

Chapitre 11. Essais de laboratoire	2
11.1 Introduction.....	2
11.2 L'essai oedométrique XP 94-090-1 de décembre 1997).....	2
11.3 Essais de cisaillement à l'appareil triaxial	13
11.3.1 Essais de cisaillement à l'appareil triaxial.....	13
11.3.2 Appareil Triaxial.....	13
11.3.3 Description de l'essai (NF P 94-070 et NF p 94-074 d'octobre 1994).....	14
11.3.4 Exploitation des résultats de l'essai.....	16
11.3.5 Différents types d'essais.....	16
11.4 Essais de cisaillement rectiligne à la boîte	20
11.4.1 Boîte de cisaillement (NF P 94-071-1- d'août 1994).	20
11.4.2 Description de l'essai (NF P 94-071-1 d'août 1994).	20
11.4.3 Exploitation des résultats de l'essai	20

Chapitre 11. Essais de laboratoire

11.1 Introduction

On a introduit les principes des essais de laboratoire au chapitre 6. Les résultats de ces essais nous ont permis de construire les lois de comportement.

L'objectif de ce chapitre est de décrire ces essais en s'appuyant sur les lois décrites au chapitres précédents en respectant les normes en vigueur à ce jour.

On débutera par l'essai oedométrique qui fournira l'état initial du sol. Connaissant l'état initial du sol et les contraintes apportées par le futur ouvrage au sol on pourra choisir les contraintes et les chemins de contraintes réalistes qui représenteront le mieux le comportement du sol.

11.2 L'essai oedométrique XP 94-090-1 de décembre 1997)

On rappelle que pour simuler les contraintes que le sol a subies dans son histoire et qu'il subira sous le chargement de l'ouvrage à construire, on réalise au laboratoire des essais oedométriques.

L'essai oedométrique a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_p , les pentes C_S et C_C qui permettent de déterminer le **tassement de consolidation** du sol et le coefficient de consolidation verticale C_v pour l'estimation de la **durée** du tassement.

On soumet l'éprouvette de sol **saturé**, placée dans un **cylindre indéformable** ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$), à une **série de paliers de chargement** N_i sont transmises au piston qui applique une contrainte verticale σ'_v **constante** à chaque palier (Fig.11.1). Le sol est mis en eau au préalable, les deux pierres poreuses assurent le drainage durant la consolidation pour chaque palier de chargement. Elles représentent les couches drainantes du sol (Fig.10.1). Pendant l'essai on mesure à l'aide de plusieurs comparateurs la variation de hauteur de l'éprouvette ΔH qui ramenée à l'épaisseur initiale H_0 fournit ε_1 .

Les dimensions habituelles de l'éprouvette de sol sont pour un diamètre de 70mm une épaisseur de l'ordre de 20mm.

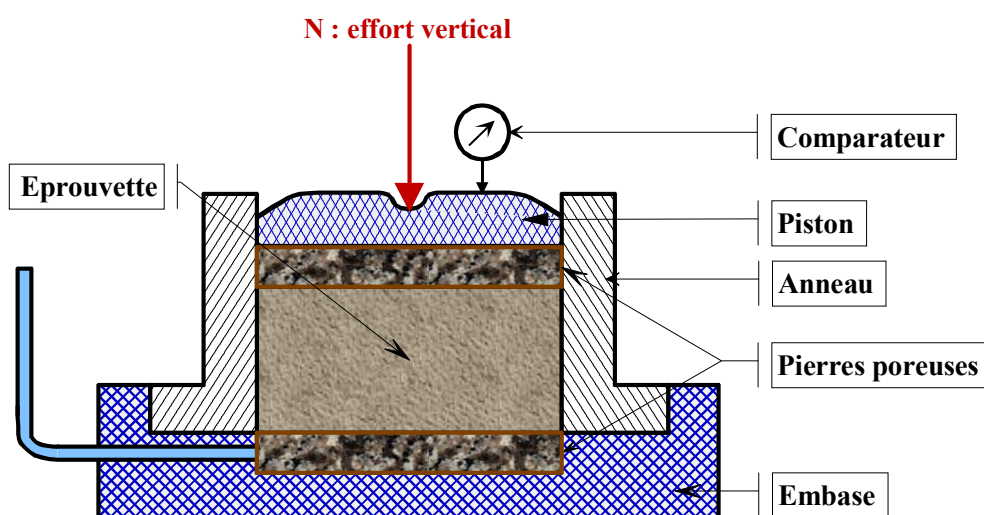


Fig. 11.1 Coupe schématisée d'un moule oedométrique

La procédure de l'essai est différente, si en présence d'eau, l'échantillon gonfle ou reste stable.

La **loi de chargement** doit tenir compte de la contrainte **effective initiale** σ'_{v0} à la profondeur de prélèvement de l'échantillon de sol, de la contrainte de **préconsolidation** σ'_p estimée avant l'essai et de

la contrainte effective verticale **finale** $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ à laquelle sera soumis le sol, à la profondeur du prélèvement, après construction de l'ouvrage.

Les paliers de chargement sont maintenus en principe 24 heures en vérifiant que la consolidation du sol est terminée à l'issue de cette durée. Sous chaque contrainte constante, on trace la courbe des déplacements verticaux en fonction du temps (\sqrt{t} ou $\lg t$).

La courbe de variation de hauteur de l'échantillon en fonction de $\lg t$ permet de distinguer après un petit tassement immédiat, dû à la faible compressibilité de l'eau (bulles), mais aussi à la mise en place de l'éprouvette dans l'appareil, une phase de **consolidation** primaire pendant laquelle la surpression interstitielle se dissipe et revient à 0 après un temps noté t_{100} correspondant au point d'intersection de la tangente à la courbe au point d'inflexion C_1 et C_2 de la courbe et une phase de compression dite « secondaire » qui est due au **fluage** du squelette des particules de sol (Fig.11.2) ($\sigma'_v = \text{cte}$ et $\Delta u = 0$).

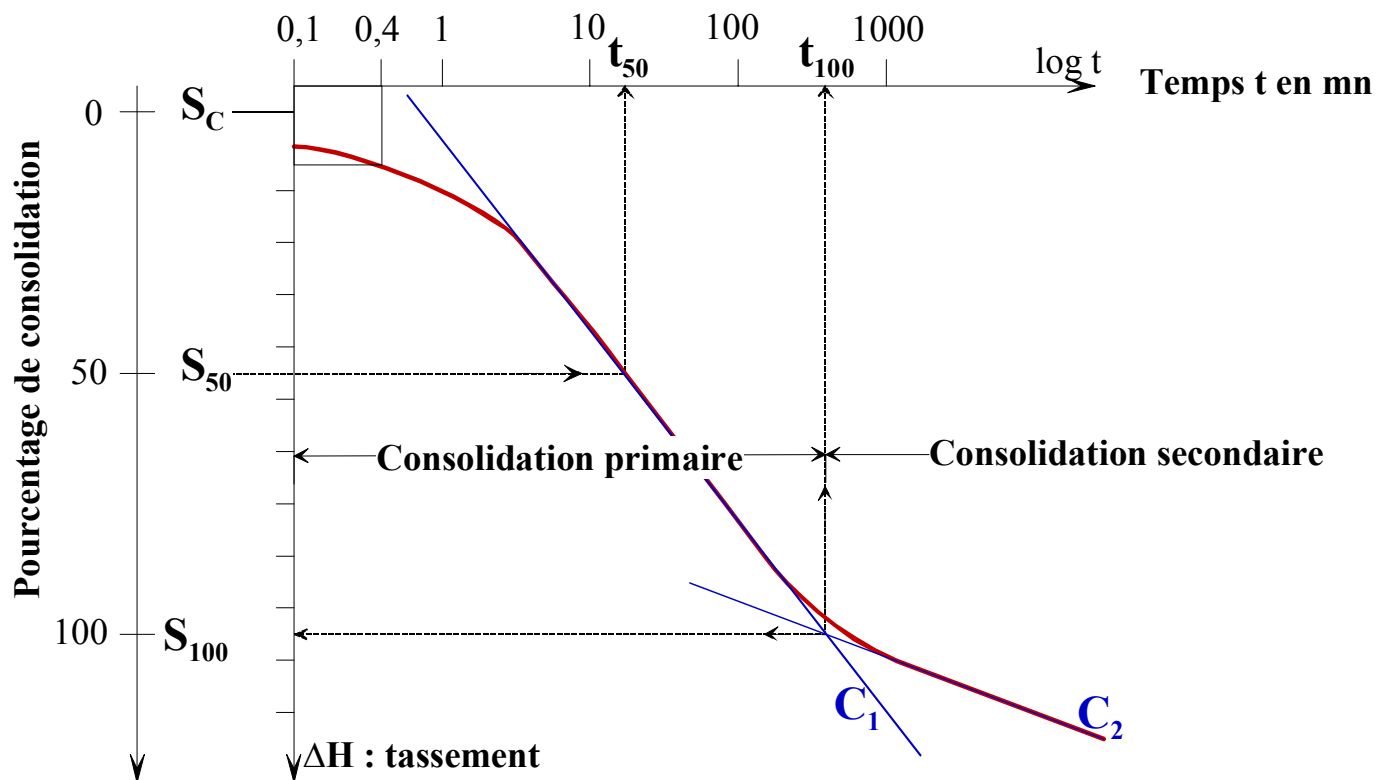


Fig. 11.2 Courbe de variation de hauteur en fonction de $\lg t$ sous une contrainte σ'_v

- Sol non gonflant

On procède à un cycle de déchargement - rechargement à une contrainte légèrement supérieure à la contrainte de préconsolidation présumée σ'_p pour déterminer l'indice de recompression C_s . On poursuit l'essai pour déterminer l'indice de compression C_c . On termine en déchargeant complètement l'éprouvette de sol.

