

# **Chapitre II : La géotechnique des barrages en terre.**

## Introduction

### 1. Choix des matériaux

#### 1.1. Identification des terres

##### 1.1.1. Au laboratoire

##### 1.1.2. Tests de chantier

#### 1.2. Influence des caractéristiques d'identification des terres sur leurs propriétés mécaniques ou hydrodynamiques

##### 1.2.1. La perméabilité

##### 1.2.2. Résistance au cisaillement

##### 1.2.3. Compressibilité

##### 1.2.4. Gonflement-retrait

##### 1.2.5. Aptitude au compactage

### 2. Le compactage

#### 2.1. Rappel des essais Proctor

#### 2.2. Influence des cailloux sur la densité sèche

#### 2.3. Choix de la teneur en eau de compactage

#### 2.4. Exécution et contrôle du compactage

##### 2.4.1. Engins de compactage et exécution du compactage

##### 2.4.2. Contrôle du compactage

## **Introduction :**

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses. Le terme "terre" couvre donc une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas, on utilise des roches altérées facilement compactables tels que des latérites, des schistes et grès tendre, etc. Le transport et la mise en œuvre des matériaux constituent donc les éléments essentiels du coût de l'ouvrage.

La conception des digues de barrage devra répondre aux six (6) critères suivants :

1. La digue devra être sécurisée contre les crues par l'aménagement d'un évacuateur de capacité suffisante. Il faut aussi prévoir celui de la possibilité d'une vidange de fond.
2. La digue devra être conçue de manière à ne pas imposer des pressions excessives sur la fondation.
3. Le talus amont doit être protégé contre l'effet des vagues. La crête et le talus aval doivent être protégés contre l'érosion due au vent et au ruissellement des eaux de pluies.
4. Les infiltrations à travers la digue et le sol de fondation doivent être limitées et contrôlées de façons à éviter des risques de renard.
5. Les pentes des talus doivent être stables pendant la construction, pendant la mise en eau et la mise en exploitation de l'ouvrage, ainsi que dans les cas de vidange rapide.
6. Si le barrage est dans une région sujette à des séismes, sa conception sera telle que le séisme le plus sévère, raisonnablement prévisible, n'endommage pas la fonction de la structure.

### **1. Choix des matériaux**

Une reconnaissance à la vrille à main ou avec un appareil de sondage permet de faire des prélèvements pour analyser les sols. Il existe peu de sols qui ne puissent vraiment pas convenir pour la construction d'un barrage en terre mise à part ; les terres très organiques (tourbes) qui peuvent présenter des tassements très importants et les terres contenant des éléments solubles dans l'eau (gypses, sel).

On éliminera donc les terres contenant plus de 6% de matières organiques (6% en poids, la mesure étant faite par brûlage à l'eau oxygénée des éléments organiques d'un échantillon qu'on a porté à ébullition dans de l'eau distillée) et celles qui contiennent du gypse reconnaissable par sa couleur très blanche ou du sel reconnaissable à sa structure cristalline et à son goût.

#### **1.1. Identification des terres :**

Les caractéristiques d'identification les plus importantes pour le choix du matériau de la digue sont les caractéristiques granulométriques complétées par les limites d'Atterberg précisant la nature de la portion fine des terres. On a une idée plus ou moins précise de ces caractéristiques selon qu'on les mesure au laboratoire ou qu'on les estime par des tests rapides sur place.

##### **1.1.1. Au laboratoire :**

La courbe granulométrique est tracée après un tamisage et éventuellement une sédimentométrie. Les limites d'Atterberg sont déterminées après des essais normalisés sur des éléments plus petits que 0,5 mm.

Sur la base des dimensions granulométriques on définit dans la classification internationale :

Cailloux	Graviers	Sables	Sables fins	Limons ou silts	Argiles	Ultra argiles
>20	2-20 mm	0,2-2 mm	0,02-0,2 mm	0,002-0,02 mm	<0,002	< 0,0002 mm

Une granulométrie étant rarement située entièrement à l'intérieur de l'une des tranches granulométriques ou nommera un sol "limon argileux" ou bien sable argileux ou etc, selon l'importance relative des divers constituants.

Les limites d'Atterberg renseignent sur la plasticité du sol c'est à dire sur l'étendue de la plage des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol remanié a un comportement "plastique" c'est à dire pâteux. L'abaque de plasticité de Cassagrande définit une classification des sols fins au seul vu des limites de liquidité et de plasticité. Ce diagramme est utilisé pour la classification des sols fins et la fraction d'éléments fins des sols grenus).

