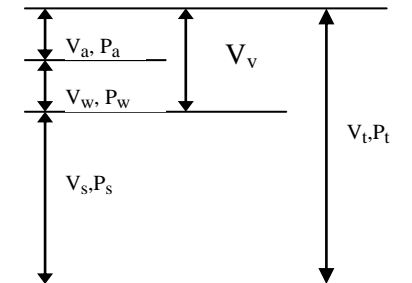
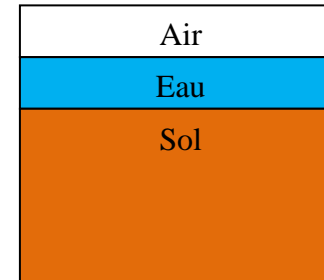


Appellation et définition	Symbole	Unité	Norme	Expression
<b>Teneur en eau</b> (Poids d'eau/poids de sol sec)	$w$	%	NF.P 94-050	$\frac{P_w}{P_s} \times 100$
<b>Poids volumique apparent</b>	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	-	$\frac{P_w + P_s}{V_t}$
<b>Poids volumique sec</b>	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	NF P 94-053	$\frac{P_s}{V_t}$
<b>Poids volumique des grains solides</b>	$\gamma_s$	kN/m <sup>3</sup>	NF P 94-054	$\frac{P_s}{V_s}$
<b>Degré de saturation</b> (Volume d'eau/ volume total occupé par les vides)	$S_r$	%	-	$\frac{V_w}{V_v} \times 100$
<b>Sol saturé</b> tous les vides sont remplis d'eau		$S_r = 100$ %	-	$V_a = 0$
<b>Teneur en eau de saturation</b> Pour un sol de poids volumique sec donné, c'est la teneur en eau nécessaire pour avoir $S_r = 100$ %	$w_{sat}$	%	-	$V_a = 0$ $S_r = 100$ %
<b>Poids volumique saturé</b> Poids volumique apparent du sol saturé	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	-	$\frac{P_w + P_s}{V_t}$ avec $V_a = 0$
<b>Indice des vides</b> ( volume des vides / volume des pleins)	$e$	sans dimension	-	$\frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V_v}{V_s}$
<b>Porosité</b> (volume des vides / volume total)	$n$	Sans dimension	-	$\frac{V_v}{V_t}$
<b>Poids volumique immergé</b> (ou poids volumique déjaugé)	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	-	$\gamma_{sat} - \gamma_w$
<b>Indice de compacité des sols pulvérulents</b> (ou densité relative) avec $e_{min}$ et $e_{max}$ : indices des vides minimal et maximal selon l'essai normalisé	$I_d$	%	NF P 94-059	$\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$



$V_s$ : volume des grains	$V_v$ : volume total des vides $= V_w + V_a$	$P_w$ : Poids de l'eau dans le volume $V_t$
$V_w$ : volume de l'eau	$V_t$ : volume total $= V_s + V_w + V_a = V_s + V_v$	$P_t$ : poids total $= P_s + P_w$
$V_a$ : volume de l'air	$P_s$ : poids des grains dans le volume $V_t$	-

Paramètre et détail du calcul	Formule
<b>Poids volumique sec</b> $\gamma_d$ : $\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$ $\gamma = \frac{P_s}{V_t} \left( \frac{P_w}{P_s} + 1 \right)$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$
<b>Indice des vides</b> $e$ : $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t / P_s - V_s / P_s}{V_s / P_s}$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
<b>Porosité</b> $n$ : $n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v / V_s}{V_v / V_s + V_s / V_s}$	$n = \frac{e}{e + 1} - e = \frac{n}{1 - n}$
<b>Teneur en eau de saturation</b> $w_{sat}$ $w_{sat} = \frac{P_w}{P_s} = \frac{V_w \cdot \gamma_w}{P_s}$ comme $V_a = 0$ , $w_{sat} = \gamma_w \cdot \frac{V_t - V_s}{P_s}$	$w_{sat} = \gamma_w \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
avec $\gamma_w$ = poids volumique de l'eau	
<b>Degré de saturation</b> $S_r$ $S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w \cdot \gamma_w / P_s}{V_v \cdot \gamma_w / P_s} = \frac{P_w / P_s}{P_{wsat} / P_s}$	$S_r = \frac{w}{w_{sat}}$
<b>Poids volumique saturé</b> $\gamma_{sat}$ : $\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + w_{sat})$	$\gamma_{sat} = \gamma_d \frac{1 - \gamma_w}{\gamma_s} + \gamma_w$
<b>Poids volumique immergé</b> $\gamma'$ : Approximativement $\gamma' = 0.62 \times \gamma_d$	$\gamma' = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$

**1. Définition:**

La granularité correspond à la répartition massique de la dimension des particules solides exprimée en pourcentage de la masse totale du matériau.

L'analyse granulométrique s'effectue :

- *par tamisage* (norme NF P 94-056) pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 µm jusqu'à 100 mm



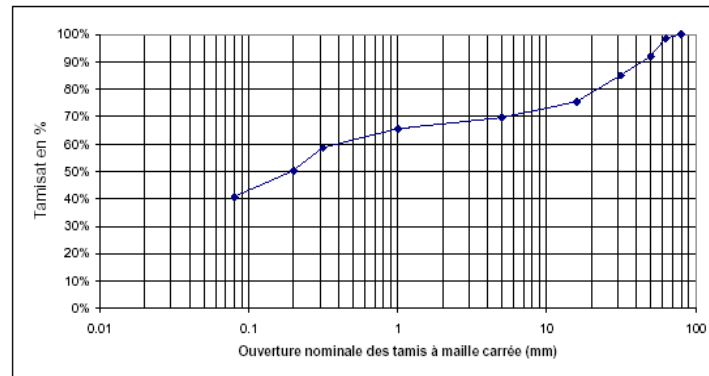
- *par sédimentométrie* (norme NF P94-057) pour les grains les plus fins

