

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS

PARTIE 3

LIQUIDITE ET PLASTICITE :

➤ Limites d'ATTERBERG

Le passage d'un état phase à un autre n'est pas visible à l'œil nu, il se produit graduellement. Néanmoins, trois limites ont été établies empiriquement et sont universellement appelées limites d'ATTERBERG (1911) fig1. Ces limites sont :

1. **Limite de liquidité (LL) ou (w_L)** :. C'est le passage d'un état plastique à un état semi-liquide
2. **Limite de plasticité (LP) ou (w_p)** :.C'est le passage d'un état semi-solide à un état plastique
3. **Limite de retrait (LS) ou (w_R)** :.C'est le passage d'un état solide à un état semi-solide.

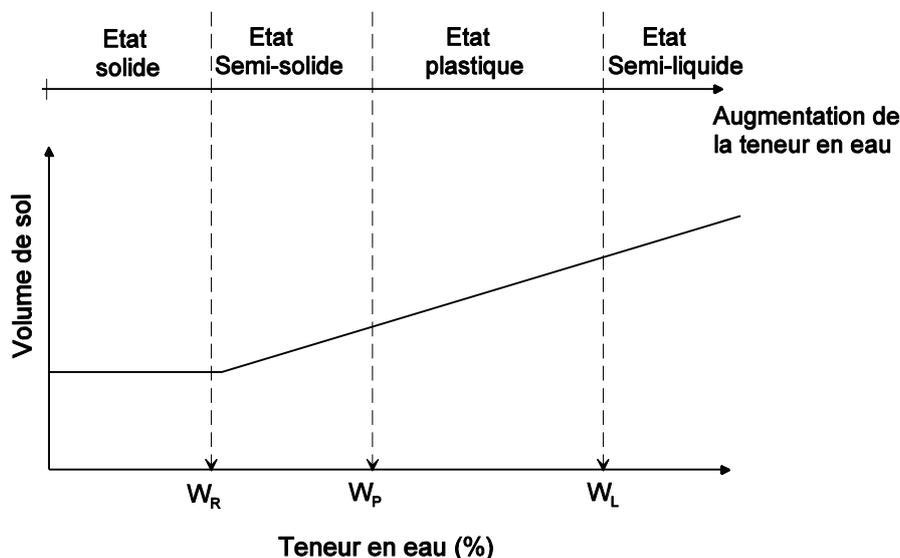


Fig1. Définitions des limites d'ATTERBERG

- a) **Etat semi-liquide**: l'argile baigne dans l'eau et se comporte comme un liquide visqueux.
- b) **Etat plastique**: l'argile peut subir des déformations à volume constant sans engendrer de fissures.
- c) **Etat semi-solide**: l'argile développe de petites fissures au cours des déformations ; celles-ci sont dues à l'augmentation de sa rigidité.

- d) **Etat solide:** les grains constituant le sol ont de grandes forces de frottement entre eux d'où une grande rigidité de l'argile.

➤ **Limite de liquidité**

Les limites d'ATTERBERG sont mesurées dans les laboratoires de géotechnique ou de mécanique des sols. La **limite de liquidité** est déterminée à l'aide de l'appareil de CASAGRANDE (1932) Fig.2.1..

Une portion d'argile est placée sur une coupelle dans laquelle une rainure est tracée préalablement à l'aide d'un instrument en forme de V. La coupelle est ensuite soumise à un certain nombre de coups pour fermer la rainure sur environ un centimètre fig2.2. La teneur en eau de l'échantillon du sol est ensuite déterminée. Le même essai est répété au minimum 4 fois avec différentes valeurs de teneur en eau.