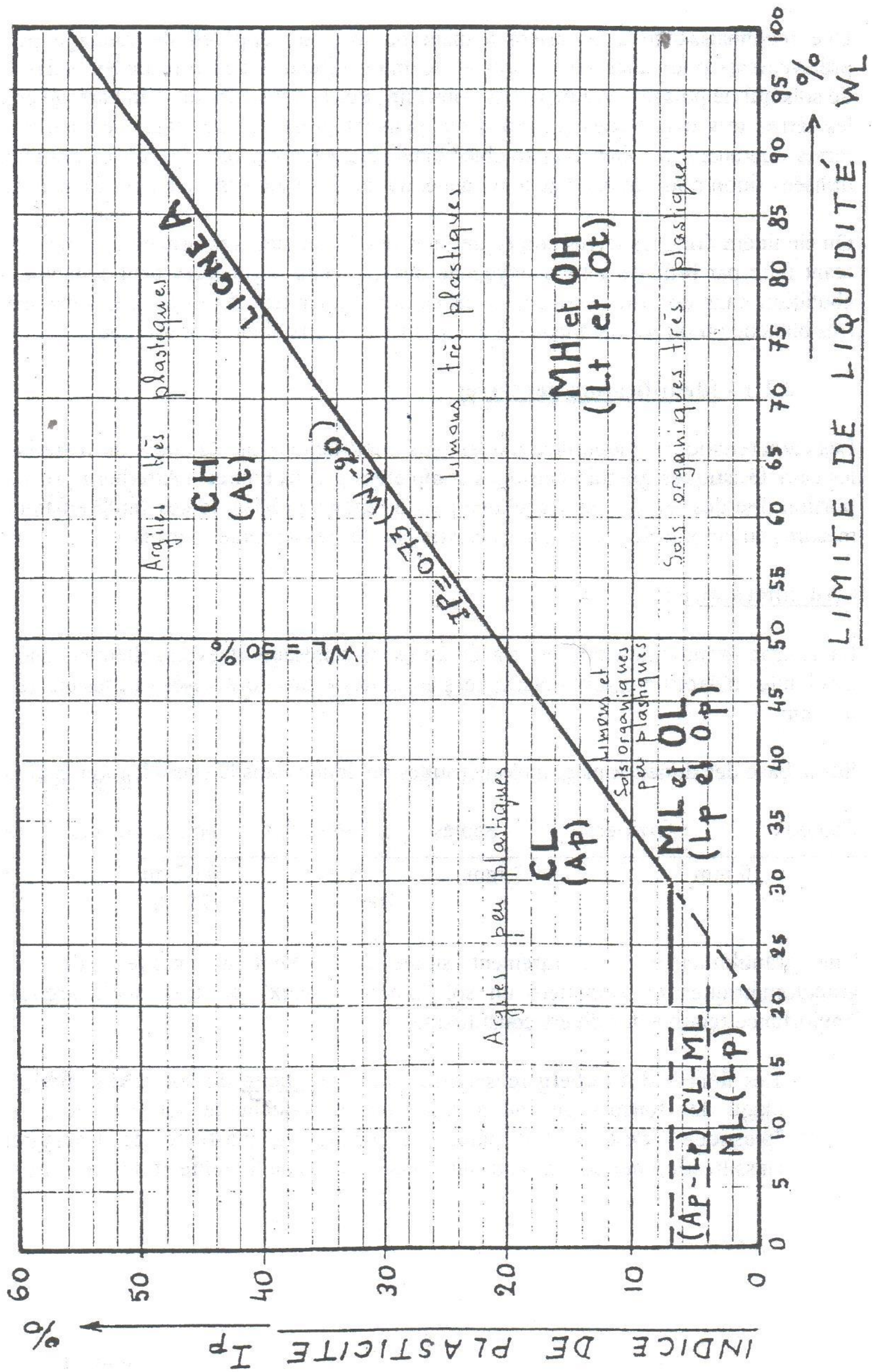


Figure N° 01: Diagramme de plasticité de Cassagrande

### **1.1.2. Tests de chantier : classification du Bureau of réclamations**

La granulométrie est jugée à l'œil en séparant les éléments visibles à l'œil nu des autres et dans ceux qui sont visibles à l'œil nu, ceux qui sont plus petits ou plus gros que 5 mm, enfin en estimant la continuité de la granulométrie.

Pour les éléments fins on remplace les limites d'Atterberg par les tests :

#### **Secousse :**

On prend dans la paume un échantillon de sol saturé et on lui imprime des secousses ; la surface devient brillante. On écrase la boule entre les doigts :

- Si la surface devient immédiatement terne : pas de plasticité ; c'est un sable très fin. un silt, un sol peu plastique.
- Si la surface devient terne lentement : faible plasticité, limon moyennement plastique, argile silteuse.
- Si la surface ne change pas d'aspect : grande plasticité, sol argileux, Pour ces sols il a été difficile de faire apparaître la luisance de la surface.

#### **Résistance à sec :**

On pétrit une petite quantité de sol (10 gr) saturé, on le laisse sécher au soleil et on l'écrase entre les doigts :

- S'il est presque impossible d'écraser l'échantillon : argile très plastique
- Si la résistance est faible : il peut s'agir d'un sable très fin, dans ce cas la surface est rugueuse ou d'un limon dans ce cas la surface est douce.

#### **Plasticité :**

On exécute des rouleaux de 3 mm de diamètre puis on les remodèle pour faire une boule :

- Si le fil est résistant et la boule facile à refaire : le sol est très plastique.
- Si le fil est fragile et le remodelage impossible : le sol est de faible plasticité.

#### **Classification :**

Un tableau permet ensuite de classer les terres ; on peut même ainsi définir un ordre d'aptitude pour les barrages parmi ces terres (cf classification). D'autres grandeurs doivent être mesurées pour "identifier" véritablement une terre, ce sont :

- La teneur en eau ; rapport du poids de l'eau contenu dans un échantillon de sol à son poids lorsqu'il est sec. Cette grandeur est intéressante à connaître en particulier pour le compactage.
- La masse volumique des grains de sol.
- L'indice des vides  $e$  (volume des vides divisé par le volume des grains) ou la porosité, (volume des vides divisé par le volume total).

# IDENTIFICATION CLASSIFICATION ET PROPRIETES DES TERRES DESTINEES A LA CONSTRUCTION DES BARRAGES

DIVISIONS PRINCIPALES	EXAMEN VISUEL				NOMENCLATURE DU BUREAU DE RECLAMATION	PREMIERITE	RESISTANCE	TASSEMENT	DENSITE	APTITUDE POUR LES BARRAGES				FONDATIONS DIVERSES		
	ENSEMBLE DE L'ECHANTILLON		PORTION < 3 m.m							PERMEABILITE	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3		DIVERSES	
	SOUS LES PIERRES > 120 m.m	SOUS LES PIERRES < 120 m.m	POUR LIAISON	POUR LIAISON												
SABLES ET TERRES SABLEUSES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Assez d'argile pour lier tous les grains jusqu'à la dimension 120 m.m.	Gravier à liant de sable et d'argile	8	4	13	1	1	1	1	4			
		Moins de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle non continue	Matière propre - Pas assez d'argile pour lier les grains de sable	Gravier sableux gravul. continue	2	1	16	2	1	1	1	15 Perm			
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Matière propre - Pas assez d'argile pour lier les grains de sable	Gravier gravul. non continue	1	3	15	10	2	2	2	15 Perm			
		Moins de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle non continue	Matière propre - Pas assez d'argile pour lier les grains de sable	Gravier avec excès de silt	5	6	11	5	2	2	2	3 5			
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Beaucoup de fins, mais plasticité et cohésion nulles ou très faibles	Gravier avec excès d'argile	9	7	10	6	3	3	3	4 7			
		Moins de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle non continue	Beaucoup de fins, mais plasticité et cohésion appréciable	Sable à liant d'argile	12	5	12	3	4	4	4	2 6			
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Assez d'argile pour lier tous les grains jusqu'à la dimension maximum.	Sable à liant d'argile	4	2	14	4	3	3	3	3 14 Perm			
		Moins de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle non continue	Matière propre - Pas assez d'argile pour lier les grains de sable	Sable à gravul. continue	3	9	9	11	4	4	4	9 8			
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Matière propre - Pas assez d'argile pour lier les grains de sable	Sable à gravul. non continue	7	8	8	8	6	7	5	5 9			
		Moins de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle non continue	Beaucoup de fins, mais plasticité et cohésion nulles ou très faibles	Sable avec excès de silt	13	10	7	7	5	5	5	6 10			
<b>TESTS D'IDENTIFICATION SUR LA PORTION &lt; 3 mm</b>																
SABLES ET TERRES SABLEUSES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Plasticité et cohésion	Luisance (degré)	Plasticité	Secousses (Réactions)	Odeur	Couleur	SILT	ARGILE MAIGRE	SILT ORGANIQUE	SILT TRES COMPRESSIBLE	ARGILE GRASSE	ARGILE ORGANIQUE	TERRE TOURBEUSE
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Plasticité et cohésion	Luisance (degré)	Plasticité	Secousses (Réactions)	Odeur	Couleur	SILT	ARGILE MAIGRE	SILT ORGANIQUE	SILT TRES COMPRESSIBLE	ARGILE GRASSE	ARGILE ORGANIQUE	TERRE TOURBEUSE
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Plasticité et cohésion	Luisance (degré)	Plasticité	Secousses (Réactions)	Odeur	Couleur	SILT	ARGILE MAIGRE	SILT ORGANIQUE	SILT TRES COMPRESSIBLE	ARGILE GRASSE	ARGILE ORGANIQUE	TERRE TOURBEUSE
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Plasticité et cohésion	Luisance (degré)	Plasticité	Secousses (Réactions)	Odeur	Couleur	SILT	ARGILE MAIGRE	SILT ORGANIQUE	SILT TRES COMPRESSIBLE	ARGILE GRASSE	ARGILE ORGANIQUE	TERRE TOURBEUSE
SABLES	SABLES	Plus de la moitié des gros grains > 5 mm	Gravelle continue	Plasticité et cohésion	Luisance (degré)	Plasticité	Secousses (Réactions)	Odeur	Couleur	SILT	ARGILE MAIGRE	SILT ORGANIQUE	SILT TRES COMPRESSIBLE	ARGILE GRASSE	ARGILE ORGANIQUE	TERRE TOURBEUSE

Figure N° 02: Identification, classification et propriétés des terres destinées à la construction des barrages.