**2. Dénomination d'un sol selon sa granularité**

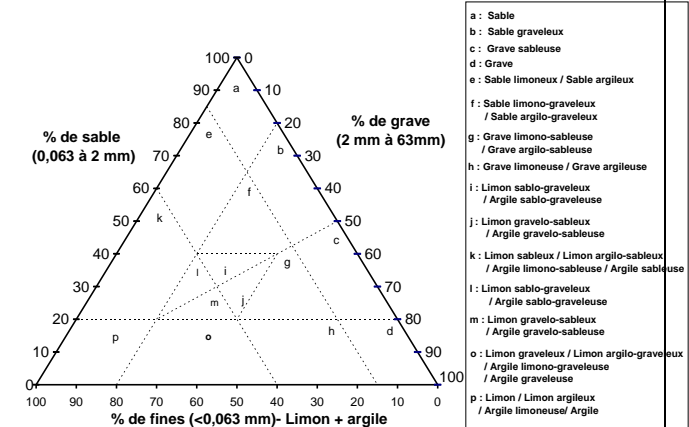
Les limites des dimensions des grains qui définissent les fractions granulaires sont fixées selon l'échelle conventionnelle reproduite dans le tableau ci-après :

Nom	Sol à matrice fine						Sol à matrice grossière						cailloux	blocs
	argile	limon			sable			grave						
		fin	moyen	grossier	fin	moyen	grossier	fin	moyen	grossier				
Dimension des particules (mm)	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2	6	20	60	200			

**3. Classification granulométrique des sols selon la NF EN ISO 14688-2**



Tamais d (mm)	100	80	63	50	40	31,5	25	20	16	12,5	
passant %		100,00%	98,62%	91,93%		85,08%			75,48%		
Tamais d (mm)	10	8	6,3	5	4	3,15	2,5	2	1,6	1,25	1
passant %				69,69%							65,69%
Tamais d (µm)	800	630	500	400	315	250	200	160	125	100	80
passant %					58,62%		50,23%				40,78%



### 1. Objet de l'essai:

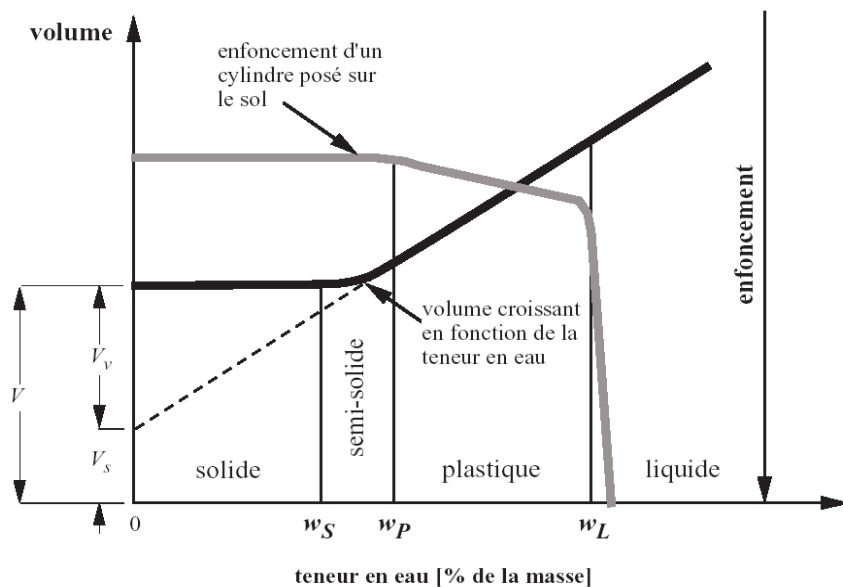
Compte tenu de leur structure, les argiles ont la propriété d'absorber des quantités d'eau très importantes ou au contraire, de se dessécher, ceci en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises.

Quelle que soit la nature de l'argile, celle-ci malaxée avec des quantités d'eau de plus en plus importantes, finit par se transformer en boue. **L'argile a un comportement liquide.**

Au contraire, si l'argile est suffisamment desséchée, les grains sont très resserrés et les liaisons deviennent plus intenses. **L'argile a un comportement solide.**

Les limites de consistance, ou limites d'Atterberg (pédologue Suédois) constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, sur le **mortier**, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au **tamis de 400 µm**. Il est défini trois limites :

- **la limite de liquidité  $w_L$**  qui sépare l'état liquide de l'état plastique
- **la limite de plasticité  $w_P$**  qui sépare l'état plastique de l'état solide
- **la limite de retrait  $w_S$**  qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait



### 2. Limite de liquidité $w_L$ :

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

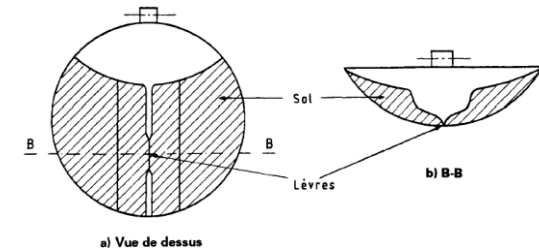


Figure 7 : fermeture de la rainure

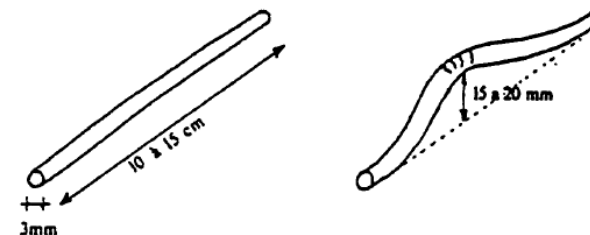
Si on étudie la relation qui lie le nombre de chocs  $N$  à la teneur en eau  $w$ , on constate que la courbe représentative de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques (échelle arithmétique pour les teneurs en eau, logarithmique pour le nombre de chocs), lorsque le nombre est compris entre 15 et 35. Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

### 3. Limite de plasticité $w_P$ :

On forme une boulette à partir de la pâte préparée, puis on roule la boulette sur une plaque lisse, à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre.

Le rouleau au moment où il atteint 3 mm  $\pm$  0,5mm doit avoir une longueur de 10 cm et ne doit pas être creux.

La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se fissure lorsque son diamètre atteint 3 mm  $\pm$  0,5mm.



### 1. Objet de l'essai:

L'essai au bleu de méthylène permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active suivant la fraction de sol utilisée pour l'essai) d'un matériau argileux.