La courbe oedométrique de compressibilité $e, \lg \sigma'_v$ permet de déterminer C_s, C_c, σ'_p, e_0 et E_{oed} (Fig.11.3).

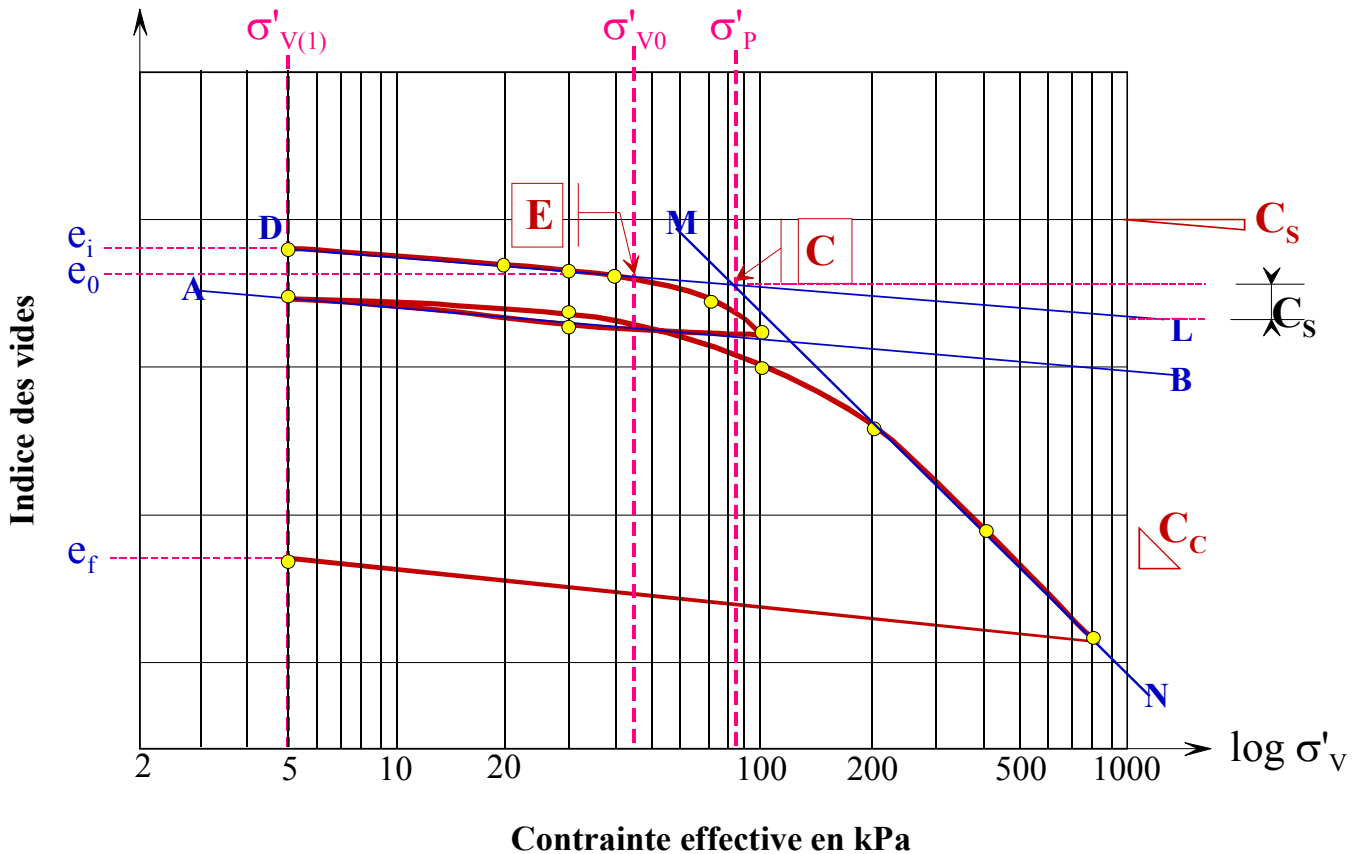


Fig. 11.3 Courbe de compressibilité
Détermination graphique de C_s , C_c , σ'_p et e_0

C_s , **indice de recompression** est déterminé par la pente de la droite DL. Cette droite passe par le point D correspondant au tassement nul et est parallèle à AB. La droite AB est tracée selon la pente moyenne du cycle de déchargement-rechargement.

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v} \quad \text{pour } \sigma'_v < \sigma'_p, \text{ dans le domaine élastique} \quad (11.1)$$

C_c , **indice de décompression - compression** est la pente de la droite MN.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v} \quad \text{pour } \sigma'_v > \sigma'_p, \text{ dans le domaine plastique} \quad (11.2)$$

σ'_p , **contrainte de préconsolidation (11.3)** correspond au point d'intersection des droites DL et MN. C'est la **détermination** la plus **délicate**. On vérifiera que sa valeur est compatible avec l'histoire géologique du sol.

e_0 , valeur approchée de l'indice des vides du sol est l'ordonnée du point E de la droite DL qui correspond à σ'_{v0} . (11.4)

E_{oed} : module oedométrique

➤ on peut déterminer un module **sécant** sur un intervalle de contrainte $\Delta \sigma'$.

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta H}{H_0}} \quad (11.5)$$

➤ on peut également déterminer un module **tangent** pour une contrainte σ'

$$E_{\text{oed}} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (11.6)$$

- On peut aussi l'exprimer en fonction des coefficients de compression C_c , et de recompression C_s qui caractérisent les droites de compression et de recompression dans les axes $e, \lg \sigma'$, ou des coefficients λ et κ , dans les axes $e, \ln \sigma'$.

A partir de C_c , par exemple

$$C_c = \frac{de}{d(\lg \sigma')}$$

Avec $\ln \sigma' = 2,3 \lg \sigma'$ et en exprimant ε en fonction de e , dans les conditions oedométriques, on obtient les relations suivantes, en fonction :

$$E_{\text{oed}} = \frac{\sigma'}{C_c/2,3} (1+e_0) = \frac{\sigma'}{\lambda} (1+e_0) \quad \text{dans le domaine plastique, pour } \sigma'_v > \sigma'_p \quad (11.7)$$

De la même manière on a

$$E_{\text{oed}} = \frac{\sigma'}{C_s/2,3} (1+e_0) = \frac{\sigma'}{\kappa} (1+e_0) \quad \text{dans le domaine « élastique », pour } \sigma'_v < \sigma'_p \quad (11.8)$$

m_v ,

- coefficient de compressibilité sécant est l'inverse de E_{oed} sur le même intervalle $\Delta \sigma'$.
- coefficient de compressibilité tangent est l'inverse de E_{oed} pour la même contrainte σ'

Pour les sols très surconsolidés, sans mettre en eau, on charge par paliers, jusqu'à stabilisation à chaque palier, jusqu'à des contraintes supérieures à σ'_p . On met ensuite l'éprouvette de sol en eau sous la contrainte maximale, et on décharge ensuite par paliers constants jusqu'à stabilisation.

- **Sol gonflant**

A la mise en eau, on augmente la contrainte σ'_v pour éviter le soulèvement du piston jusqu'à l'apparition du premier tassement. On poursuit l'essai, sans déchargement-rechargement intermédiaire, dans le domaine plastique pour obtenir l'indice de compression C_c . On termine en déchargeant l'éprouvette de sol (Fig.11.4).