A partir du tableau de classification, on peut tirer le résumé suivant :

**Toutes les autres conditions étant les mêmes, la perméabilité est plus grande :**

- Pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins.
- Pour les terres à granulométrie étroite que pour les terres à granulométrie étendue.
- Pour les terres légères que pour les terres lourdes.

**La résistance au cisaillement est plus grande :**

- Pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins.
- Pour les terres à granulométrie étendue que pour les terres à granulométrie étroite.

**Le tassement est plus grand :**

- Pour les terres à grains fins que pour les terres à grains plus gros.
- Pour les terres à grains ronds que pour les terres à grains anguleux.
- Pour les terres à granulométrie étroite que pour les terres à granulométrie étendue.
- Pour les terres légères que pour les terres lourdes.

**La densité est plus grande :**

- Pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins.
- Pour les terres à grains ronds que pour les terres à grains anguleux.
- Pour les terres à granulométrie étendue que pour les terres à granulométrie étroite.

**Les matériaux aptes à la construction des digues doivent avoir les caractéristiques principales suivantes :**

- Proportion d'éléments fins  $< 0,1$  mm (tamis 0,08, module 20) comprise entre 20 % et 70 %.
- Proportion d'éléments très fins  $< 0,05$ mm comprise entre 10 % et 40 %.
- Equivalent de sable inférieur à 40%
- Perméabilité inférieure ou égale à  $10^{-7}$  m/s après compactage.

**1.2. Influence des caractéristiques d'identification des terres sur leurs propriétés mécaniques ou hydrodynamiques :**

**1.2.1. La perméabilité :**

Le coefficient de perméabilité  $K$  mesure l'aptitude d'un sol à se laisser traverser par l'eau. L'expérience montre que la vitesse fictive d'écoulement de l'eau dans le sol défini par Darcy est proportionnelle à ce coefficient  $K$  et au gradient hydraulique  $\frac{\Delta H}{\Delta L}$ .

Les argiles sont les sols les plus imperméables d'où leur utilisation comme masques d'étanchéité dans les barrages est conseillée. On ne pourra utiliser un matériau pour une digue homogène que s'il contient un minimum de 5 à 10% d'éléments plus petits que 0,08 mm ; pour le noyau d'un barrage à zone il faut un minimum de 20 à 30% d'inférieurs à 0,08 mm.

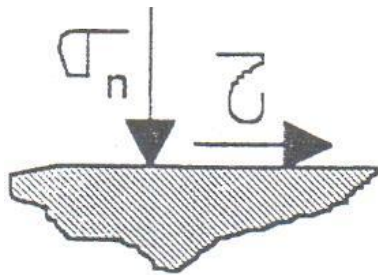
**1.2.2. Résistance au cisaillement :**

La résistance maximum au cisaillement d'un sol obéit en général à la loi de Coulomb :

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

$\tau$  : Contrainte de cisaillement sur le plan sur lequel s'exerce la contrainte normale  $\sigma_n$

C et  $\phi$  des caractéristiques intrinsèques du sol d'où C est la cohésion et  $\phi$  l'angle de frottement du sol.



**Remarque : Dès qu'il existe un plan à l'intérieur d'un sol soumis à un état de contrainte homogène sur lequel la contrainte de cisaillement atteint la valeur :  $\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$ , il y a glissement le long de ce plan.**

La cohésion qui est due à l'attraction des particules les unes vers les autres dépend de la dimension des particules ; en effet cette attraction est provoquée soit par les tensions capillaires que produit l'eau en contact avec les grains, soit par les phénomènes d'attraction électriques entre l'eau et les grains. L'une et l'autre force sont d'autant plus fortes que les intervalles entre grains et donc les grains eux-mêmes sont plus petits. Une argile pourra présenter une forte cohésion (ordre du  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) ; un sable fin une très légère cohésion s'il est humide, (ordre du  $\text{gramme}/\text{cm}^2$ ) ; un gravier n'aura jamais aucune cohésion.

L'angle de frottement est dû à la rugosité de la surface d'un sol : pour cisailer selon un plan il faut désenchevêtrer les grains ; ce désenchevêtrement est plus facile pour les grains fins que pour les gros, plus facile pour les grains ronds et lisses (galets roulés - torrents) que pour les grains anguleux (concassés) les angles de frottements pourront varier entre  $25^\circ$  et  $50^\circ$  selon le type de sol.

**Remarque : Mais la différence de résistance mécanique entre les différentes terres provient essentiellement du fait que sur un sol saturé les caractéristiques intrinsèques C et  $\phi$  peuvent être mobilisées instantanément si les grains sont gros, elles ne peuvent être mobilisées qu'après un temps très long si les grains sont petits.**

En effet, dans ce cas, l'eau est emprisonnée entre les grains. Si l'on exerce un effort à la surface d'un sol fin saturé toute diminution ou augmentation de volume du sol étant empêchée par la présence des grains et de l'eau incompressibles, l'effort se traduira immédiatement par une surpression dans l'eau qui ne se dissipera que lorsque l'eau aura pu être suffisamment chassée pour que la pression de l'eau reprenne sa valeur d'équilibre.

Sur un plan quelconque à l'intérieur du massif si :

$\sigma'$  : est la contrainte qui s'exerce de grain à grain (intergranulaire)

$u$  : est la pression de l'eau (contrainte interstitielle).

On appelle  $\sigma$  telle que  $\sigma = \sigma' + u$  la contrainte totale s'exerçant sur le plan.



La loi de Coulomb définissant  $C'$  et  $\phi'$  caractéristiques dites "intergranulaires" ne considère que les contraintes intergranulaires (de grains à grains).

$$\tau = C' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' = C' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi'$$

L'effort appliqué sur le sol entraîne à l'instant initial une modification  $\Delta u$  de la contrainte interstitielle et aucune modification de la contrainte intergranulaire.

Ainsi la contrainte de cisaillement maximum.

$-\tau = C' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'$  n'a pas changé ; elle va s'améliorer au cours du temps jusqu'à ce que la contrainte interstitielle soit redescendue à sa valeur d'équilibre et que l'effort soit encaissé par les grains uniquement ( $\sigma'$  aura alors augmentée sa valeur de  $\Delta u$  et  $\tau$  admissible de  $\Delta u \operatorname{tg} \phi$ ).