Étant donné que dans un sol c'est avant tout la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse ( $\leq 2 \mu\text{m}$ ) qui détermine sa surface spécifique, on peut considérer que la valeur de bleu de méthylène VBS (Valeur de bleu du sol) exprime globalement la quantité et la qualité (activité) de la **fraction argileuse** contenue dans ce sol. En pratique on détermine la VBS sur la **fraction 0/5 mm**. La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 par une règle de proportionnalité.

L'essai a donc pour objet de mesurer la capacité d'adsorption du bleu de méthylène, c'est-à-dire la quantité de ce colorant nécessaire pour recouvrir d'une couche monoléculaire les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol

### 2. Procédure de l'essai :

L'essai consiste à procéder à des injections successives par pas de  $5 \text{ cm}^3$  à  $10 \text{ cm}^3$  (selon l'**argilosité** du matériau) de solution de bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenue en agitation (vitesse  $400 \text{ tr/min} \pm 100 \text{ tr/min}$ ) et à prélever périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier chromatographique.

Les injections sont poursuivies jusqu'à ce qu'apparaisse une auréole périphérique bleu clair, de largeur millimétrique, dans la zone humide de la tache. On peut alors considérer que l'adsorption du bleu sur les particules d'argile est terminée et que c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole. L'essai est dit alors positif.

À partir de ce moment, on laisse se poursuivre l'adsorption du bleu dans la solution et l'on effectue des taches, **de minute en minute**, sans ajout de solution. Si l'essai redevient négatif à la **cinquième tache** ou avant, on procède à de nouvelles injections de bleu avec des pas de  $2 \text{ cm}^3$  à  $5 \text{ cm}^3$ .

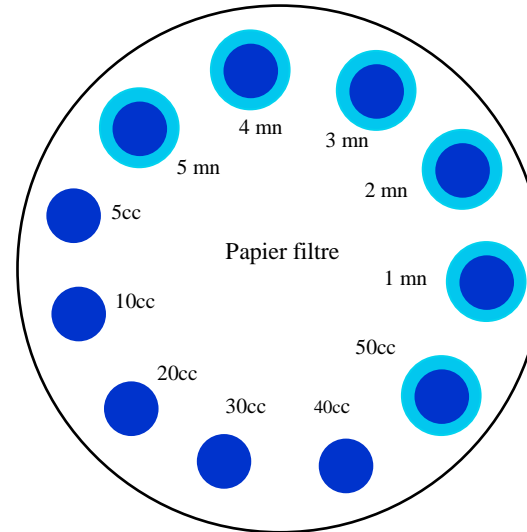
### 3. Valeur de bleu

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau.

Pour les matériaux dont le  $D_{\text{max}}$  est inférieur à 5 mm :  $VBS = \frac{B}{m_0} \times 100$

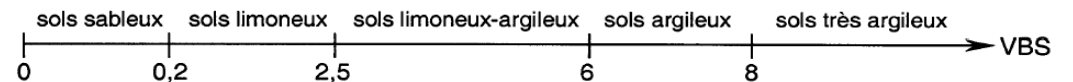
-  $m_0$  : masse sèche de la prise d'essai ;

-  $B$  : masse de bleu introduite (solution à  $10 \text{ g/l}$ ) =  $V \times 0,01$



Pour les matériaux dont le  $D_{\text{max}}$  est supérieur à 5 mm :  $VBS = \frac{B}{m_0} \times C \times 100$

$C$  étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.



### 4. L'activité de bleu de la fraction argileuse

L'activité argileuse  $A_{CB}$  est le rapport entre la valeur de bleu de méthylène VBS déterminée selon la norme NF P 94-068 et la teneur  $C_2$  en particules de dimensions inférieures à  $2 \mu\text{m}$  estimée selon la norme NF P 94-057.

$$A_{CB} = VBS / C_2$$

Activité de la fraction argileuse du sol	Qualificatif
$0 \leq A_{CB} \leq 3$	inactive
$3 < A_{CB} \leq 5$	peu active
$5 < A_{CB} \leq 13$	moyenne
$13 < A_{CB} \leq 18$	active
$18 < A_{CB}$	très active

**1. Objet de l'essai :**

Le compactage d'un sol vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il est fonction de quatre principales variables :

- la masse volumique du sol sec
- la teneur en eau
- l'énergie de compactage
- le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux, etc .....

**2. Principe de l'essai :**

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. L'essai est conduit sur des matériaux dont la dimension du plus gros élément  $D_{max}$  ne dépasse pas 20 mm.

Lorsque ces matériaux comportent une proportion inférieure ou égale à 30% d'éléments excédant 20 mm, il est encore possible de déterminer leurs caractéristiques de compactage moyennant l'application d'une correction apportée aux caractéristiques mesurées sur la fraction 0/20.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dits : Essai **Proctor normal** ou Essai **Proctor modifié**.

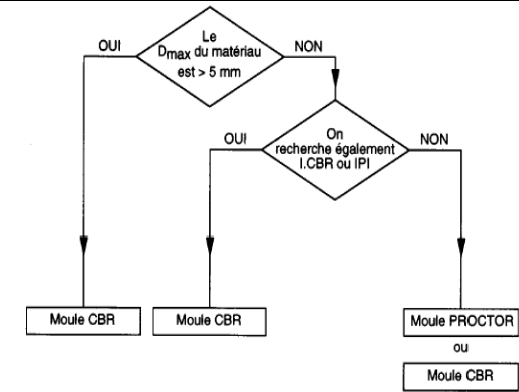
Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée

Type	Nb total de coups	Hauteur de chute (cm)	Masse Dame (kg)	Diamètre du moule (cm)	Hauteur du moule (cm)	Energie kN.m/m <sup>3</sup>
Normal	75	30,5	2,490	10,15	11,65	593
Modifié	280	45,7	4,535	15,20	11,60	2700

**3. Quantité de matériaux - Choix du type de moule :**

La masse de prélèvement varie entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat.

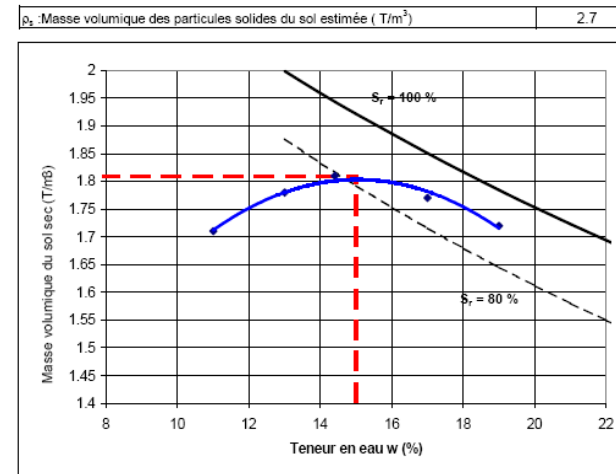
Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur le diagramme.