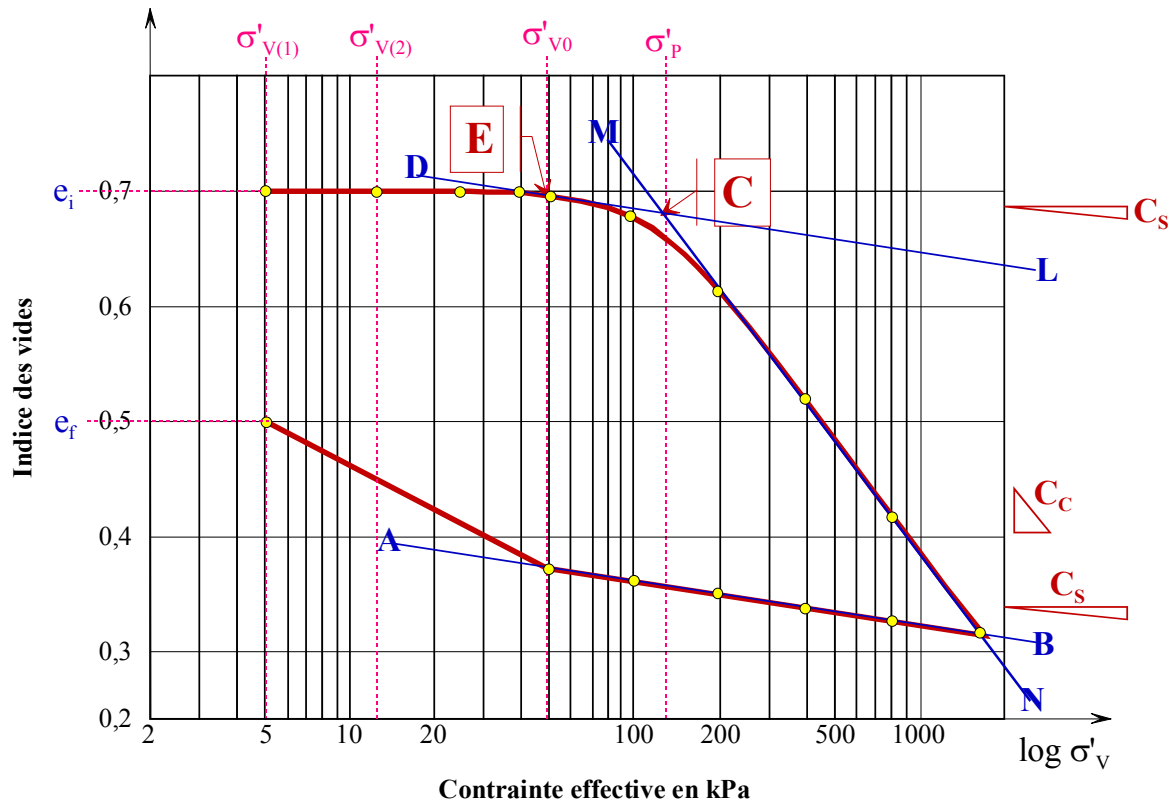


Fig. 11.4 Schématisation de la courbe oedométrique

C_s : **indice de gonflement**, pente de la droite EL parallèle à AB.

C_c : **indice de compression**, pente de la droite MN

σ'_p : **contrainte de préconsolidation**, correspond au point d'intersection des droites DL et MN. La droite DL passe par le point correspondant à $\lg \sigma'_{v0}$ et est parallèle à la droite AB.

E_{oed} : est défini comme précédemment.

• **Détermination du coefficient de consolidation verticale C_v .**

Les courbes de consolidation ne seront tracées que pour $\sigma' > \sigma'_{v0}$. On détermine le coefficient de consolidation vertical C_v , soit directement, par des méthodes graphiques : Taylor, Casagrande ... soit à partir de la mesure de la perméabilité verticale k_v .

➤ **Méthode de TAYLOR**

C'est la méthode préconisée par la norme actuelle XP 94-090-1. Elle consiste à tracer pour à un palier donné la courbe des tassements ΔH en fonction de la racine carrée du temps.

La construction graphique, qui ne sera pas développée ici, permet de déterminer le temps correspondant à 90% de consolidation noté t_{90} (Fig. 11.5).

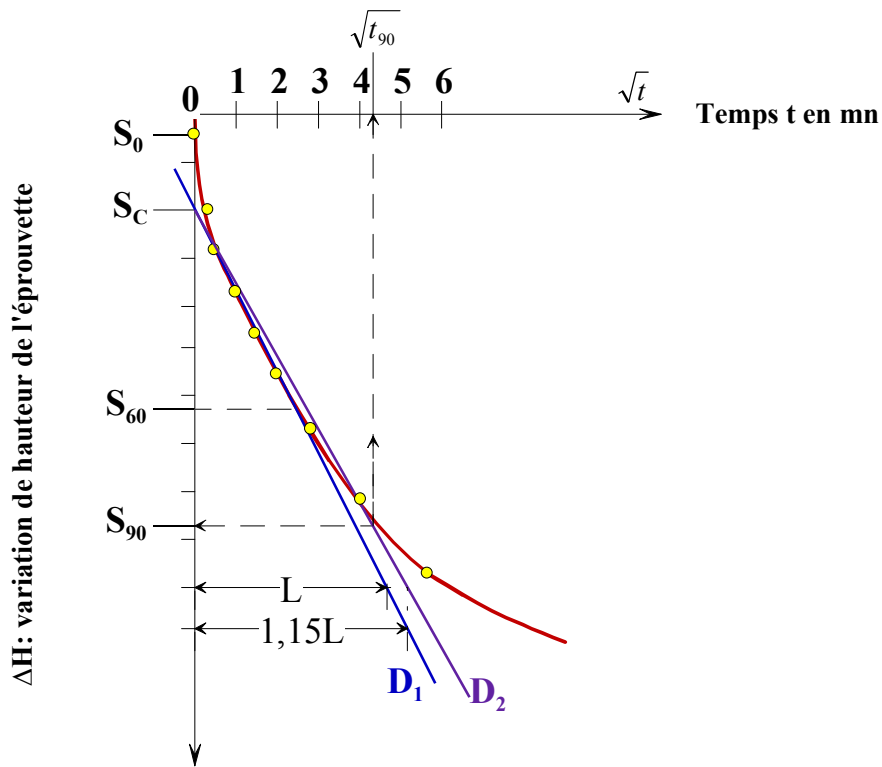


Fig.11.5 Courbe de tassement en fonction du temps (\sqrt{t}). Principe de l'exploitation graphique

On a vu que C_v permet de relier les temps de tassement à la distance de drainage d (10.18).
 Pour $U\% = 90\%$ $T_v = 0,848$ (tableau 10.1), on en déduit C_v (11.1)

$$C_v = \frac{0,848.d^2}{t_{90}} \quad (11.9)$$

➤ **Méthode de Casagrande**

On peut également, en dehors du cadre de la norme actuelle, tracer pour une charge donnée, la courbe des tassements ΔH en fonction de $\lg t$. La construction graphique permet de déterminer t_{50} , temps nécessaire pour obtenir une consolidation de 50% (Fig.11.6).

Pour $U\% = 50\%$ $T_v = 0,197$ (tableau 10.1), on en déduit C_v (11.2)

$$C_v = \frac{0,197.d^2}{t_{50}} \quad (11.10)$$

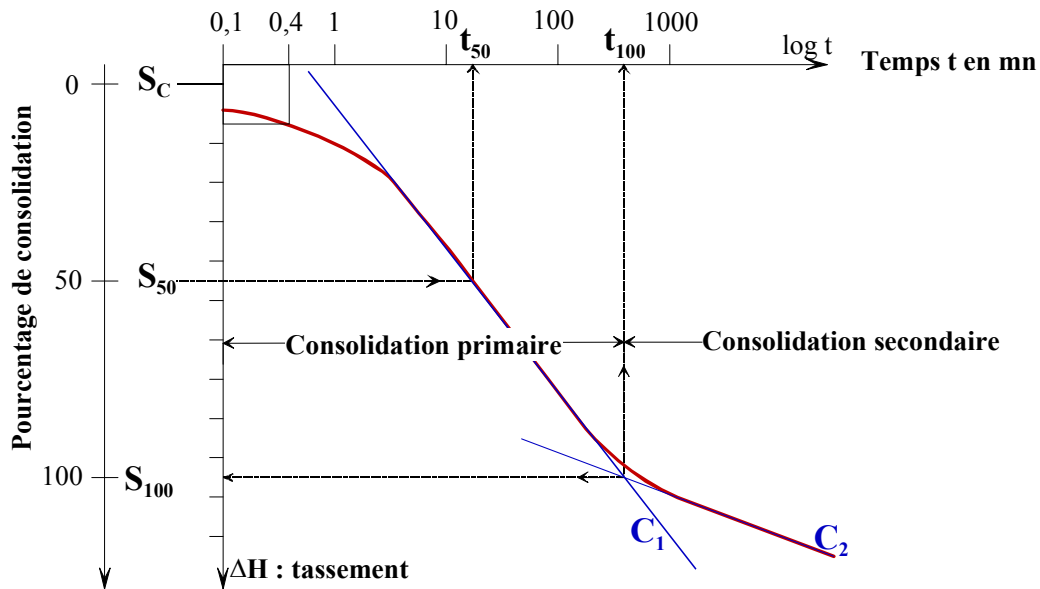


Fig. 11.6 Courbe de variation de hauteur en fonction de $\lg t$ sous une contrainte σ'_v

➤ **Méthode à partir de la mesure du coefficient de perméabilité verticale k_v .**

Cette méthode recommandée consiste à déterminer séparément :

- La courbe oedométrique de compressibilité $e, \lg \sigma'_v$ (Fig.11.3)
- La courbe $e, \lg k_v$, variation de la perméabilité k_v en fonction de l'indice des vides e .