-C'est la raison pour laquelle un sol fin est plus fragile qu'un sol gros grains et pour laquelle aussi on définit pour les premiers des caractéristiques  $C_u$  et  $\phi_u$  dites "apparentes" ou "non drainées" et des caractéristiques  $C'$  et  $\phi'$  dites "intergranulaires" ou drainées.

-Les caractéristiques apparentes  $C_u$  et  $\phi_u$  sont mesurées en effectuant un essai rapide (ou non drainé) à l'appareil de cisaillement ou au triaxial. Pour utiliser  $C_u$  et  $\phi_u$  apparents il faut écrire la loi de Coulomb.

Les contraintes  $\sigma_n$  étant des contraintes totales.

Les caractéristiques "intergranulaires"  $C'$  et  $\phi'$  sont mesurées en effectuant un essai lent (ou drainé) avec les mêmes appareils. La loi de Coulomb utilisant les caractéristiques  $C'$  et  $\phi'$  devra faire intervenir les contraintes intergranulaires

$$\tau = C' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'$$

Ordres de grandeurs :

$C'$  : varie de 0 pour un sol à gros grains à 1 ou 2 kg/cm<sup>2</sup> pour une argile saturée surconsolidée.

$\phi'$  : entre 25° pour une argile à 45 - 50° pour un gravier concassé.

$C$  : varie entre 0 et quelques kg/cm<sup>2</sup> pour une argile

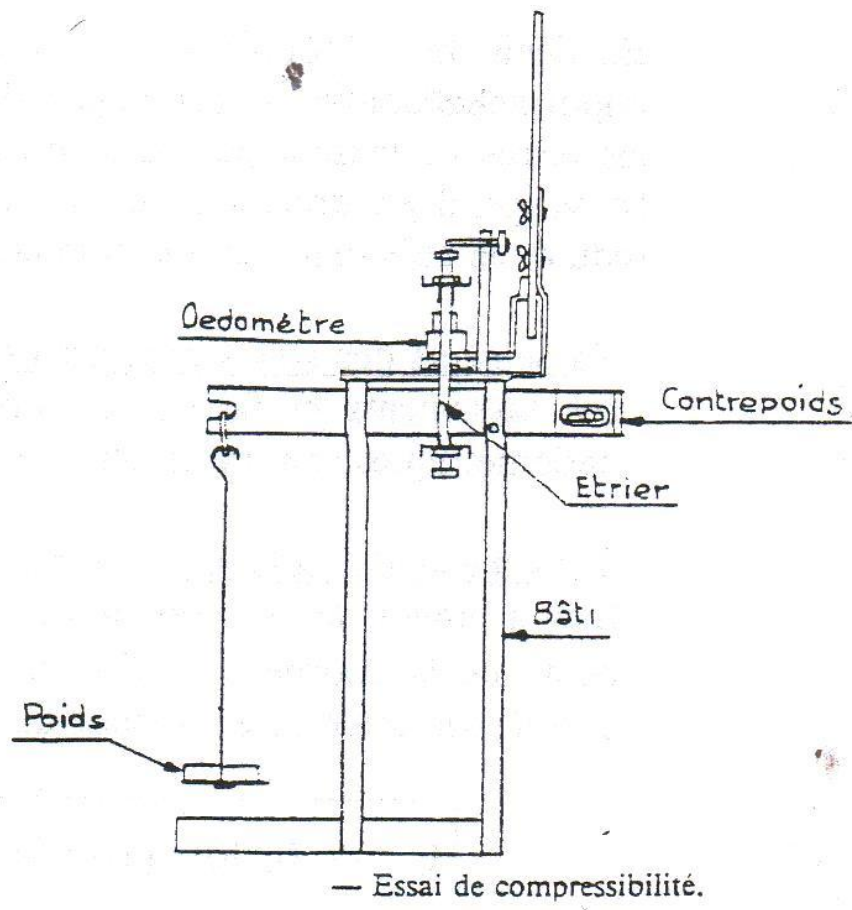
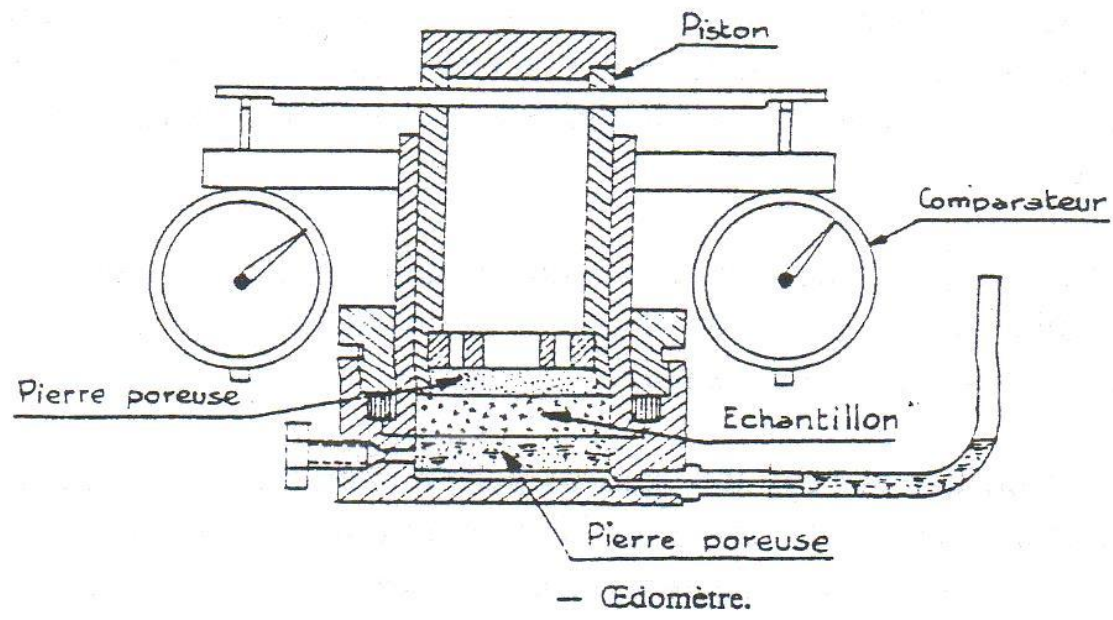
$\phi_u$  varie entre 0° (argile saturée) et  $\phi'$  pour les sols plus gros.