**4. Présentation des résultats :**

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et l'on trace la courbe des variations de cette masse en fonction de la teneur en eau. Chaque point tracé sur la courbe représente un essai de compactage. La détermination complète de la courbe requiert généralement 5 points.

Masse volumique totale :  $\rho = \frac{M_t}{V_t}$  - Masse volumique du sol sec:  $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}$



Essai Proctor normal		
Moule CBR		
Sur matériau d/D		
Point n°	w %	ρ <sub>d</sub> (T/m <sup>3</sup> )
1	11.0	1.71
2	13.0	1.78
3	14.4	1.81
4	17.0	1.77
5	19.0	1.72

Optimum Proctor normal		
Optimum	w OPN	ρ <sub>d</sub> OPN
	15.0%	1.81

Le sommet de cette courbe est un point important puisqu'à la masse volumique maximale du sol sec ( $\rho_{d_{max}}$ ) correspond la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ).



**1. Objet des essais:**

L'objet de ces mesures est de déterminer un indice (l'indice CBR) permettant de calculer grâce à des abaques, l'épaisseur des couches de fondation nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction :

- du sous-sol sous-jacent,
- du trafic et des charges par essieu prévus
- des conditions hydriques futures que subira cette route.



**2. Principe de l'essai :**

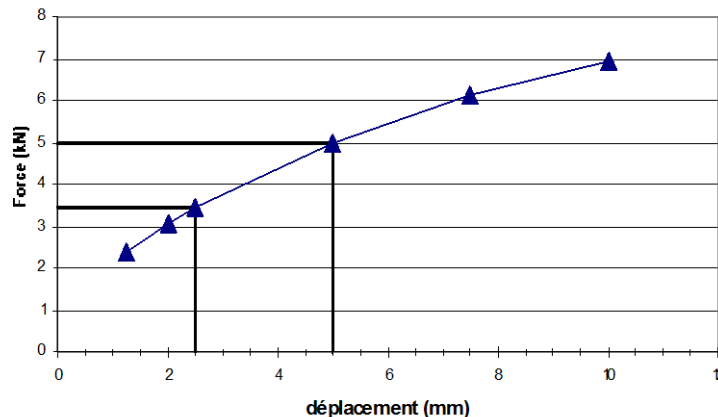
Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante (1,27 mm/min) dans une éprouvette de matériau. Durant l'essai, la courbe effort-déformation est établie sur l'anneau dynamométrique la force nécessaire aux enfoncements de 1,25 mm ; 2 mm ; **2,5 mm** ; **5 mm** ; 7,5 mm et 10 mm. On définit les valeurs caractéristiques suivantes :

$$I_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm (kN)}}{13,35 \text{ kN}} \times 100 \quad I_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm (kN)}}{19,93 \text{ kN}} \times 100$$

L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs : max (I<sub>1</sub> ; I<sub>2</sub>)

Exemple de courbe brute :

Enfoncement (mm)	Force calculée (kN)
1,25	2,36
2,0	3,07
2,5	3,46
5,0	4,98
7,5	6,12
10,0	6,94



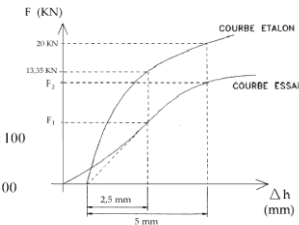
**DEFINITIONS**

L'indice CBR (I.CBR) exprime en % le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part. Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$I.CBR_{25} = \frac{\text{Force (en kN) à 2,5 mm d'enfoncement}}{13,35 \text{ kN}} \times 100$$

$$I.CBR_{50} = \frac{\text{Force (en kN) à 5 mm d'enfoncement}}{20 \text{ kN}} \times 100$$

$$I.CBR = \max (I.CBR_{25} ; I.CBR_{50})$$

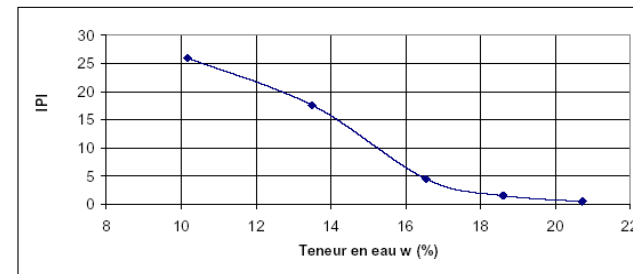


**3. Types d'essais :** On distingue 3 types d'essai en fonction des buts fixés :

- **L'Indice Portant Immédiat:** Mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneur en eau dans lequel il est susceptible d'évoluer. **Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase chantier.** Le matériau est compacté à l'énergie *Proctor Normal* dans le cas d'un sol et à l'énergie *Proctor Modifiée* dans le cas d'un *matériau d'assise de chaussée*.
- **L'essai C.B.R immédiat:** Mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie *Proctor Modifiée* à sa teneur en eau à l'*optimum Proctor* (wOPN). En sus, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussée, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.
- **L'essai C.B.R après immersion :** Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé pendant plusieurs jours (4 en général). **Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté et/ou soumis à des variations de régime hydrique.**

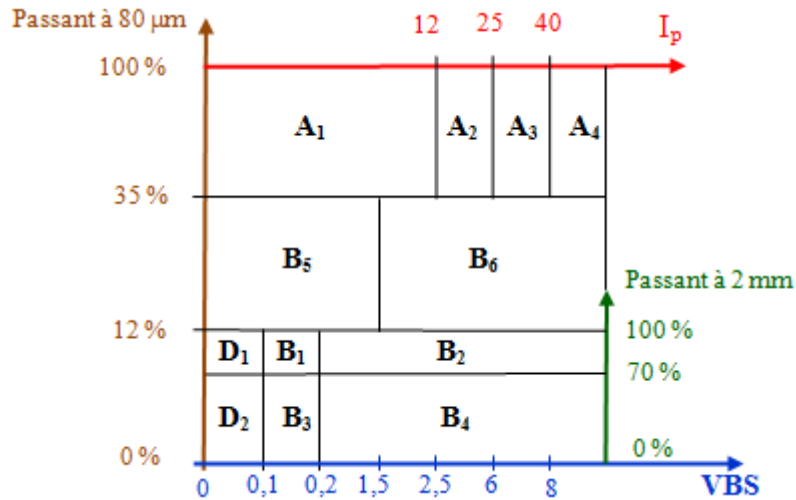
De manière générale, la valeur de l'Indice diminue avec l'augmentation de la valeur de teneur en eau.