La perméabilité k_v se mesure à chaque palier pour des contraintes σ'_v supérieures à σ'_p , en général (la méthode sera développée dans le chapitre hydraulique).

Si on reporte dans le diagramme semi-logarithmique e en fonction du logarithme de la perméabilité k_v on obtient une droite, qu'on prolonge jusqu'au point $e_0, \lg k_{v0}$. Elle a pour équation :

$$e = (e_0 - C_k \lg k_{v0}) + C_k \lg k_v$$

ou

$$e = e_k + C_k \lg k_v \quad (11.11)$$

D'après (10.6) et (10.13) on peut écrire

$$C_v = \frac{k_v \gamma_w}{E_{\text{aed}}} \quad (11.12)$$

Le coefficient de consolidation verticale dépend de la perméabilité et de la compressibilité du sol, la relation précédente permet, d'après (11.7) et (11.8), d'exprimer C_v dans le domaine « élastique » pour $\sigma'_v < \sigma'_p$ et dans le domaine plastique pour $\sigma'_v > \sigma'_p$.

$$C_v = 2,3 \frac{k_v (1+e_0)}{C_s \gamma_w} \sigma' = \frac{k_v (1+e_0)}{\kappa \gamma_w} \sigma' \text{ dans le domaine « élastique » : } \sigma'_v < \sigma'_p \quad (11.13)$$

$$C_v = 2,3 \frac{k_v (1+e_0)}{C_c \gamma_w} \sigma' = \frac{k_v (1+e_0)}{\lambda \gamma_w} \sigma' \text{ dans le domaine plastique : } \sigma'_v > \sigma'_p \quad (11.14)$$

e , est l'indice des vides correspondant à la contrainte σ' sur la courbe de compressibilité (Fig.11.3) et k_v la perméabilité correspondant à l'indice des vides sur la courbe de perméabilité (Fig.11.7).

L'indice de recompression C_s (ou κ) étant déjà beaucoup plus petit que l'indice de compression C_c (ou λ), d'environ 10 fois, le coefficient de consolidation verticale C_v sera beaucoup plus élevé dans le domaine « élastique » et la consolidation dans ce domaine sera beaucoup plus rapide que dans le domaine plastique.

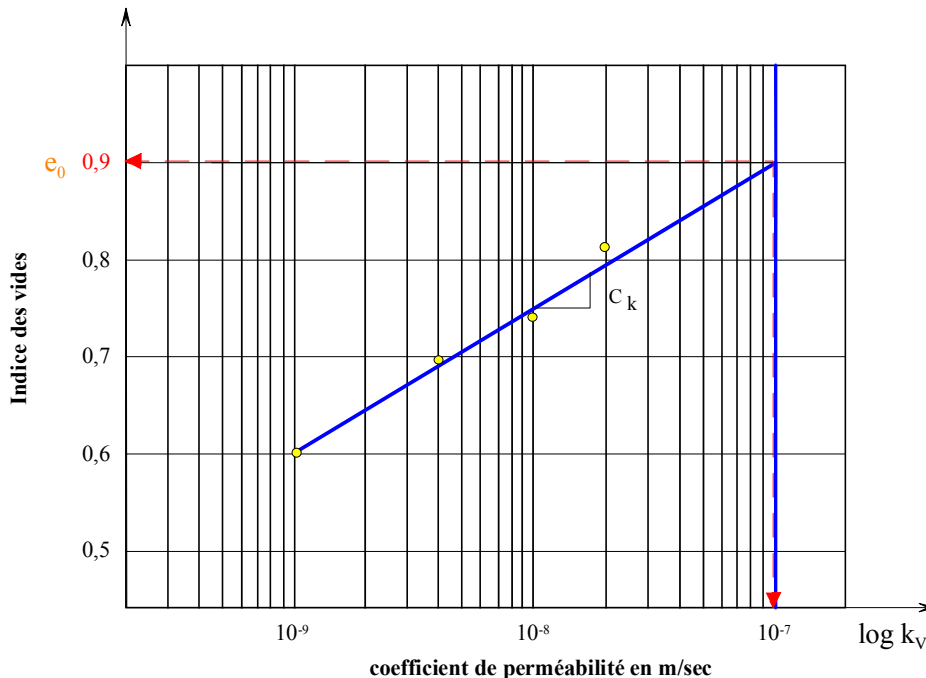


Fig. 11.7 Courbe de variation du coefficient de perméabilité k_v en fonction de l'indice des vides e
Détermination de C_k et de $\lg k_{v0}$

Généralement la valeur de C_v déterminée à partir de la mesure de k_v est supérieure à la mesure directe suivant la méthode de Taylor, elle-même supérieure à celle de Casagrande.

• Détermination des paramètres de fluage C_α et $C_{\alpha e}$.

L'essai consiste à mesurer le tassement de l'échantillon ΔH d'argile pendant une période au mois égale à 7 jours sous trois paliers de chargement : σ'_{vo} , σ'_p , σ'_{vp} (contrainte finale sous l'ouvrage à construire).

La détermination du **taux de fluage** (compression secondaire) C_α est calculé **sur la partie finale de la courbe** (ΔH , $\lg t$) qui est généralement linéaire quand la contrainte σ'_v est assez éloignée de la contrainte de rupture de l'argile (Fig.11.8). Il est calculé par la relation suivante

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \lg t} \quad (11.15) \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \frac{\Delta H}{H_o}$$