### 1.2.3. Compressibilité :

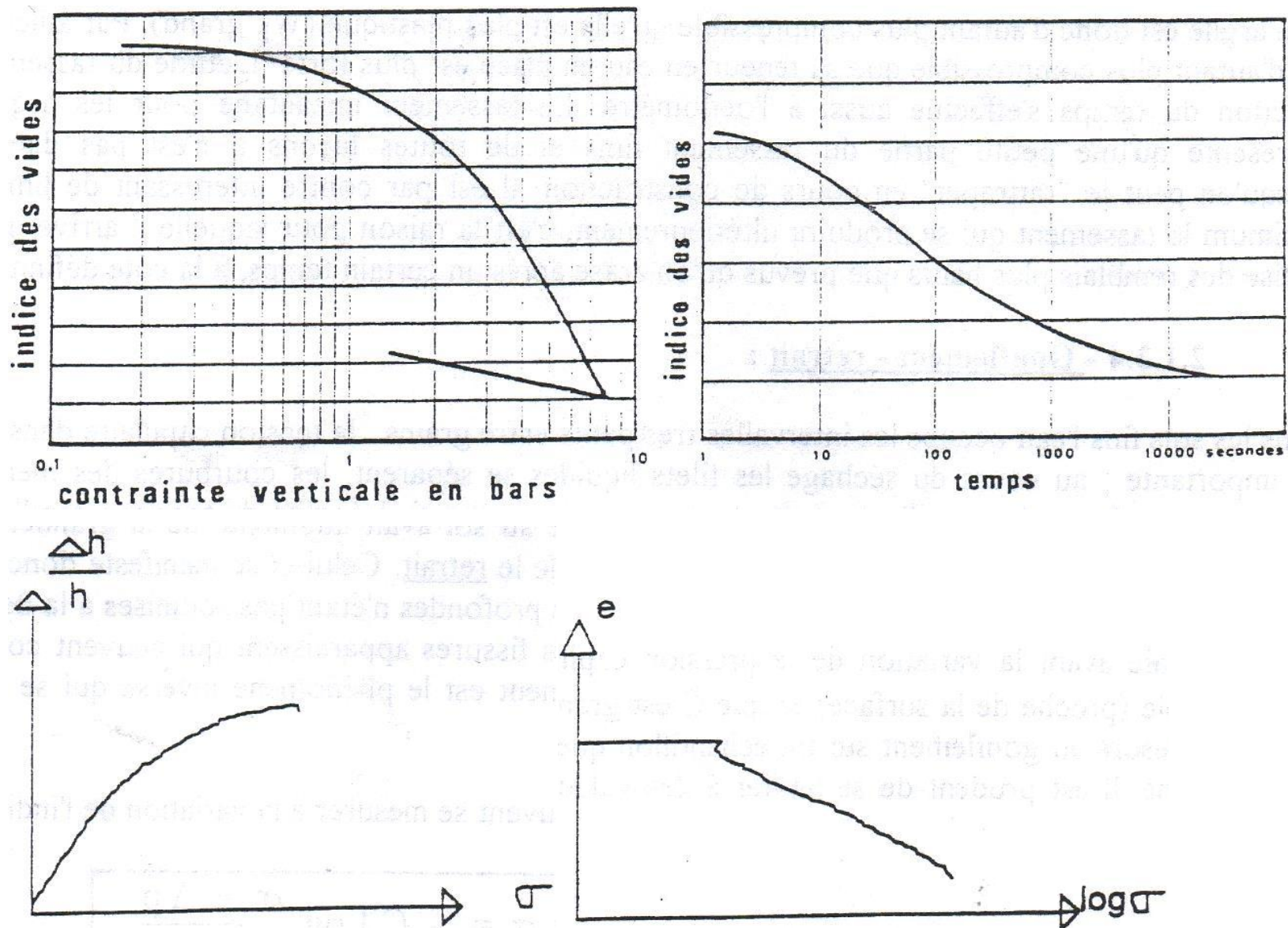
Sous l'action d'une charge les grains d'un sol modifient légèrement leur arrangement, il s'ensuit un **tassement** dont l'importance dépend de la nature du sol. D'autre part, comme pour la résistance au cisaillement le sol, s'il est fin, présente un tassement instantané (correspondant à un comportement non drainé) et le tassement différé qu'on appelle "consolidation". Cette distinction ne se justifie pas pour les sables et graviers puisqu'elle est due à l'apparition des pressions interstitielles sous la charge et à leur dissipation dans le temps. On étudie les tassements à l'aide de l'essai œdométrique qui permet de définir :

Le module œdométrique :  $E_0 = -\frac{\Delta \sigma}{\Delta h / h_0}$

L'indice de compression  $C_0 = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$  dans la partie linéaire de la courbe  $e = f(\log \sigma)$ .



**Figures N°03 : Courbes œdométriques.**



L'indice de compression et le module œdométrique sont liés :

$$E_0 = 2,3 \cdot \sigma \cdot \frac{1+e}{C_c}$$

En dépit de la "souplesse" des barrages, les tassements doivent rester limités, des valeurs trop importantes pourraient provoquer des fissurations en particulier s'il s'agit d'un barrage à zones dont les terres ne tassent pas de la même façon. Les tassements peuvent être dus aux fondations de l'ouvrage, il y a donc lieu de reconnaître ces fondations, ou à la digue elle-même, on cherche à les réduire en effectuant un bon compactage.

Tassements des sols à gros grains : il ne s'agit là que d'un tassement instantané. L'importance de ces tassements est faible, la compressibilité des sables et graviers étant faible : les modules œdométriques sont rarement inférieurs à 500 bars dans ces sols.

Tassements des sols fins : L'essai œdométrique sur ces sols saturés permet d'étudier le tassement final à prévoir et la durée de ce tassement. On utilise ici plutôt l'indice de compressibilité  $C_c$  ou la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  pour prévoir les tassements finaux. Skempton a trouvé une corrélation entre  $C_c$  et la limite de liquidité  $W_L$  :

$$C_c = 0,009(100W_L - 10)$$

Une argile est donc d'autant plus compressible qu'elle est plus plastique ( $W_L$  grand). Par ailleurs elle est d'autant plus compressible que sa teneur en eau en place est plus forte. L'étude du tassement en fonction du temps s'effectue aussi à l'œdomètre. Le tassement instantané pour

les argiles ne représente qu'une petite partie du tassement final et de toute façon il n'est pas dangereux puisqu'on peut le "rattraper" en cours de construction. Il est par contre intéressant de limiter au minimum le tassement qui se produira ultérieurement, c'est la raison pour laquelle il arrive que l'on réalise des remblais plus hauts que prévus qu'on arase après un certain temps, à la côte définitive.

#### 1.2.4. Gonflement-retrait

Dans les sols fins l'eau occupe les intervalles très petits entre grains ; la tension capillaire dans ce cas est importante ; au cours du séchage les filets liquides se séparent, les courbures des ménisques augmentent et la tension capillaire croît ; tout se passe comme si, à égalité de tensions capillaires la pression extérieure appliquée au sol avait augmenté de la grandeur  $\Delta p \Rightarrow$  il y a une diminution du volume ; c'est ce qu'on appelle le retrait. Celui-ci se manifeste donc particulièrement dans les zones exposées à l'air. Les zones plus profondes n'étant pas soumises à la dessiccation. Ainsi il y a retrait en surface et pas en masse : des fissures apparaissent qui peuvent compromettre un ouvrage si elles sont importantes. Le gonflement est le phénomène inverse qui se manifeste à l'humidification des sols fins.

$$\Delta e = -C \Delta \log \sigma = -C \log \frac{\sigma + \Delta p}{\sigma}$$

$\sigma$  étant la pression initiale avant la variation de la pression capillaire,  $\Delta e$  est donc d'autant plus important que  $\sigma$  est faible (proche de la surface) et que  $C$  est grand.  $C$  est équivalent un indice de compression mais est mesuré au gonflement sur un échantillon que l'on porte à saturation. C'est le coefficient de gonflement. Il est prudent de se limiter à des valeurs de  $C$  inférieures à 0,07 pour l'utilisation dans les barrages en terre. Là encore les terres les plus gonflantes et qui présentent le plus de retrait sont celles ayant le plus fort indice de plasticité.