Caractéristiques de poinçonnement Indice Portant Immédiat



Point n°	w %	IPI
1	10,2	26,0
2	13,5	17,6
3	16,5	4,5
4	18,6	1,5
5	20,7	0,5

1. Classification des sols



$D_{max}$	Classe	Sous classe	Nature
≤ 50 mm	A Sols fins	A <sub>1</sub>	Limons peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques, ...
		A <sub>2</sub>	Sables fins argileux, limons argileux et marnes peu plastiques, arènes, ...
		A <sub>3</sub>	Argiles et argiles marneuses, limon très plastiques, ....
		A <sub>4</sub>	Argiles et argiles marneuses très plastiques, ....
	B Sols sableux et graveleux avec fines	B <sub>1</sub>	Sables silteux, ...
		B <sub>2</sub>	Sables argileux (peu argileux), ....
		B <sub>3</sub>	Graves silteuses,....
		B <sub>4</sub>	Graves argileuses (peu argileuse), ...
		B <sub>5</sub>	Sables et graves très silteux,...
		B <sub>6</sub>	Sables et graves argileux à très argileux

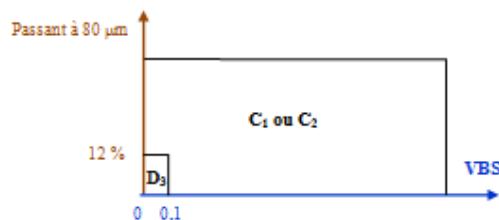
$D_{max}$	Classe	Sous classe	Nature
> 50 mm	C Sols comportant des fines et des gros éléments	C <sub>1</sub> A <sub>i</sub>	Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions rossières, ...
		C <sub>1</sub> B <sub>i</sub>	
		C <sub>2</sub> A <sub>i</sub>	Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, biefs à silex, ....
		C <sub>2</sub> B <sub>i</sub>	
≤ 50 mm	D Sols insensibles à l'eau	D <sub>1</sub>	Sables alluvionnaires propres, sables de dune, ...
		D <sub>2</sub>	Graves alluvionnaires propres, sables, ...
		D <sub>3</sub>	Graves alluvionnaires propres, ...

2. Classification des roches

Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craie	R <sub>1</sub>
		Calcaires rocheux divers : Calcaires grossiers, Travertins, Tufs et encroutements,	R <sub>2</sub>
	Roches argileuses	Marnes, Schistes sédimentaires, Argilites, pelites	R <sub>3</sub>
	Roches siliceuses	Grès, Poudingues, Brèches	R <sub>4</sub>
	Roches salines	Gypse, Sel gemme, Anhydrite	R <sub>5</sub>
Roches magmatiques et métamorphiques		Granite, basalte, trachyte, andésites, ... Gneiss, schistes métamorphiques, schistes ardoisiers, ...	R <sub>6</sub>

3. Classification des sols organiques et sous-produits industriels

Matériaux naturels renfermant des matières organiques : terres végétales, humus forestiers, vases, tourbes, ...	F <sub>1</sub>
Cendres volantes silico-alumineuses de centrales thermiques	F <sub>2</sub>
Schistes houillers	F <sub>3</sub>
Schistes des mines de potasse	F <sub>4</sub>
Phosphogypse	F <sub>5</sub>
Mâchefer d'incinération des ordures ménagères	F <sub>6</sub>
Matériaux de démolition	F <sub>7</sub>
Laitiers des hauts fourneaux	F <sub>8</sub>
Autres déchets et sous produits industriels	F <sub>9</sub>



C<sub>1</sub> : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ( $0/50 > 60$  à 80 %)

C<sub>2</sub> : matériaux anguleux très charpentés ( $0/50 \leq 60$  à 80 %)

### 1. Objet et principe de l'essai:

Dans le cas de sols argileux sensibles au phénomène de retrait (sécheresse), la connaissance de la teneur en eau et de sa variation constitue un indicateur permettant de donner de manière simple la tendance d'évolution du phénomène.

L'essai de dessiccation consiste à laisser se dessécher librement et progressivement une éprouvette cylindrique de sol et de mesurer périodiquement sa variation de hauteur et sa masse

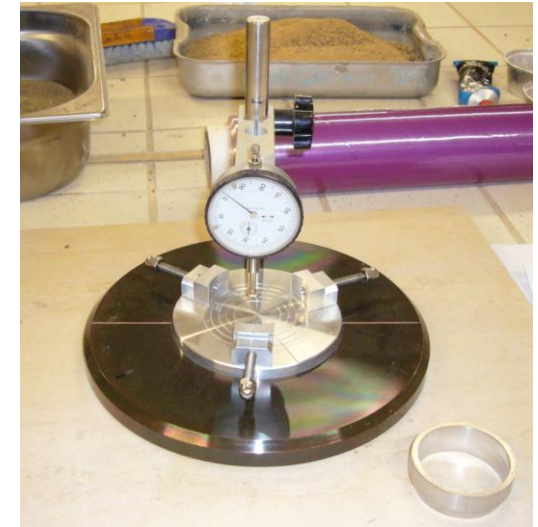
Le résultat de l'essai permet de déterminer l'amplitude d'affaissement d'un sol correspondant au passage d'un état de teneur en eau  $w_1(z)$  à un état de teneur en eau  $w_2(z)$ , avec  $w_2 < w_1$ , quel que soit  $z$ .

- diamètre de l'éprouvette :  $35 \text{ mm} \leq D_0 \leq 50 \text{ mm}$
- hauteur de l'éprouvette :  $0,4 D_0 \leq H_0 \leq 0,6 D_0$
- $d_{\text{max}}$  granulats : 5 mm

### 2. Dépouillement :

Trois phases sont parfaitement identifiables sur la courbe d'un essai de retrait.