D'autre part, on définit l'**indice de fluage** $C_{\alpha e}$ par

$$C_{\alpha e} = C_\alpha (1 + e_o) \quad (11.16)$$

Avec e_o : indice des vides initial

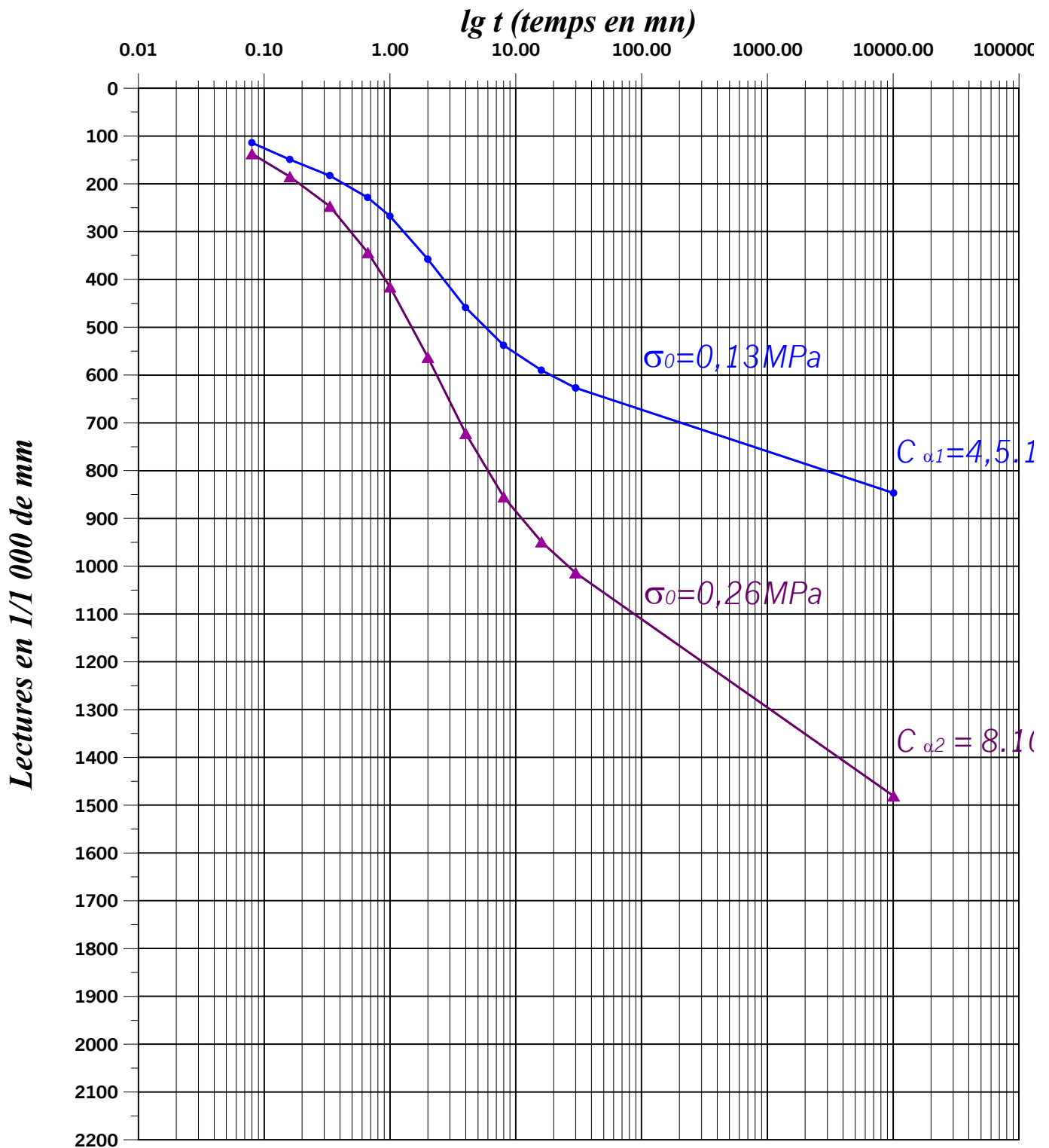


Fig. 11.8 Courbes de fluage. Détermination de C_{α}

11.3 Essais de cisaillement à l'appareil triaxial

L'essai **triaxial de révolution**, appelé **triaxial** permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de cisaillement C et φ .

*Il est indispensable de préciser **quelle cohésion C et quel angle de frottement φ sont déterminés par l'essai triaxial, tout spécialement pour les sols fins pour lesquels C et φ dépendent du degré de saturation, de la vitesse de chargement, du domaine de consolidation dans lequel l'essai triaxial est réalisé.***

11.3.1 Essais de cisaillement à l'appareil 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.

11.3.2 Appareil Triaxial

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 (Fig.11.9)

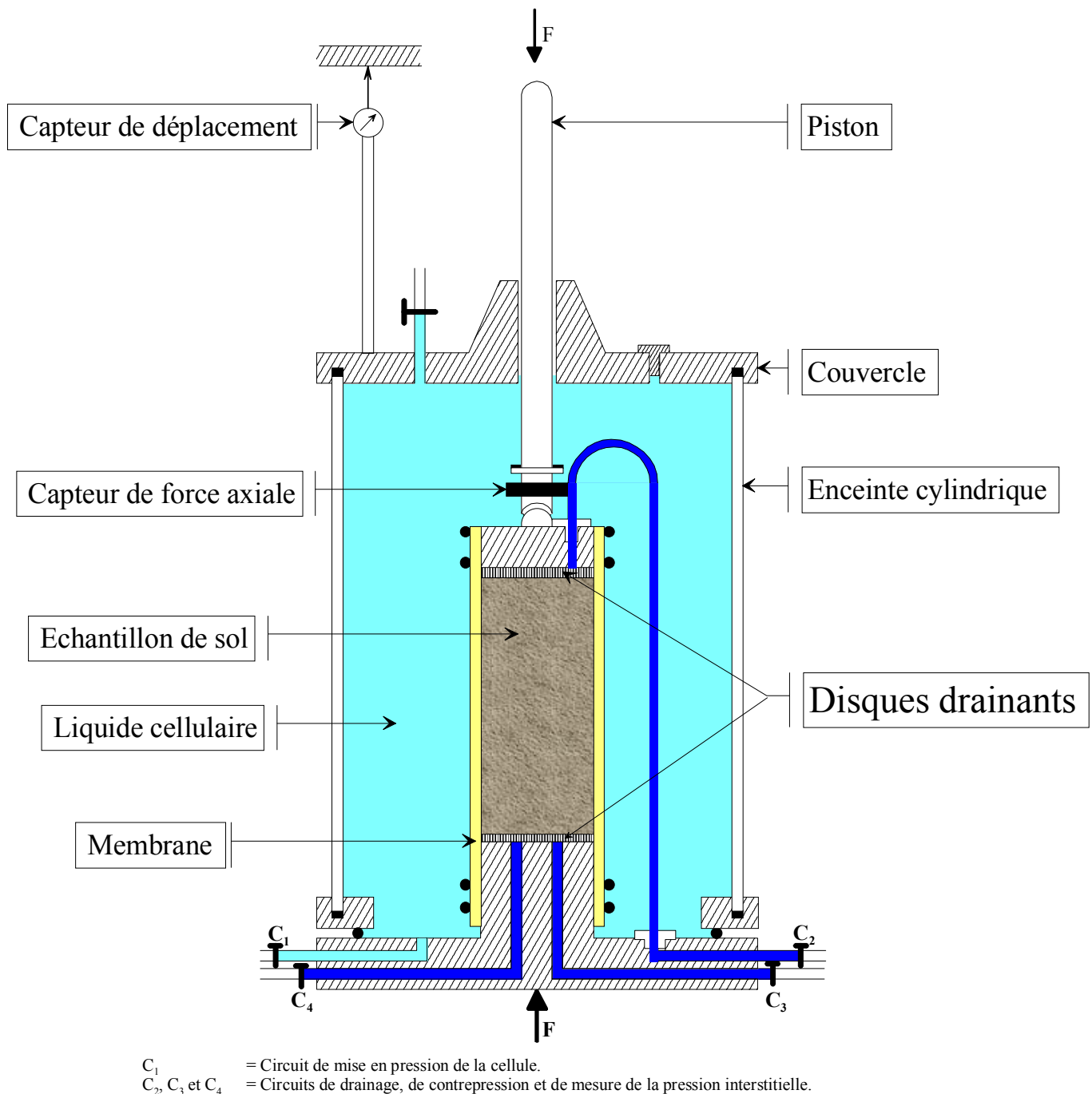


Fig.11.9 Schéma de la cellule triaxiale

11.3.3 Description de l'essai (NF P 94-070 et NF p 94-074 d'octobre 1994)

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 (Fig.11.10), et la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés (Fig.11.11)

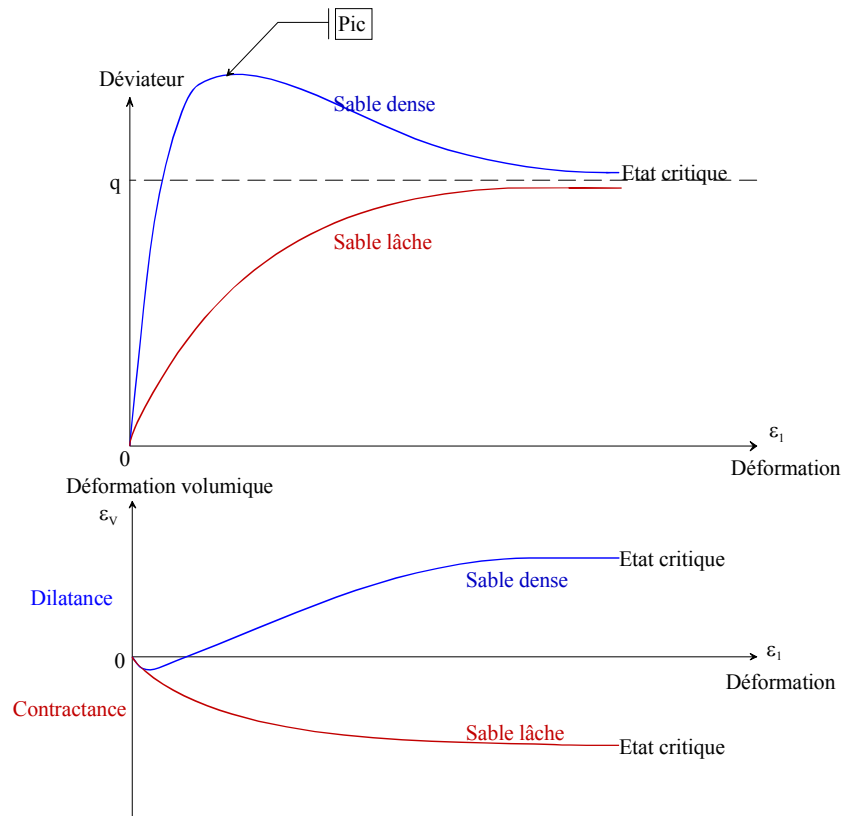


Fig.11.10 Courbes représentant le déviateur et la déformation volumique en fonction de la déformation axiale lors d'essais drainés effectués sur des sables lâches et denses