D'après Seed, une argile compactée à l'optimum (Proctor standard), gonflera de :

3% si son IP=20

9% si son IP=30

20% si son IP=40

32% si son IP=50

#### 1.2.5. Aptitude au compactage :

Le compactage de la terre (équivalent à un écrouissage) a pour but d'améliorer toutes les propriétés mécaniques de celles-ci : augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement, diminution de la compressibilité, diminution de la perméabilité...etc. Afin de tirer parti de cette possibilité d'amélioration on choisira entre deux terrains, comparables par ailleurs, celui qui prête le mieux au compactage.

Les sols dont la granulométrie est comprise dans les fuseaux granulométriques de TALBOT présentent cet avantage.

$$P = \left( \frac{D}{D_{\max}} \right)^r$$

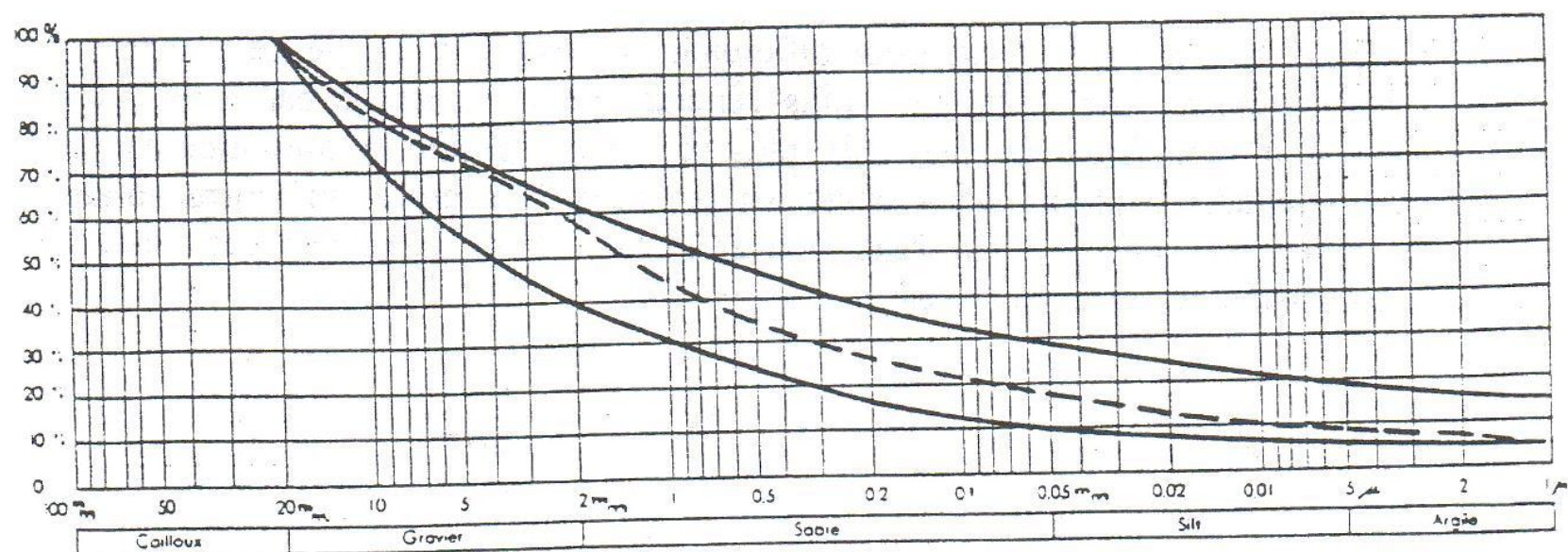
P : pourcentage en poids des grains dont le diamètre est inférieur à D.

$D_{max}$ : dimensions des particules les plus grosses de l'échantillon.

R : coefficient compris entre 0,25 et 0,40, ces deux valeurs définissant deux granulométries qui sont les limites du fuseau.

Cette condition n'est pas impérative, un sol qui s'écarte du fuseau peut convenir s'il présente par ailleurs des caractéristiques suffisantes.

Cette condition n'est pas impérative, un sol qui s'écarte du fuseau peut convenir s'il présente par ailleurs des caractéristiques suffisantes.



**Figure N°05: Fuseau de Talbot**

Plus simplement, on peut définir un coefficient d'uniformité  $\left(\frac{d_{60}}{d_{10}}\right)$  minimum pour qu'un sol puisse se compacter correctement, Cette valeur est voisine de 50.

Les terres trop plastiques sont à éviter car elles se compactent difficilement tout en exigeant souvent beaucoup d'eau. On a intérêt à se limiter à des valeurs de  $IP < 15$ .