On constate en effet que la courbe obtenue peut se schématiser en deux parties linéaires reliées par une courbure intermédiaire.

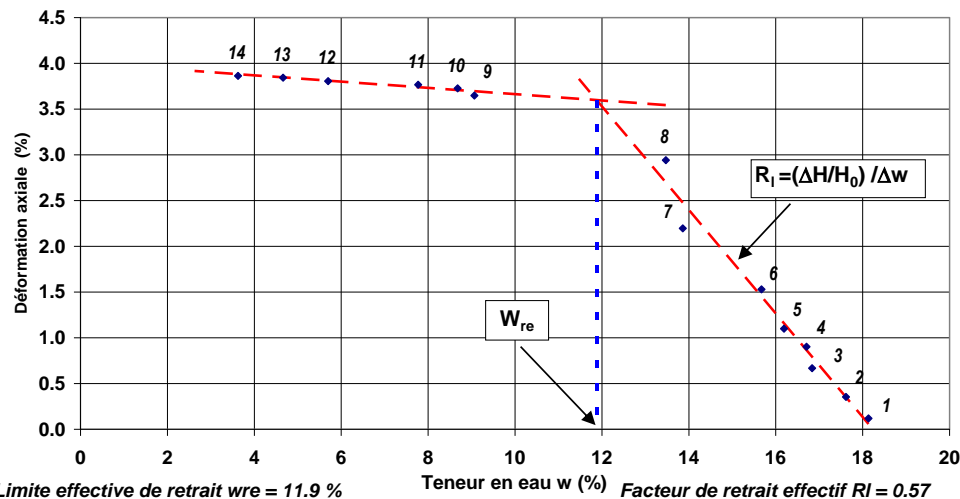


- *le premier segment de droite* correspond à un départ de l'eau qui entraîne un rapprochement des grains entre eux. Cette variation **constante** est relativement importante. La pente de cette droite correspond au **coefficient de retrait linéaire  $R_l$** . Durant cette phase le sol n'a pas soumis une désaturation importante.
- *l'inflexion de la courbe* coïncide avec l'apparition de l'air au sein du sol qui n'est plus saturé
- *le second segment* montre une variation de volume faible voir nulle. le grain sont rentrés en contact et cette variation de volume ne peut résulter que d'une déformation des grains ou d'un réarrangement de ces derniers.

Il est possible de déterminer un point d'inflexion entre les deux droites ; la teneur en eau correspondant à ce point théorique est appelé **limite de retrait effective  $w_{re}$** .

On admettra qu'en dessous de cette limite une diminution de teneur en eau du sol ne produit pratiquement plus de variation volumique

Détermination effective de la limite de retrait sur un échantillon non remanié selon XP. P 94-060-2





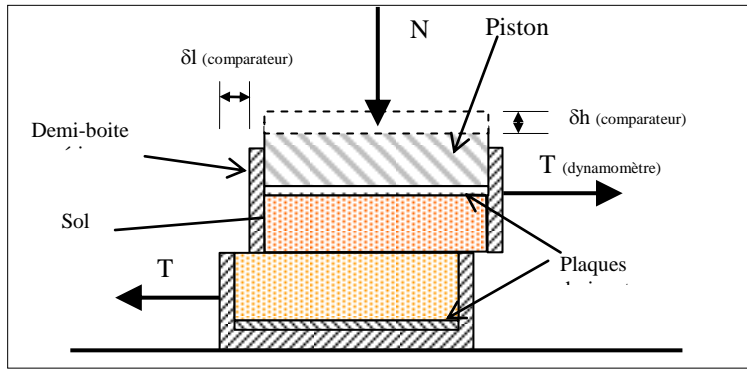
### 1. Objet de l'essai:

L'essai a pour objet de mesurer en laboratoire des caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que la *pression interstitielle*  $u$  reste nulle tout au long de l'essai.

En sont déduites les valeurs de l'angle de *frottement effectif*  $\phi'$  et la *cohésion effective*  $c'$ , paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité  $F_s$  à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

### 2 Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.



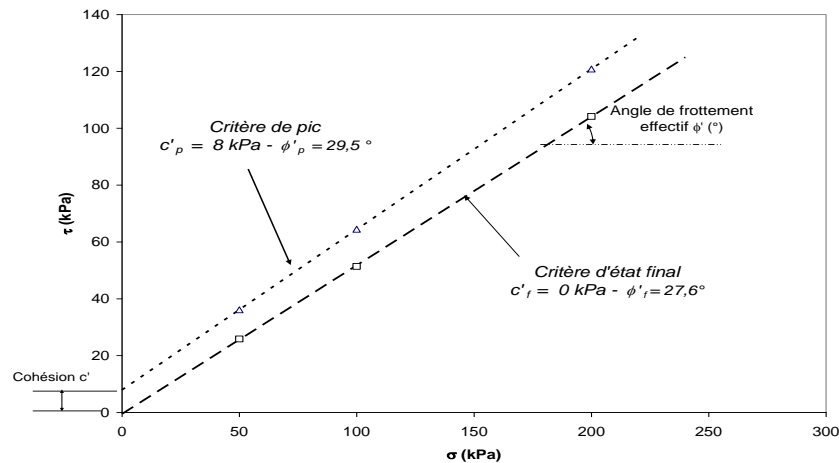
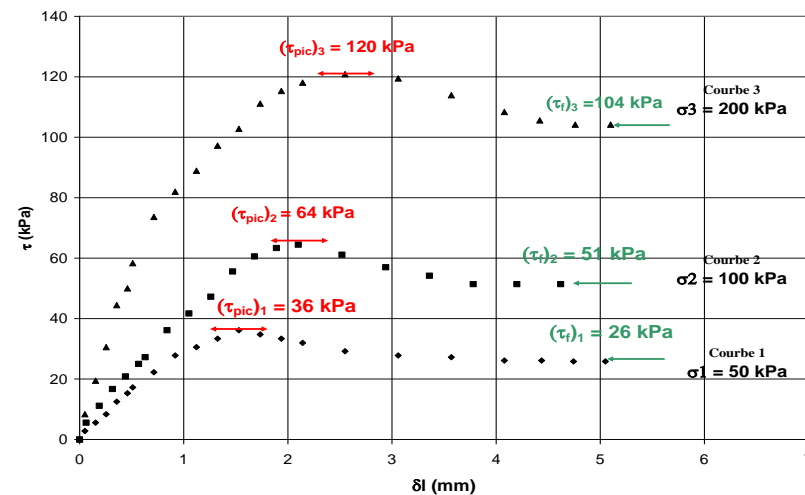
L'essai consiste à :

- appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical ( $N$ ) maintenu constant durant la durée de l'essai ( $\sigma = N/s$ ),
- produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort ( $N$ ), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif  $\delta l$  à vitesse constante,
- mesurer l'effort ( $T$ ) correspondant ( $\tau = T/s$ ).