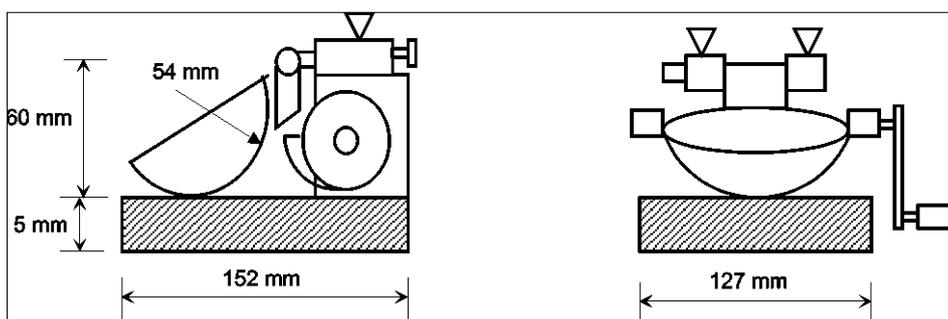


Fig2Coupelle de CASAGRANDE

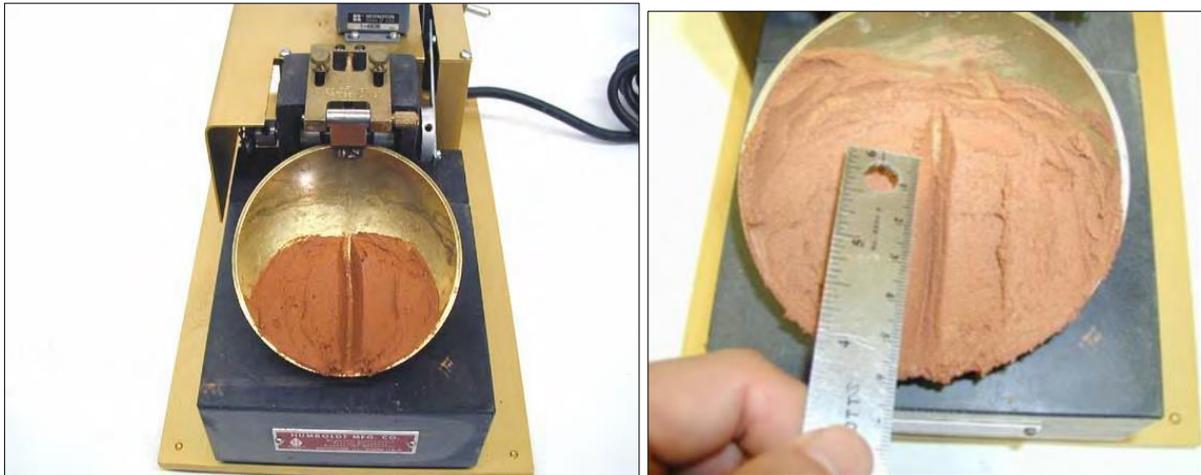


Fig2.2 détermination de la limite de liquidité (Coupelle de Casagrande)

Les résultats de l'essai sont ensuite représentés sur des graphes Fig3.. Par définition la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture de 25 coups. Elle peut être aussi donnée par la formule approchée de SKEMPTON

$$LL = w. \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

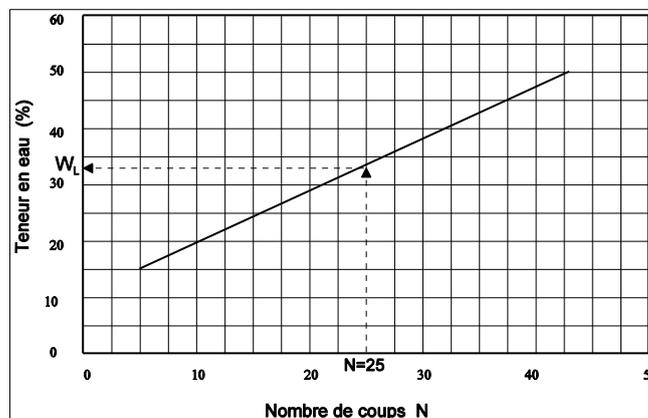


Fig3. Résultats Types de l'Essai de Plasticité à la Coupelle de CASAGRANDE

La limite de liquidité peut être aussi déterminée par l'essai au **cône de pénétration** Fig.4. Le cône d'une masse bien définie est laissé tomber en chute libre sur le sol ayant une teneur en eau w , sa pénétration est par la suite mesurée. L'essai est répété sur d'autres échantillons du même sol ayant des teneurs en eau différentes. Il est recommandé de faire un nombre de quatre tests pour obtenir un résultat fiable