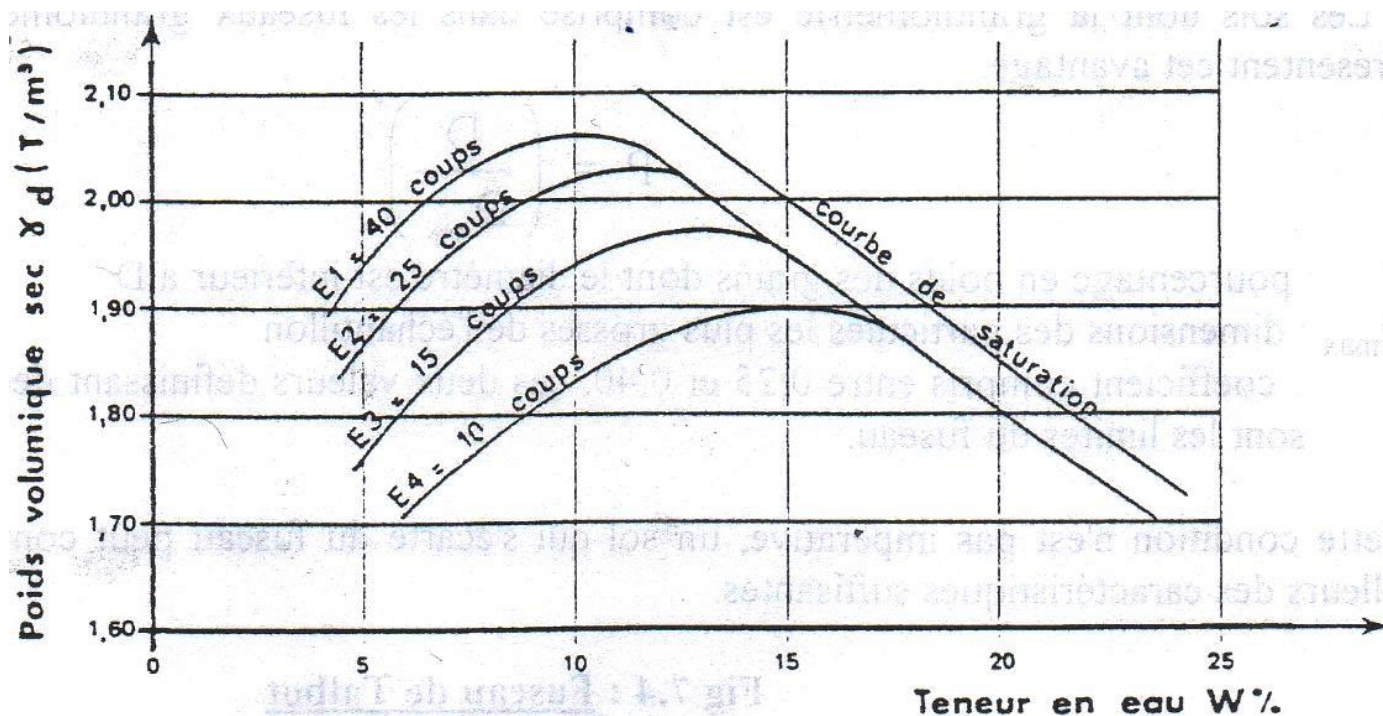
## **2. Le compactage :**

### **2.1. Rappel des essais Proctor :**

On sait qu'un compactage est particulièrement efficace pour une certaine teneur en eau de la terre. Préalablement à une opération de compactage une étude au laboratoire doit préciser la valeur de la teneur en eau et de la densité sèche que l'on doit obtenir. Cette étude est réalisée au moyen des essais Proctor.

On réalise un compactage sur la portion fine ( $< 5$  mm) des terres dans un moule cylindrique au moyen d'un pilon tombant d'une hauteur fixée. Ce compactage est réalisé sur la même terre pour différentes teneurs en eau. Par pesage et séchage on détermine après coup la densité sèche et la teneur en eau correspondant à chaque compactage.

Aux faibles teneurs en eau, l'eau est en quantité insuffisante pour jouer convenablement son rôle de lubrifiant, aux fortes teneurs en eau, elle s'oppose à la diminution du volume de la terre car elle occupe une proportion trop importante du volume des vides.



**Figure N° 06 : Courbes Proctor**

On peut faire le même essai pour différentes valeurs de l'énergie de compactage, les courbes ont l'allure indiquée par la figure : plus l'énergie de compactage est forte, plus la teneur en eau "optimum" est faible et bien sûr plus le poids spécifique optimum est grand. Les courbes expérimentales sont limitées à droite par la courbe "de saturation" correspondant au sol dont tous les vides sont occupés par l'eau ; la zone limitée au-dessus de cette courbe est inaccessible. L'expression de cette courbe est :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w}$$

Avec :

$\gamma_s$  : poids spécifique des grains.

$\gamma_s$  : poids spécifique du sol sec.

w : teneur en eau du sol.

Il existe deux normes de compactage au laboratoire : la norme "Proctor standard" et la norme "Proctor modifiée" qui définissent deux énergies de référence. Les cahiers des charges exigent en général des entrepreneurs qu'ils obtiennent après compactage une densité sèche supérieure ou égale à 95 % de celle qui correspond à l'optimum Proctor (l'un ou l'autre).

## 2.2. Influence des cailloux sur la densité sèche :

On réalise l'essai Proctor sur des échantillons de sols débarrassés de leurs gros éléments, pour la commodité de l'expérimentation ; on élimine en effet tous les éléments plus gros que 5 mm. De la sorte on étudie la portion la plus fine c'est à dire la plus importante puisque c'est elle qui détermine les caractéristiques essentielles du mélange. Toutefois la présence des cailloux a tendance à augmenter la densité sèche et il est intéressant de connaître comment.

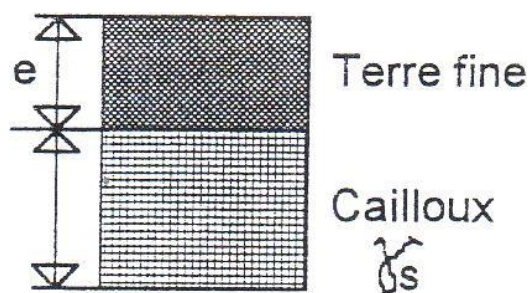
-Soit  $\gamma_1$  : la densité sèche de la terre fine (< 5 mm) obtenue à l'optimum Proctor,

-Soit  $\gamma_2$  : la densité sèche des cailloux seuls. Cette mesure peut être obtenue par exemple en remplissant un volume connu et en pesant ce volume. Il n'est pas nécessaire de compacter, le compactage a un effet assez réduit sur les blocs seuls.

Si l'on suppose que dans les cailloux seuls on ajoute de la terre fine, celle-ci pourra se loger dans les vides laissés entre grains jusqu'à les avoir tous remplis. Ainsi la densité du mélange n'aura pu qu'augmenter depuis  $\gamma_2$  jusqu'à une valeur maximum après laquelle rajouter de la terre revient à augmenter le volume du mélange.

La densité du mélange  $\gamma_m$  est donc limitée à une valeur maximum qu'on peut calculer en supposant que tous les vides sont occupés par la terre fine compactée à sa densité  $\gamma_1$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + e\gamma_1}{1+e} = \gamma_2 + \gamma_1 \frac{e}{1+e}$$



Dans ce cas la proportion maximum de cailloux est égale à :

$$m = \frac{\gamma_s}{\gamma_s + e\gamma_1} \text{ avec } e = \frac{\gamma_s}{\gamma_2} - 1$$

$$m = \frac{\gamma_s}{\gamma_2 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_2} - 1\right)\gamma_1}$$

Exemple :

$\gamma_s=2,6$  ;  $\gamma_1=2$  ;  $\gamma_2=1,73 \rightarrow \gamma_m=2,4$  pour  $m=72\%$ .

On admet en général une loi de proportionnalité du type :

$$\gamma_m = \frac{\gamma_1 \cdot \gamma_s}{\gamma_1 \cdot \frac{m}{100} + \gamma_s \cdot \left(1 - \frac{m}{100}\right)}$$

Tant que  $m$  la proportion en poids des cailloux est faible, inférieure à la valeur calculée précédemment.

En fait, tant que cette proportion reste inférieure à 1/3 environ l'ensemble possède les propriétés mécaniques de la portion fine seule, au-delà les propriétés changent et il est bon dans ce cas d'étudier le mélange et non la seule portion fine.

### 2.3. Choix de la teneur en eau de compactage

L'essai Proctor définit une teneur en eau optimum qui permet le meilleur compactage ; on, choisit cette teneur en eau pour les ouvrages de petites dimensions ou pour les terres pas

trop fines. Dans le cas des ouvrages importants, la surcharge provoquée par le remblai provoque un tassement des terres qui en diminuant l'importance des vides peut amener la terre à la saturation et provoquer des pressions interstitielles dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage ; on devra alors choisir une teneur en eau inférieure à la teneur optimum de compactage.