L'essai est réalisé sur une série d'au **minimum 3 éprouvettes** en faisant augmenter à chaque éprouvette la valeur de l'effort vertical ( $N$ ).

La contrainte verticale maximale  $\sigma_{max}$  ( $=N_{max}/s$ ) appliquée à la série d'éprouvette doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après travaux.

### 3. Résultats



### Dimension des éprouvettes :

- largeur des boîtes  $L$  : 60 mm ou 100 mm
- plus gros grains  $d_{max}$  :  $\leq 5$  mm (boîte de 60 mm) ou  $\leq 8$  mm (boîte de 100 mm)
- hauteur éprouvette :  $6 d_{max} \leq h \leq L/2$

### Conditions de l'essai :

- vitesse maximale de cisaillement  $v_{max}$  déduite des résultats de la phase de consolidation de l'éprouvette avec  $v_{max} \leq 25 \mu m/min$ .
- pas maxi des mesures : tous les  $\Delta \delta l = 0,2$  mm jusqu'à  $\delta l = 2$  mm puis tous les  $\Delta \delta l = 0,5$  mm
- Critère d'arrêt : si pour  $\Delta \delta l = 0,5$  mm,  $\Delta T < 1/100 T_{max}$  ou lorsque  $\delta l > 5$  mm.

**1. Objet de l'essai:**

Lorsque des couches de sols sont soumises à des sollicitations de grande étendue (dallages, remblais...) on peut considérer que la compression est unidimensionnelle. La déformation verticale qui en résulte est appelée *tassement*. Pour simuler en laboratoire ces chargements unidimensionnels, on comprime des échantillons intacts de sol dans un appareil appelé **oedomètre**. Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- **la courbe de compressibilité**, qui indique le tassement total en fonction de logarithme de la contrainte appliquée,
- **les courbes de consolidation**, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

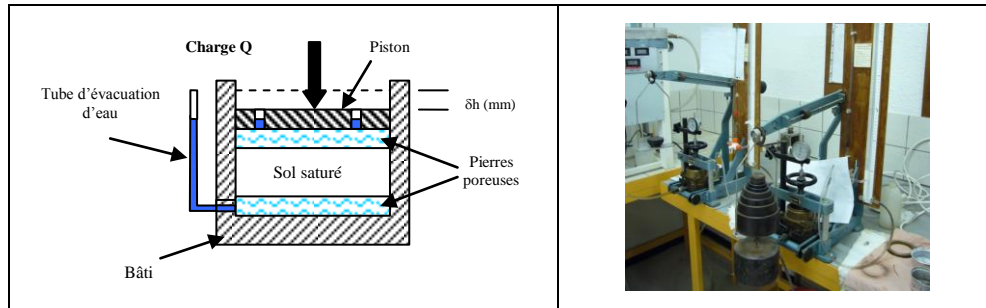
**2. Principe de l'essai**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une enceinte cylindrique rigide (oedomètre). - *Diamètre de la boîte :  $D \geq 60 \text{ mm}$  - hauteur de l'éprouvette :  $\text{Max}(10 \text{ mm} ; 6 d_{\text{max}}) \leq H_i \leq 0,4 D$*

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Les paliers de chargement et de déchargement sont maintenus au moins 24 heures et prolongés si nécessaire dans les conditions fixées par la norme.

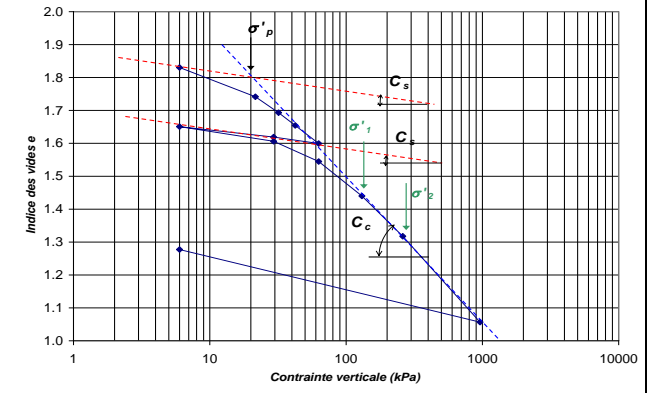


**3. Interprétation de la courbe de compressibilité**

- **Contrainte effective verticale  $\sigma'_{vo}$**  : contrainte effective verticale du sol en place au moment de son prélèvement.
- **Contrainte effective de préconsolidation  $\sigma'_p$**  : contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire
- **Indice de compression  $C_c$**  : pente de la tangente à la courbe vierge qui permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe
- **Indice de gonflement  $C_s$**  : traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation à laquelle il a été soumis ( $\neq C_g$  coefficient de gonflement)