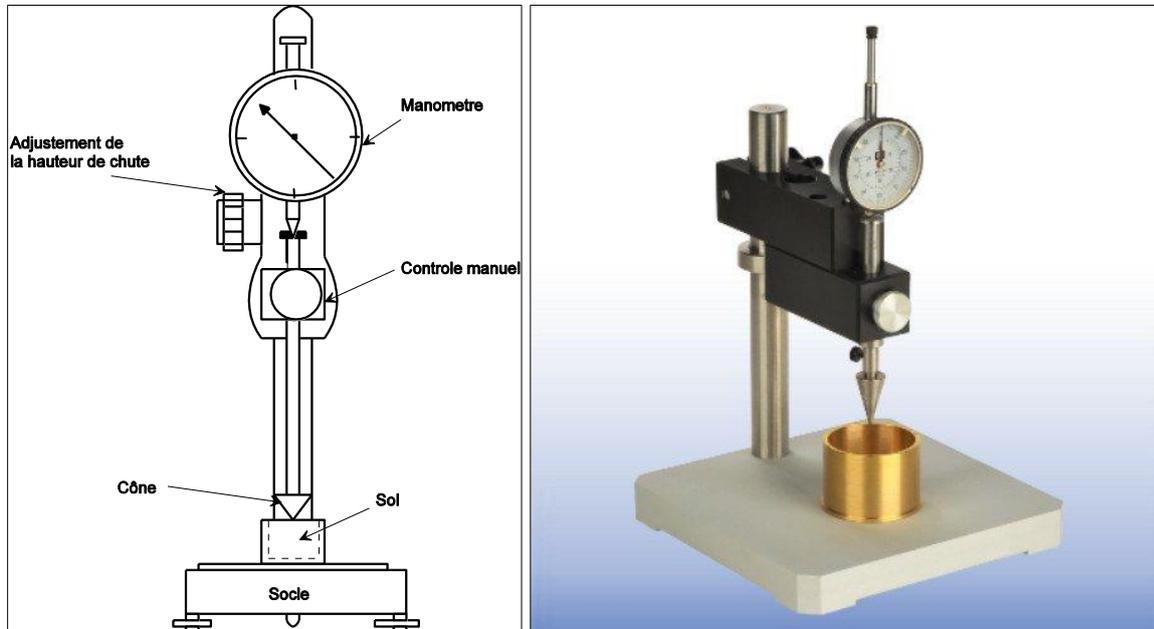


Fig4 Cône de pénétration

es résultats obtenus sont représentés sur un graphe Fig.5 et la limite de liquidité est déduite pour une pénétration de 20mm.