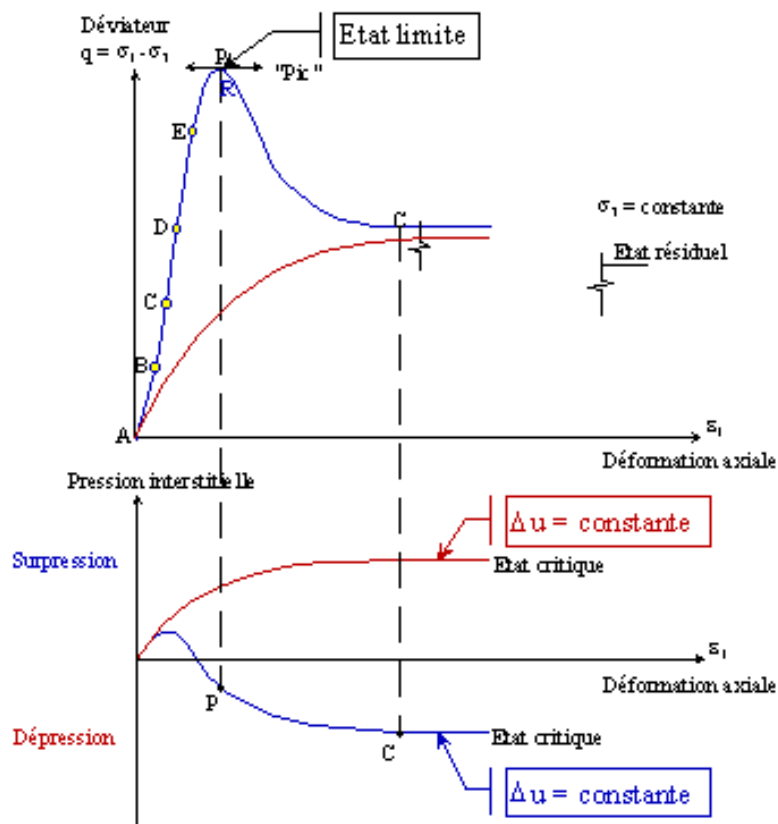


Fig.11.11 Courbes représentant le déviateur et la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale lors d'essais non drainés effectués sur des argiles saturées normalement consolidées surconsolidées

11.3.4 Exploitation des résultats de l'essai

Pour chaque essai à pression hydrostatique constante, on trace la courbe déviateur - déformation verticale de l'échantillon, la variation de volume de l'échantillon en fonction de la déformation verticale pour les essais drainés, la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés.

On adopte comme critère de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ou $(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$ ou l'état critique.

11.3.5 Différents types d'essais

➤ Essai U.U (unconsolidated undrained)

- Sol fin saturé

L'essai s'effectue, sans consolidation préalable, drainages fermés, sous une vitesse de cisaillement rapide (de l'ordre de 1 mm/min). L'essai correspond au comportement à **court terme** d'un sol fin non saturé. Le résultat de l'essai est indépendant de la contrainte hydrostatique σ_3 . En effet, l'augmentation de σ_3 ne modifiant pas les contraintes effectives, les déformations restent les mêmes et la rupture se produit au même instant quelle que soit la pression σ_3 (fig.22)

$$\varphi_u = 0 \quad C_u \neq 0$$

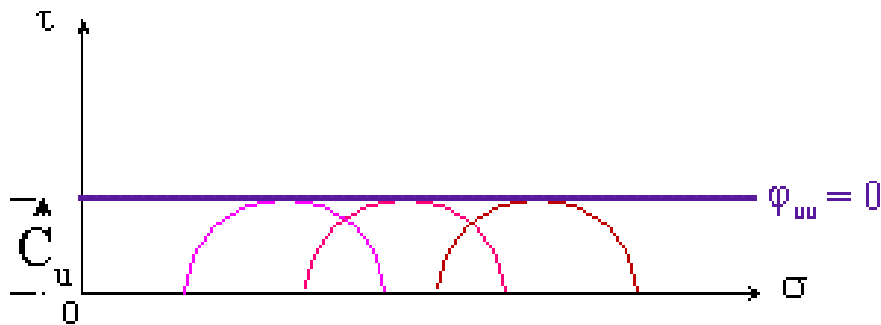


Fig.11.12 Essai UU sur un sol fin saturé

- Sol fin non saturé

L'essai s'effectue, sans consolidation préalable, drainages fermés, sous une vitesse de cisaillement rapide (de l'ordre de 1 mm/min). L'essai correspond au comportement à **court terme** d'un sol fin non saturé. Tant que le sol ne devient pas saturé par diminution de volume, la résistance au cisaillement augmente avec σ_3 , le sol se consolidant pendant l'essai, ce sera généralement le cas (Fig.11.13)

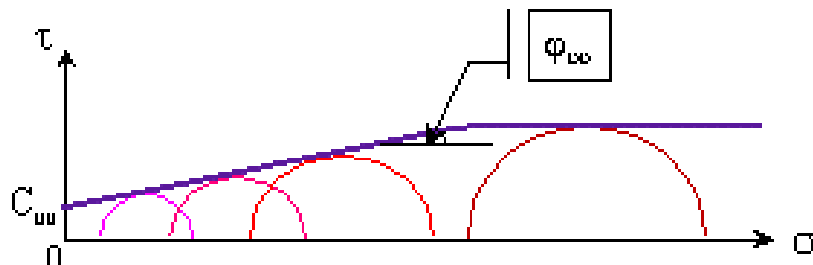


Fig.11.13 Essai UU sur un sol fin non saturé à l'état initial

Les caractéristiques C_{uu} et φ_{uu} dépendent du degré de saturation S_r . Il y a donc autant de couples C_{uu} et φ_{uu} que de degré de saturation.

C'est un cas fréquemment rencontré dans la pratique des fondations, des remblais et des digues compactés.

➤ **Essai C.D (consolidated drained) sur sols saturés**

L'essai consiste à **consolider** l'échantillon de sol sous une contrainte hydrostatique σ_3 , en ouvrant les drainages et en attendant que la surpression interstitielle se soit dissipée, et à **cisailler** le sol à **vitesse très lente** (de l'ordre du $\mu\text{m}/\text{min}$) à drainages ouverts tel que la **surpression interstitielle** soit constamment **nulle**. On peut mesurer la variation de volume de l'échantillon pendant l'essai.

L'essai C.D correspond au comportement à **long terme** d'un sol fin et fournit l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective C' .

Les essais dans le **domaine normalement consolidé** $\sigma'_3 > \sigma'_p$ (pression de préconsolidation) ont des chemins de contraintes qui aboutissent sur la LEC et permettent de déterminer φ_{NC}' et C_{NC}' . C_{NC}' est très **généralement proche de 0** (Fig.11.14)

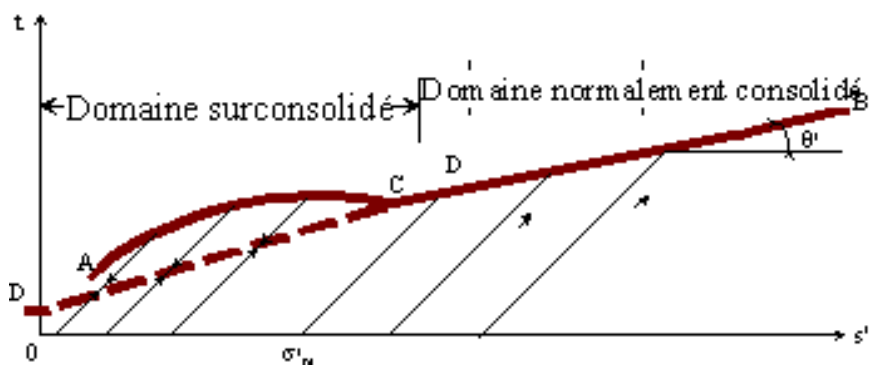


Fig.11.14 Essai CD sur une argile

Les essais dans le **domaine surconsolidé** $\sigma'_3 < \sigma'_p$ (pression de préconsolidation) ont des chemins de contraintes qui aboutissent sur la CEL (valeurs de pic). En linéarisant la CEL on peut obtenir φ_{SC}' et C_{SC}' dans ce domaine, valeurs différentes de celles déterminées dans le domaine normalement consolidé; $C_{SC}' > C_{NC}'$ et $\varphi_{SC}' < \varphi_{NC}'$ (Fig.11.14)

➤ **Essai C.U (consolidated undrained) avec mesure de U sur sols saturés.**

L'essai consiste d'abord, comme pour l'essai C.D, à **consolider** l'échantillon de sol sous une contrainte hydrostatique σ_3 , mais à **cisailler** ensuite le sol à vitesse plus rapide (quelques $10 \mu\text{m}/\text{min}$) à **drainages fermés** et en **enregistrant** généralement pendant toute la durée du cisaillement la **surpression interstitielle** à l'intérieur du sol.

