » et à un instant « t » donnés, le degré de consolidation

$U_z$  est calculé à partir de la relation :

$$U_z = 1 - \frac{u(z, t)}{u(z, 0)}$$

$U_z$  est déterminé en fonction de  $T_v$  et  $Z/H$ .

( $Z$  est comptée à partir du niveau supérieur de la couche compressible étudiée).

La pression interstitielle :  $u(z,t) = (1 - U_z) \Delta \sigma(z)$ .

La contrainte effective :  $\sigma'(z,t) = U_z \cdot \Delta \sigma(z)$ , puisque  $u(z,0) = \Delta \sigma(z)$ .

# Chapitre 5 : Résistance au cisaillement des sols

## I. Comportement élasto-plastique des sols

Dans les chapitres précédents, on a étudié le comportement des sols sous faibles taux de chargement (domaine élastique). Dans ce chapitre, nous traitons les grandes déformations, c'est à dire le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture.

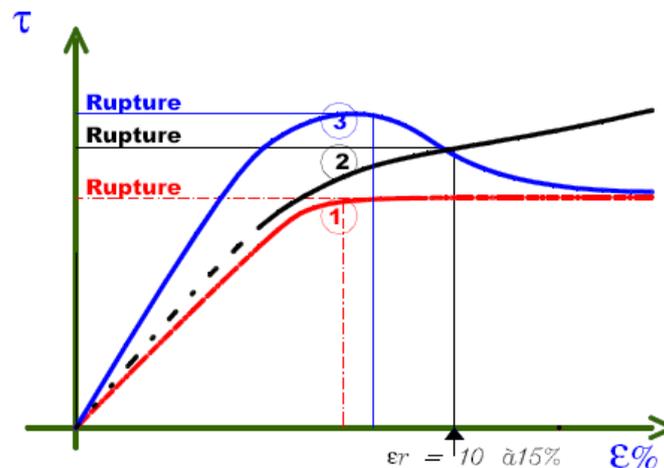
La loi de Hooke n'est plus valable, on utilise alors une **nouvelle loi** appelée :

- **Critère d'écoulement plastique** qui représente la frontière du domaine d'élasticité.
- Ou le **critère de rupture** représenté par la courbe intrinsèque qui est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture.

Au moment de la rupture d'un sol, il y a un glissement entre les particules solides, d'où le terme de résistance au cisaillement.

Tout sol présente une résistance au cisaillement qui est due au frottement intergranulaire (contact entre les grains) et aux forces d'attraction entre les particules dans le cas des sols fins du à la dureté des grains et à l'état de surface de contact.

On définit aussi la rupture dans un sol à partir des courbes contraintes-déformations dans des essais à déformation contrôlée.



**1 : Comportement élastique parfaitement plastique.**

**2 : Comportement élasto-plastique écrouissable.**

**3 : Comportement élasto-plastique écrouissable.**

La connaissance de la résistance au cisaillement d'un sol (ou de sa courbe intrinsèque modélisée généralement par le critère de rupture de Coulomb) sert pour la résolution d'un grand nombre de problèmes de Génie Civil :

- Capacité portante des fondations superficielles et profondes.
- Stabilité des ouvrages de soutènement.

- Stabilité des talus, pentes et barrages, etc.

## II. Comportement à cours et à long terme des sols (cas des sols saturés)

Un sol saturé soumis à des forces, subit une variation de volume. L'eau est incompressible, alors cette variation a lieu s'il y a mouvement de l'eau (apport ou export).

Dans le cas d'un **sol grenus**, on sait que sa perméabilité est élevée, donc l'écoulement de l'eau est très rapide. Le comportement de ce sol, de même que sa résistance, ne sont régis que par celui du squelette solide.

Dans le cas d'un **sol fin** saturé, la perméabilité est très faible, l'écoulement de l'eau est très lent et le changement de volume se traduit par une surpression (export de l'eau) ou une dépression (apport d'eau) dans l'eau interstitielle.

On considère donc deux comportements extrêmes du sol :

- **Un comportement à court terme (C.T)** : L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement non drainé (étude en contraintes totales).
- **Un comportement à long terme (L.T)** : Au bout d'un temps assez long (fin de la consolidation primaire), l'eau libre s'est évacuée. Le comportement du sol est régi uniquement par celui du squelette solide (étude en contraintes effectives).

## III. Détermination des paramètres de cisaillement des sols au laboratoire

Les principaux essais de laboratoire sont :

- a) Essai de cisaillement direct.
- b) Essai tri axial.
- c) Essai de compression simple.

La réalisation des essais « a » et « b » nécessite deux phases :

- **Phase 1** : Remise sous l'état de contraintes en places (saturation et application de contraintes jusqu'à  $u=0$ ).
- **Phase 2** : Cisaillement proprement dit.

Selon le drainage pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on distingue trois types d'essais :

- Essai non consolidé non drainé (**UU**).
- Essai consolidé non drainé (**CU**).
- Essai consolidé drainé (**CD**).