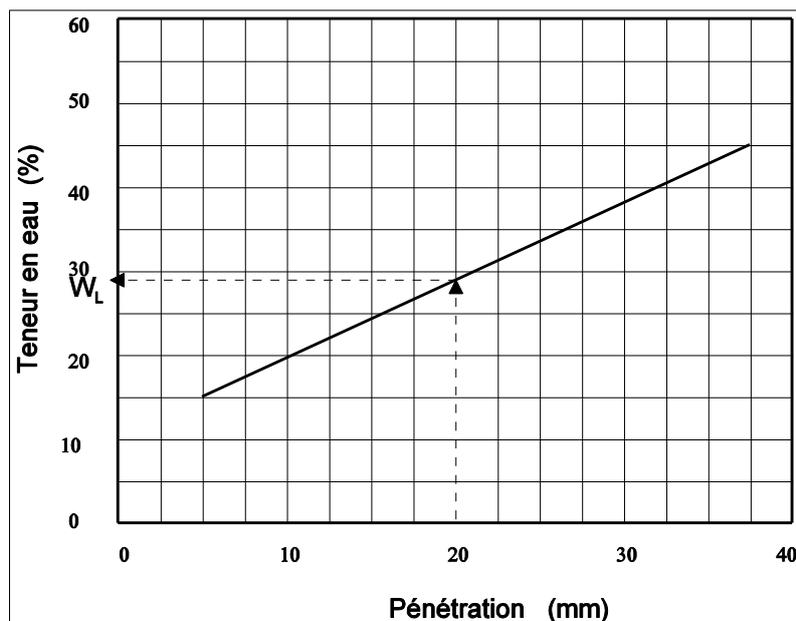


Fig5 Résultats Types de l'Essai de Plasticité du Cône de Pénétration

➤ **Limite de plasticité**

La limite de plasticité est mesurée par la préparation d'un fuseau de sol qui sera aminci progressivement. La limite de plasticité w_p est la teneur en eau en pourcentage (%) du fuseau qui se brise en tronçons de 1 à 2cm de long au moment où le diamètre atteint 3mm. Ce type d'essai est très difficile à réaliser et exige beaucoup d'expérience. Par conséquent, pour un même sol il est recommandé de refaire l'essai au minimum trois fois.



➤ **Limite de retrait**

La limite de retrait est la teneur en eau au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon de sol cesse de diminuer. Sa valeur est obtenue au laboratoire par dessiccation à l'étuve et la mesure du volume de l'échantillon dans un vase rempli de mercure.

Au-dessus de la limite de retrait l'eau remplit les pores et sépare les particules solides. Au-dessous, les particules solides sont en contact et l'air pénètre dans les pores ce qui provoque alors des fissures.

De même si le sol sec est humidifié, il gonfle lorsque la quantité d'eau absorbée dépasse la limite de retrait. Cette augmentation de volume engendre **un gonflement** de sol lequel est très néfaste pour les constructions.

➤ **Indice de plasticité**

L'intervalle de teneur en eau à laquelle le sol est dit en état plastique est défini comme étant l'indice de plasticité.

$$IP = LL - LP$$

Cet indice est d'une grande utilité pour la détermination du type d'argile **Les sols sableux** n'ont pas de phase de plasticité d'où leur indice de plasticité égal à zéro ($IP = 0$).

- **COMPACTAGE**

Le compactage est L'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Celle-ci est due essentiellement à la diminution de la quantité d'air dans ses pores. Le changement de volume d'eau n'est pas significatif, c'est ce qui le différencie fondamentalement de la consolidation.

Le but du compactage est de resserrer la texture du sol, réduire les possibilités de déformation, augmenter sa capacité portante et sa résistance au cisaillement.

Le principe de compactage des sols a été introduit pour la première fois par l'ingénieur américain R.R PROCTOR au début des années 1930. PROCTOR a démontré que le compactage est une fonction de quatre variables :

- a) la masse volumique sèche,
- b) la teneur en eau,
- c) l'effort de compactage et
- d) le type de sol (la distribution des particules solides et la quantité d'argile minérale).

PROCTOR proposa un essai standard (**PROCTOR normal**) pour déterminer les caractéristiques de compactage au laboratoire. Dans cet essai, un échantillon de sol à particules inférieures à 20 mm est compacté en trois couches dans un moule standard Fig.6. avec une certaine énergie fournie par une dame d'un poids de 2.5kg tombant d'une hauteur constante.

Un autre essai appelé **PROCTOR modifié** a été par la suite proposé par l'Américain Association of State Highways Officials (A.A.S.H.O) où l'échantillon de sol à particules inférieures à 37.5 mm est compacté en 5 couches dans le même moule mais avec une dame de 4.5 kg. Chaque couche est compactée pour une période de 60 secondes. Les tableaux 1et2 nous donnent la différence entre les deux essais Proctor Normal et Proctor Modifié.



Fig 6 appareillage de compactage.