L'essai **CU +u** permet de tracer les chemins de contraintes totales et effectives. Comme l'essai CD il fournit, suivant des chemins de contraintes différents, l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective C' .

- *Chemin de contraintes effectives*

Les essais dans le **domaine normalement consolidé** $\sigma'_3 > \sigma'_p$ (pression de préconsolidation) ont des chemins de contraintes qui aboutissent sur la LEC et permettent de déterminer φ_{NC}' et C_{NC}' . C_{NC}' est très **généralement proche de 0** (Fig.11.15)

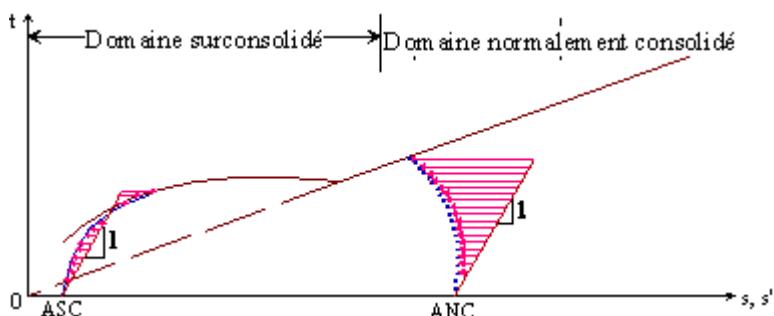


Fig.11.15 Essai CU + u sur un sol fin
Interprétation en contraintes effectives

Les essais dans le **domaine surconsolidé** $\sigma'_3 < \sigma'_p$ (pression de préconsolidation) ont des chemins de contraintes qui aboutissent sur la CEL (valeurs de pic). En linéarisant la CEL on peut obtenir φ_{SC}' et C_{SC}' dans ce domaine, valeurs différentes de celles déterminées dans le domaine normalement consolidé;

$$C_{SC}' > C_{NC}' \text{ et } \varphi_{SC}' < \varphi_{NC}' \quad (\text{Fig.11.15})$$

Cet essai est très utilisé dans les laboratoires puisqu'il permet de raccourcir considérablement la durée de l'essai C.D. Mais c'est l'essai le plus délicat à réaliser puisqu'il implique une mesure fiable et précise de la surpression interstitielle durant les différentes phases de l'essai.

• **Relations entre la surpression interstitielle et les contraintes totales**

La répartition des augmentations de contraintes entre les 3 phases du sol : particules, eau, air est d'une part fonction des différentes compressibilités de chacun des constituants et d'autre part de la perméabilité du sol qui permet à l'eau de s'évacuer plus ou moins rapidement.

Au cours de l'essai non drainé l'échantillon de sol saturé est soumis à des augmentations des contraintes $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ qui entraînent une surpression interstitielle Δu . En supposant le matériau isotrope et élastique linéaire on peut écrire d'après (7.10) :

$$\frac{\Delta V}{V} = -\left(\frac{1-2\nu}{E}\right)(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)$$

Puisque l'éprouvette est saturée $V_w = nV$, en appelant K_w le module de compressibilité de l'eau.

$$\Delta V = -nV K_w \Delta u$$

En première approximation on considère les particules incompressibles, donc la variation de volume est celle de l'eau. En égalant les 2 expressions

$$n K_w \Delta u = \left(\frac{1-2\nu}{E}\right)(\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)$$

$$\Delta u = \frac{K_w}{n E} \left(\Delta\sigma_3 - \Delta u + \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{3}\right)$$

$$K_s = \frac{E}{3(1-2\nu)} \text{ est le module de compression du squelette du sol (7.7)}$$

$$\Delta u = \frac{1}{1 + n \frac{K_s}{K_w}} \left[\Delta\sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{3} \right]$$

Cette formule établie pour un sol isotrope, en élasticité linéaire et en état saturé, SKEMPTON (1954) l'a généralisée au cas d'un sol non saturé et généralement ni isotrope, ni élastique linéaire.

$\Delta u = B \left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \quad \text{SKEMPTON (11.17)}$

Dans le cas des sols saturés (2 phases eau et squelette du sol) :

$$K_w = 2000 \text{ MPa} \quad K_s \approx 1 \text{ à } 500 \text{ MPa}$$

pour un sol moyennement compact $K_s = 2 \text{ MPa}$

$$\frac{K_s}{K_w} \approx 1.10^{-3} \rightarrow \text{avec } n < 1 \rightarrow \frac{1}{1 + n \frac{K_s}{K_w}} \cong 1$$

Donc pour un **sol saturé** et un **sol assez mou** à moyennement compact (jusqu'à $e = 0.8$) **B = 1**

L'essai triaxial permet de mesurer B quand le sol n'est pas encore saturé (cas de resaturation de l'échantillon de sol désaturé). En cours de saturation on fait des tests en augmentant la pression hydrostatique avec les drainages fermés.

Puisque $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (11.18)$$

Pendant le cisaillement σ_3 est maintenu constant. On mesure Δu à la rupture.

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} \quad (11.19)$$

pour un sol fin A sera positif pour un sol normalement consolidé, négatif pour un sol surconsolidé.

Si l'éprouvette n'est pas saturée la variation du volume d'eau dépend de la pression appliquée et du volume d'air. Une même variation du volume de l'échantillon provoque une augmentation Δu nettement inférieure à celle de l'éprouvette saturée. Dans ce cas, de sol non saturé, $B < 1$.

Au laboratoire on exigera et on vérifiera que l'échantillon a un degré de **saturation d'au moins 99%** pour les sols moyennement compacts (Normes NF P 94-074 et 94-070).

- *Chemin de contraintes totales*

Cet essai permet de déterminer la résistance au cisaillement non drainé d'éprouvettes consolidées sous différentes valeurs de contrainte σ'_3 (Fig.11.16)

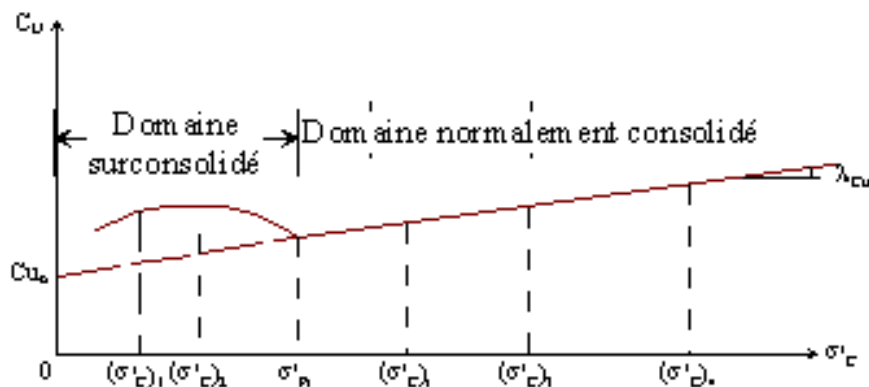


Fig.11.16 Essai CU sur un sol fin
Interprétation en contraintes totales

On définit également 2 zones correspondant aux domaines surconsolidé et normalement consolidé.

Dans le domaine **normalement consolidé** et **seulement dans ce domaine**, l'augmentation de la cohésion C_u en fonction de la pression de consolidation est donnée par la relation linéaire suivante :

$$C_U = C_{U0} \lambda_{CU} \Delta\sigma'_3 \quad (\text{pour } \sigma'_3 \geq \sigma'_p) \quad (11.20)$$

11.4 Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Les essais de cisaillement rectiligne réalisés à la boîte s'appliquent *en conditions drainées* à tous les types de sol naturels. Ils fournissent C' et φ' .

11.4.1 Boîte de cisaillement (NF P 94-071-1- d'août 1994).

L'appareil se compose de deux demi-boîtes dans lesquelles on place l'échantillon de sol et d'un piston situé au-dessus de l'échantillon de sol (Fig.11.17). On applique sur le piston une force verticale constante. La boîte inférieure se déplace à vitesse constante et on enregistre sur la boîte supérieure à l'aide d'un anneau dynamométrique la force F dans le plan de cisaillement. On place sur le piston un comparateur qui permet de mesurer les déplacements verticaux de l'échantillon de sol.