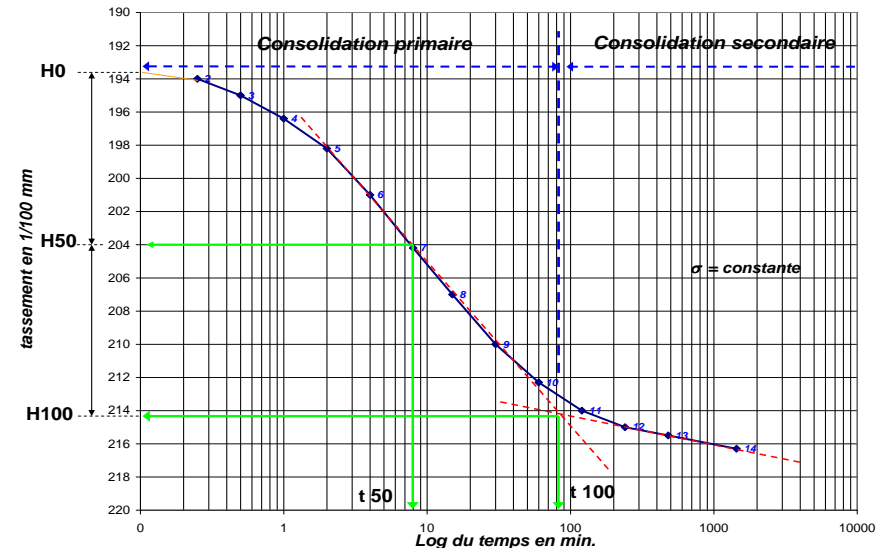
- **Module oedométrique sécant  $E_{oed}$**  : module de déformation calculé entre deux points de la courbe de chargement  $N_1(\sigma_1, e_1)$  et  $N_2(\sigma_2, e_2)$ , qui n'a pas une valeur constante.

Ce module permet de calculer les tassements des sols



**4. Interprétation de la courbe de consolidation ( $\sigma = \text{cste}$ )**

La courbe de consolidation permet de mettre en évidence à la fois la **consolidation primaire** et la **consolidation secondaire**. L'intersection des tangentes au deux branches de la courbe relatives à ces deux types de consolidation définit conventionnellement la fin de la consolidation primaire correspondant à  $H_{100}$  et  $t_{100}$ . Par une série de constructions graphiques on peut déduire la valeur du **coefficient de consolidation verticale  $c_v$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ )** qui permettra de calculer ensuite les vitesses de tassement des couches de sol.



### 1. Principe de l'essai:

Une éprouvette de sol de forme cylindrique et de section droite circulaire (élancement proche de 2), est placée sur une embase rigide, munie ou non d'un disque drainant, à l'intérieur d'une enceinte étanche (cellule triaxiale).



Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable. A la partie supérieure de l'éprouvette est placée une embase rigide munie ou non d'un disque drainant, sur laquelle vient s'appuyer un piston.

La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une **contrainte isotrope**  $\sigma_3$  ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ).

L'essai s'effectue en imposant à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Il consiste à **faire croître F** en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression  $\sigma_3$  **constante**.

L'éprouvette est donc soumise à :

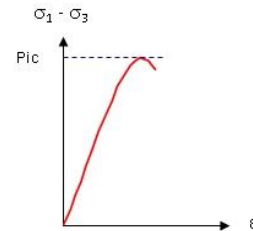
- une pression hydrostatique imposée à l'intérieur de l'enceinte par un liquide,
- une déformation axiale par déplacement relatif des deux embases.

Par symétrie les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement verticale et horizontale.

Comme  $\sigma_3$  s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, il s'ensuit que

$$\frac{F}{S} = q = \sigma_1 - \sigma_3$$

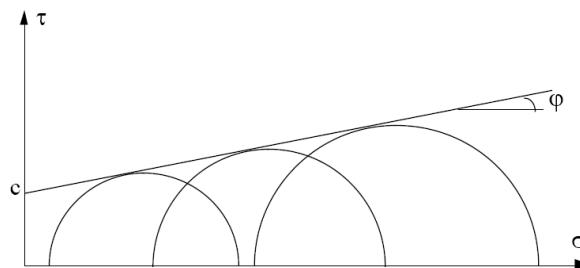
S étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.



La courbe effort-déformation ( $\sigma_1 - \sigma_3; \varepsilon$ ) peut être enregistrée au cours de l'essai. Au moment de la rupture, le **déviateur maximal des contraintes**  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque est connu.

Plusieurs essais sont effectués (au moins 3) à des pressions de confinement différentes et représentatives du confinement in-situ.

Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr l'état des contraintes à la rupture.



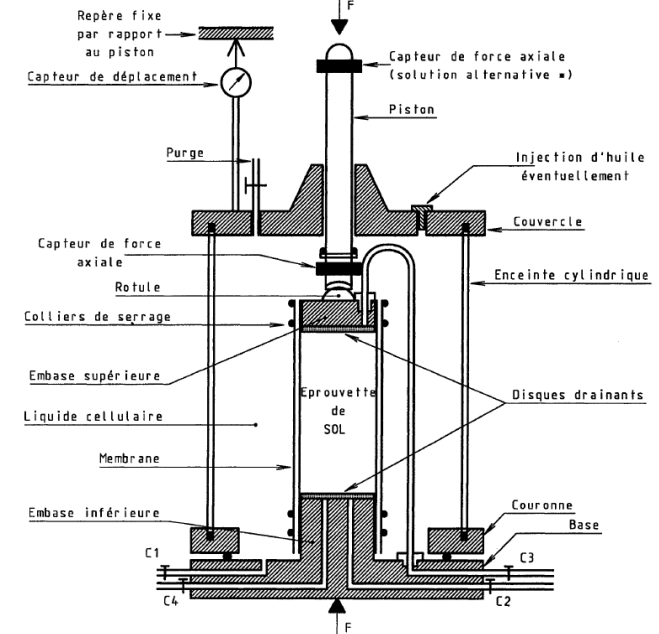
### 2. Caractéristiques des éprouvettes

- Diamètre éprouvette ( $\phi$ ) :  $\geq [35 \text{ mm} ; 5 D_{max} \text{ si granulométrie étalée} ; 10 D_{max} \text{ si granulométrie uniforme}]$  avec  $D_{max}$  : dimension du plus gros élément
- $1,9 \phi \leq \text{Elancement} \leq 2,2 \phi$

### 3. Les différents types d'essai

Les disques drainants inférieur et supérieur sont en relation avec un circuit qui :

- soit assure le transfert de l'eau interstitielle expulsée ou absorbée par l'éprouvette, avec, le cas échéant, mesure du volume correspondant,
- soit permet de mesurer, à volume constant, la pression existant dans l'éprouvette,
- soit empêche, s'il est fermé, tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur.



On distingue :

- essais non consolidés non drainés (UU)
- essais consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU + u)
- essais consolidés non drainés sans mesure de la pression interstitielle (CU)
- essais consolidés drainés (CD)