<i>Essai PROCTOR</i>	<i>Masse de la dame (kg)</i>	<i>Hauteur de chute (cm)</i>	<i>Nombre de coups par couche</i>	<i>Nombre de couches</i>	<i>Energie de compactage (kJ/dm³)</i>
Normal	2.490	30.5	25(PROCTOR)	3	0.59
			55(CBR)	3	0.53
Modifiée	4.540	45.7	25(PROCTOR)	5	2.71
			55(CBR)	5	2.41

Tab1 Essai PROCTOR normal et modifié

<i>Moule PROCTOR</i>		<i>Moule C.B.R (Californian Bearing Ratio)</i>	
hauteur	11.7cm	Hauteur :	15.2cm
diamètre	10.2cm	Diamètre	15.2cm
Dimension des grains	$\leq 5mm$	Dimension des grains	$5mm \leq d \leq 20mm$

Tab2. Dimensions des moules PROCTOR et CBR

Résistance à la compression et au cisaillement :

Compression simple ou uniaxiale

Cet essai est un essai triaxial sans confinement. Il est exécuté sur des éprouvettes de sols à cohésion. L'éprouvette cylindrique est posée sur un plateau de presse et on impose une vitesse

de déformation axiale constante, on mesure l'effort et la déformation axiale et on construit une courbe effort-déformation. On peut évaluer sur cette courbe la pente qui donne une valeur de module de déformation (module de Young) (voir par exemple la série d'essais figure 7).

remarque

Comme on a vu pour les roches on peut représenter l'action des deux contraintes (contraintes à la compression et contrainte au cisaillement) par le cercle du Mohr La courbe intrinsèque d'un matériau est l'enveloppe des cercles de Mohr coulomb correspondant à l'état de rupture pour les valeurs de contraintes variables.(vu au chapitre 2 (roches))

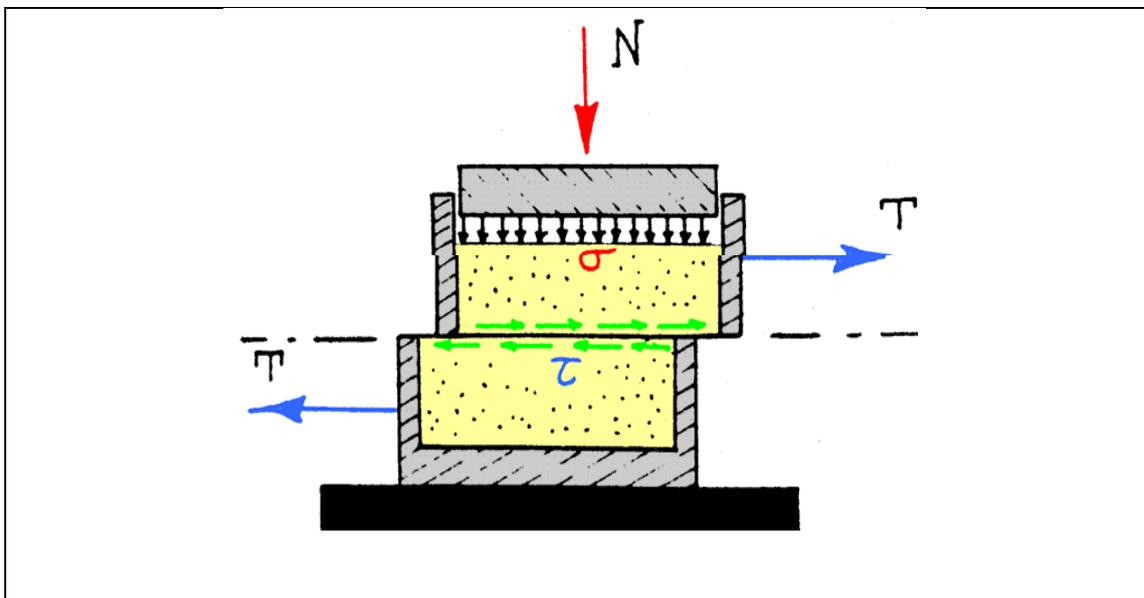
• **Résistance au cisaillement des sols :**