En effet, on peut calculer la pression interstitielle dans un sol qui subit une compression  $\Delta v$  au moyen de la formule de Hamilton :

$$u = \frac{P_a \Delta V}{V_a + fV_e - \Delta V}$$

$P_a$  : pression initiale de l'air (pression atmosphérique)

$V_a$  : volume initial de l'air contenu

$V_e$  : volume de l'eau

$f$  : coefficient de solubilité de l'air dans l'eau (0,02 à 20°C)

$\Delta V$  : variation du volume total.

On réalise des essais œdométriques sur des échantillons à teneur en eau différentes, inférieures à celle de l'optimum, les charges appliquées étant celles que provoquera le remblai. La variation  $\Delta V$  de volume mesurée permet de calculer ainsi la surpression  $u$  qui sera provoquée. On choisit alors la teneur en eau de compactage telle qu'elle ne provoque pas de pression interstitielle dangereuse (La teneur en eau de compactage sera donc plus faible pour les couches inférieures que pour les couches supérieures).

En fait pour les petits barrages on cherchera à utiliser des teneurs en eau inférieures de 1 % à celle de l'optimum.

## **2.4. Exécution et contrôle du compactage**

### **2.4.1. Engins de compactage et exécution du compactage**

Le compactage est réalisé sur le chantier au moyen d'engins qui sont capables de fournir une énergie voisine de celle du Proctor modifié.

- Les rouleaux lisses : ils conviennent pour le compactage des sols durs mais leur effet ne s'étend pas profondément.
- Les rouleaux à pieds de moutons dont la surface comprend des poinçons qui pénètrent dans le sol réalisent de très fortes pressions en contact. Ces appareils conviennent bien pour le compactage des barrages homogènes ou pour compacter un noyau d'argile car ils sont bien adaptés aux terres cohérentes c'est à dire légèrement plastiques comme il est nécessaire pour les barrages. Ils ne conviennent pas pour les sables.
- Les rouleaux à pneus : ils sont très lourds et permettent d'atteindre des profondeurs plus importantes pour le compactage. Ils conviennent pour tous les matériaux sauf les sols pulvérulents.
- Les plaques vibrantes : pour les sables et milieux pulvérulents. On associe parfois rouleaux et vibrations pour obtenir un rouleaux vibrants.



- Le pilonnage : c'est un type de compactage qui se répand. On l'utilise principalement pour compacter les zones proches des maçonneries (bajoyers de déversoir par exemple) là où les gros engins ne peuvent parvenir : l'appareil est la "grenouille sauteuse".

On effectue en général un essai de compactage sur une aire d'environ 5 m x 20 m avant d'attaquer le chantier, afin de définir le nombre de passes d'engins et l'épaisseur des couches à répandre avant compactage.

Cette épaisseur dépend du type de compacteur et de la terre. On cherche à obtenir des couches qui une fois compactées mesurent 15 cm. Le nombre de passes doit être tel que la densité sèche obtenue soit celle que l'on s'est fixé comme limite inférieure (optimum Proctor par exemple). Il s'agit ensuite de s'assurer que la digue est compactée partout selon les normes retenues, donc de contrôler le compactage.

#### 2.4.2. Contrôle du compactage :

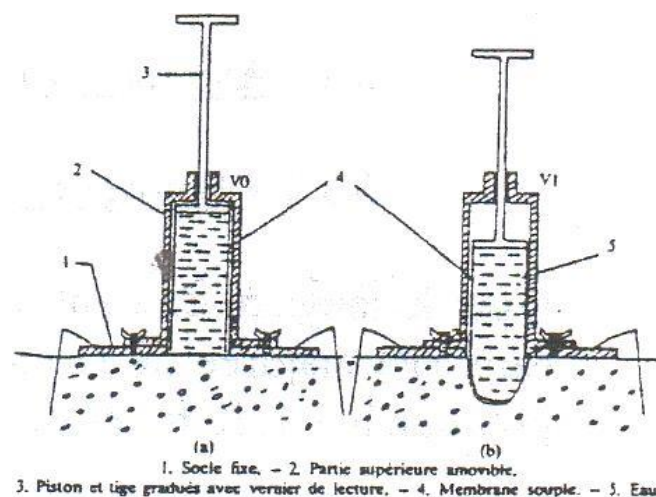
Le contrôle le plus important consiste à vérifier que le compactage est bien réalisé ainsi qu'il a été prescrit : nombre de passes des engins, épaisseur des couches teneur en eau de mise en place (au chantier on la mesure directement en séchant la terre par brûlage à l'alcool ou par passage à la poêle).

Le contrôle direct de la compacité doit être effectué de temps en temps. Il convient à mesurer la densité sèche du matériau compacté.

- Méthode au sable : on réalise un trou dans la digue compactée (30 cm de profondeur p,e.). On pèse la terre retirée et on mesure sa teneur en eau et le poids sec. On remplit ensuite le trou d'un sable sec bien calibré avec une technique de mise en place normalisée (à l'entonnoir sans chute libre) qui dispose le sable à la densité  $d$  connue si  $m$  est la masse de sable nécessaire pour remplir le trou, son volume est  $v = m/d$ .
- Densitomètre à membrane : même technique de prélèvement de la terre ; le volume du trou est mesuré en appliquant une membrane de caoutchouc le long des parois du trou par une pression d'eau que l'on injecte au moyen d'un piston. La tige du piston est graduée.

Le densitomètre est appliqué avant que l'on ait pratiqué le trou : la tige du piston note un volume  $V_0$  ; il est appliquée après avoir creusé le trou : le piston note un volume  $V_1$  :

$V_1 - V_0$  est le volume du trou



Certains contrôles indirects de la compacité sont possibles. Ainsi l'aiguille Proctor qui a été très employée par les Américains ; elle consiste en un petit pénétromètre auquel on transmet l'effort manuel exercé sur un piston par l'intermédiaire d'un ressort dont le raccourcissement mesure l'effort appliqué

On enfonce l'aiguille de 1 cm sans utiliser le piston puis on le fait pénétrer d'environ 8 cm en six secondes dans le remblai en effectuant la mesure de l'effort maximum nécessaire. Cet effort divisé par la section de l'aiguille donne la résistance à la pénétration de la terre.

Il est nécessaire d'associer à cette mesure, celle de la teneur en eau du remblai, la valeur de la résistance à la pénétration du sol étant beaucoup plus forte sur les terres sèches que sur les terres mouillées ; la teneur en eau doit être celle qui est prescrite pour le compactage, la résistance à la pénétration voisine de celle que l'on a mesuré au Laboratoire dans le moule Proctor après compactage à la teneur en eau optimale

Cette méthode exige que l'on ait affaire à un sol fin, la présence de cailloux rendant impossible son utilisation, C'est là une sérieuse limitation à la méthode.