Appareil de cisaillement direct (boîte de cisaillement) :Essai simple et ancien

Procédure

- cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé
- éprouvette de sol entre 2 demi-boîtes
- déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boîtes
- effort normal
- force de cisaillement mesurée par un anneau dynamométrique
- mesure de la variation de hauteur

a partir de cet essai on peut déterminer les paramètres de résistance **Cet φ**



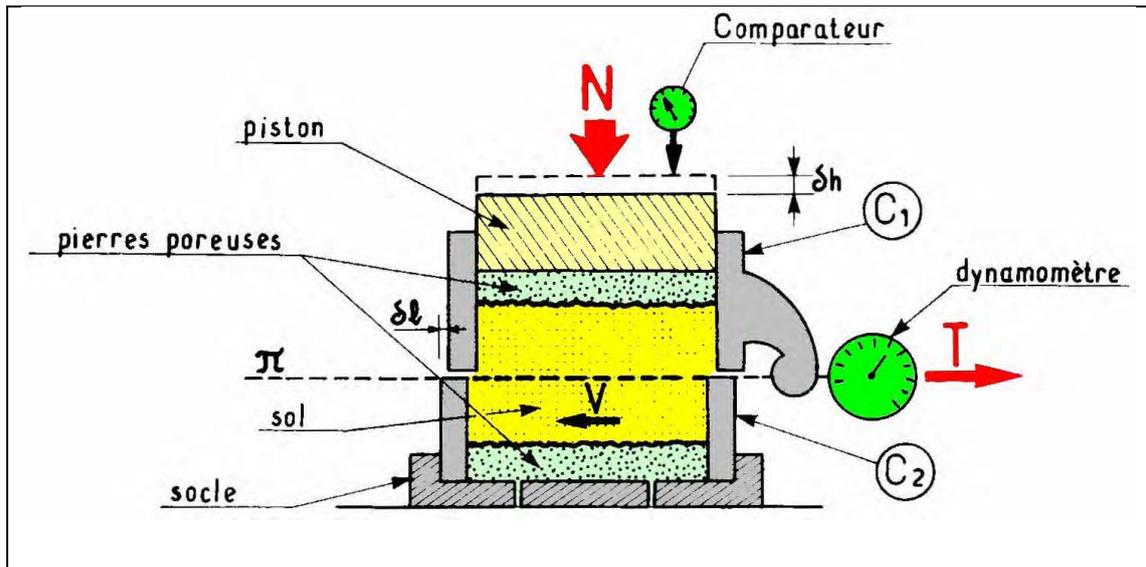


Fig8 boîte de cisaillement

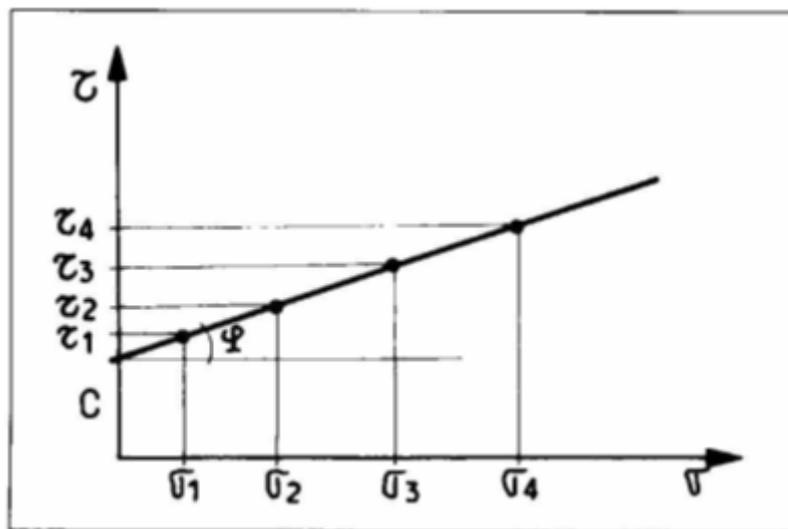


Fig 9 Détermination de C et φ à partir de l'essai à la boîte de cisaillement

Appareil triaxial et principe de fonctionnement

Dans cet essai, l'éprouvette de sol est placée dans une cellule dite « triaxiale ». L'éprouvette cylindrique d'un élancement h/d au moins égal à 2, h désignant la hauteur et d le diamètre (fig. 10)

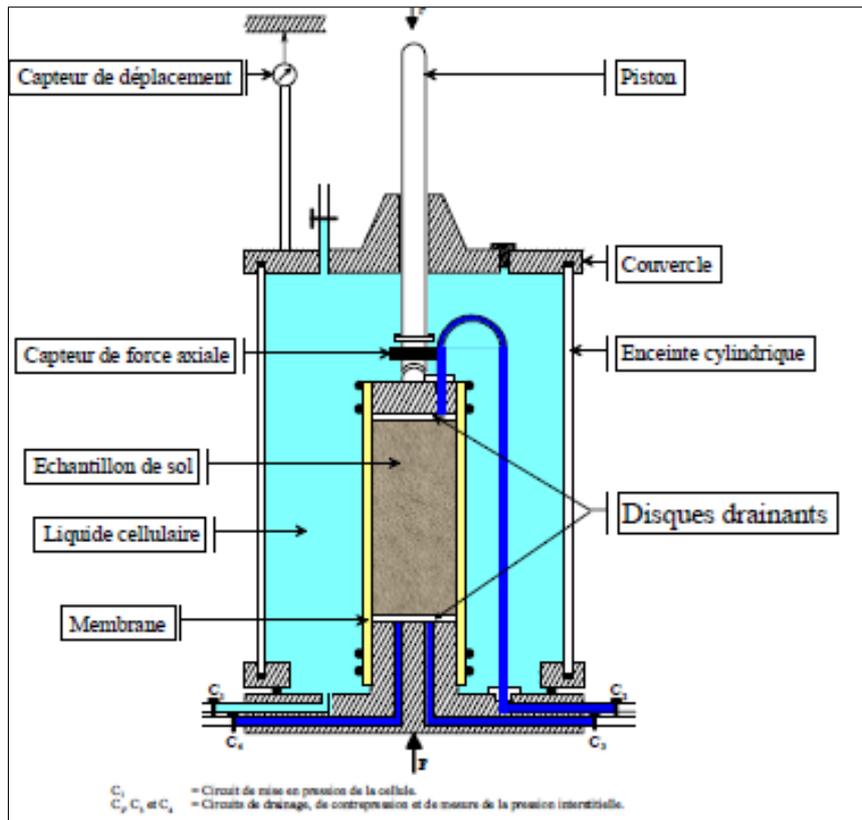


Fig.10 Cellule Triaxial

L'essai triaxial permet de mesurer ϕ et C . L'appareillage permet de contrôler le drainage de l'éprouvette de sol, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon et la variation de volume de l'échantillon. Il n'impose pas la surface de cisaillement

Principe de fonctionnement

Dans l'appareil triaxial, l'échantillon entouré d'une membrane en caoutchouc est placé sur l'embase inférieure d'une cellule en plexiglas fretté. Par l'intermédiaire d'eau sous pression, on applique sur l'échantillon une contrainte hydrostatique σ_3 . Un piston qui traverse le couvercle de la cellule transmet en tête de l'échantillon une force F qui permet d'appliquer le déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$. Aux extrémités de l'éprouvette, des pierres poreuses sont placées pour permettre de drainer éventuellement l'échantillon. Les circuits de drainage permettent de drainer l'échantillon, d'appliquer une contre-pression à l'intérieur de l'échantillon, de mesurer la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés

La contrainte latérale σ_3 étant maintenue constante, on fait croître la contrainte axiale σ_1 en augmentant la force F transmise par le piston à vitesse de déformation constante. Augmenter F revient à augmenter le "déviateur" $\sigma_1 - \sigma_3$.

Pendant toute la durée de l'essai triaxial, on enregistre la force F transmise par le piston, le déplacement vertical de l'échantillon, on mesure la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés et la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés

Les courbes expérimentales de principe sont dessinées sur la figure 11., on trace toujours la courbe $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de ε_1 à laquelle on associe :

- soit une courbe de variation de la pression interstitielle(u) fig. (11.b) ;
- soit une courbe de variation de volume (Δv) fig.(11.c).

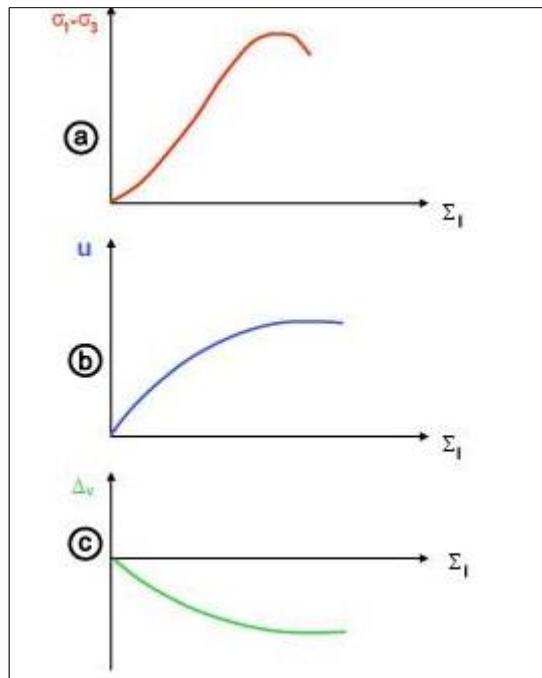


Fig. 11 courbes d'interprétation de l'essai triaxial

On définit en fonction de ces courbes, l'état de contraintes à la rupture, ce qui donne un cercle dans le plan de Mohr fig.12. La réalisation de plusieurs essais à $\sigma_{rupture}$ différents permet de tracer la courbe enveloppe et de déterminer c et ϕ . On peut tracer ces courbes enveloppes soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives.

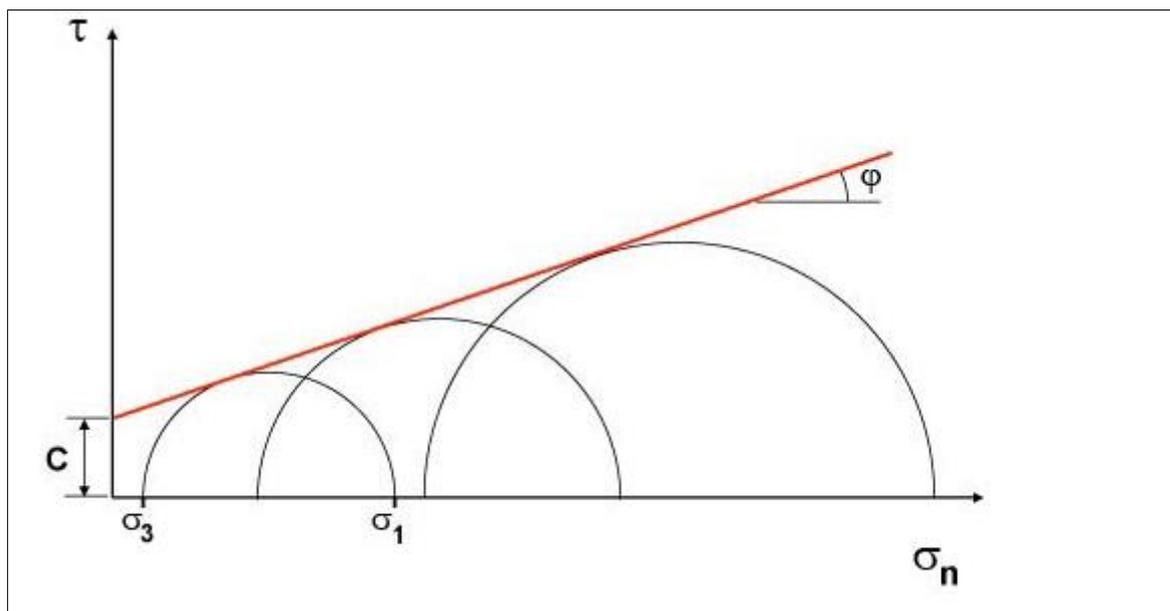


Fig 12 Cercles de Mohr Coulomb

- **Géivité des sols**

Le sol gelé gonfle en raison d'un afflux d'eau liquide de la profondeur vers la surface. la profondeur du gel croit en fonction de la température négative et la durée du gel.

Les sols les plus gélifs sont constitué par les sables limoneux et les limons.