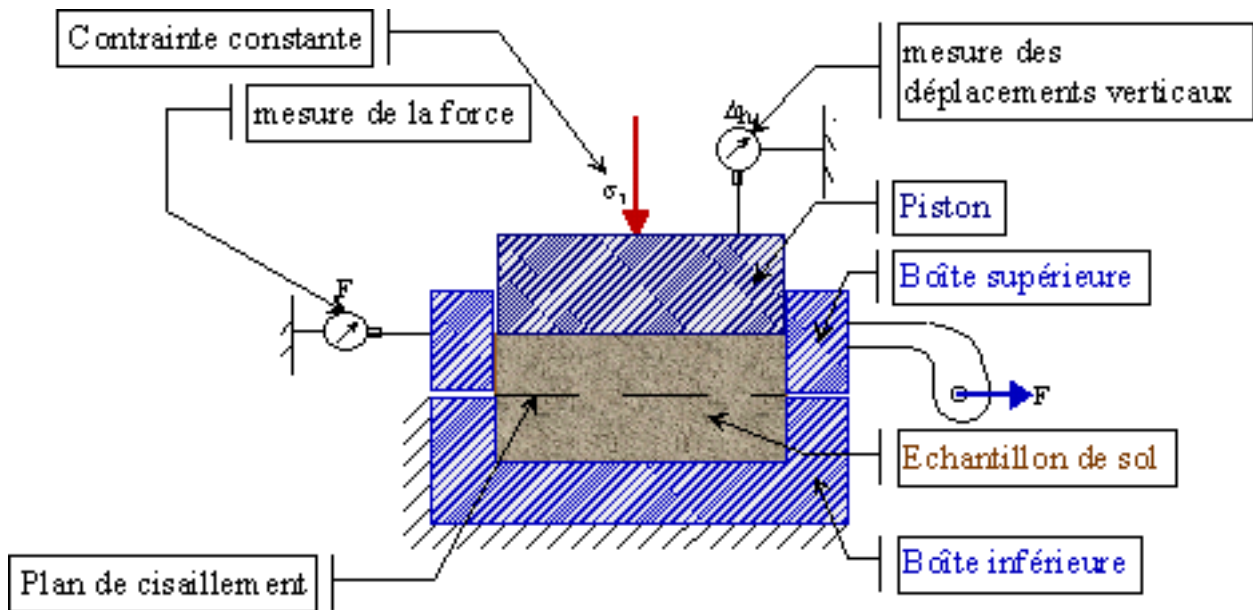


Fig.11.17 Schéma de la boîte de cisaillement

11.4.2 Description de l'essai (NF P 94-071-1 d'août 1994).

Pendant toute la durée de l'essai, sous contrainte normale constante σ' , on enregistre la force de cisaillement d'où on déduit la contrainte de cisaillement moyenne dans le plan de cisaillement horizontal. On note les déplacements horizontaux de la boîte inférieure par rapport à la boîte supérieure et les déplacements verticaux du piston qui indiquent soit une diminution de volume, soit une augmentation de volume.

11.4.3 Exploitation des résultats de l'essai

Pour chaque essai à contrainte normale constante σ' , on trace la courbe contrainte de cisaillement moyenne τ en fonction du déplacement horizontal δ_1 et la courbe de variation de hauteur de l'échantillon δh en fonction du déplacement horizontal δ_1 (Fig.11.18)

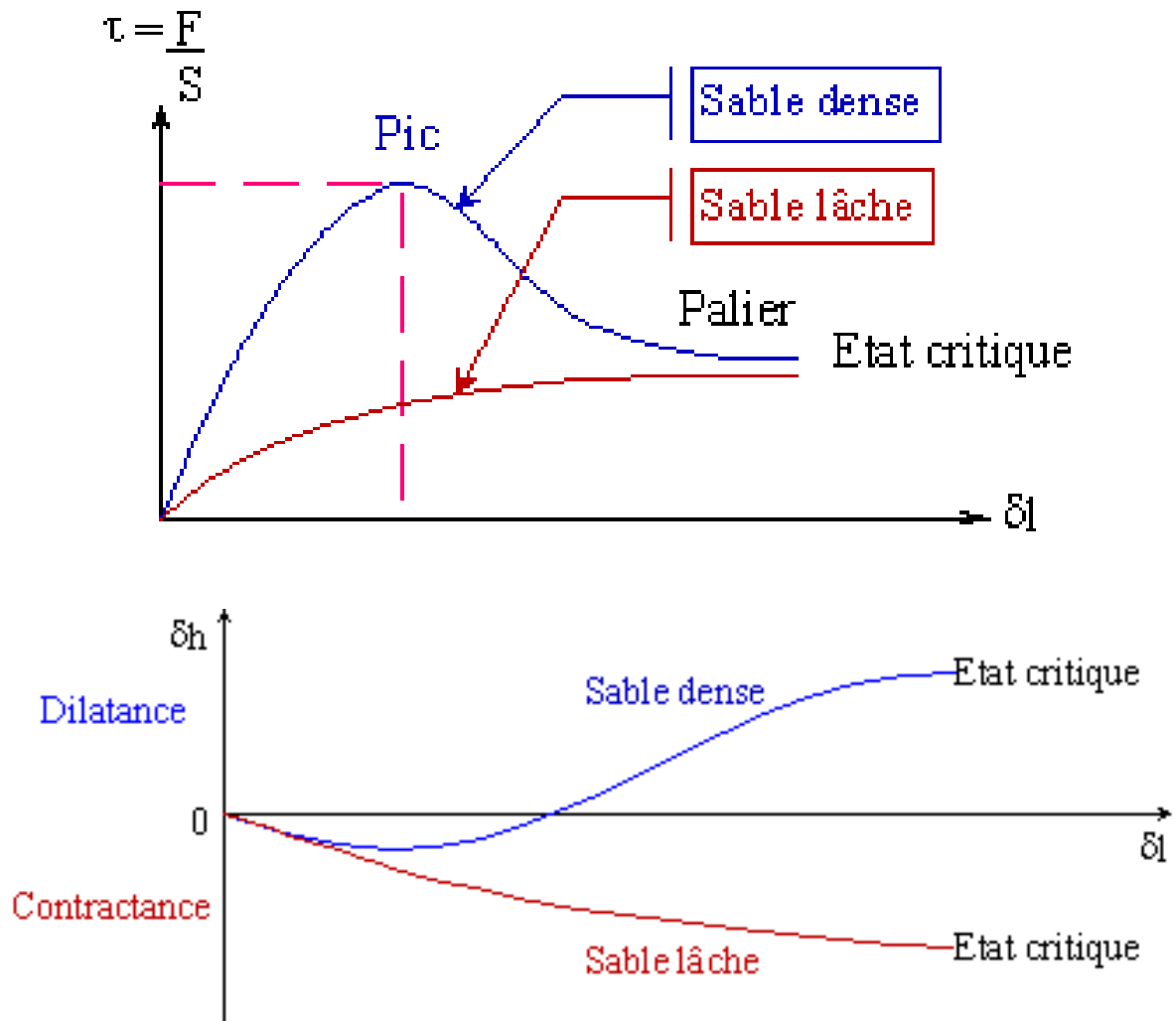


Fig.11.18 Courbes de contrainte de cisaillement et de dilatance (contractance) en fonction du déplacement

A partir de la première courbe, pour chaque essai à contrainte normale constante, on détermine un couple ϕ' , C' (Fig.11.19) en adoptant comme critère de rupture, soit le pic (sable dense), soit le palier (sable lâche). C' est nulle pour un sol grenu.

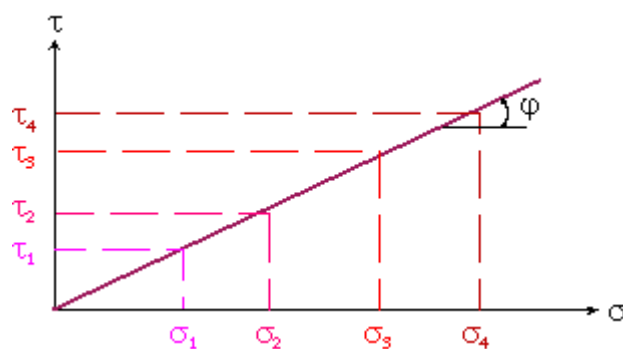


Fig.11.19 Paramètres de résistance au cisaillement

A partir de la seconde courbe, on détermine pour une contrainte normale donnée si le sol est contractant ou dilatant (Fig.11.18).

Si δh correspond à un soulèvement le sol se dilate, si δh correspond à un tassement le sol se contracte
La dilatance, qui se manifeste surtout pour les sols grenus, est la variation de volume qui se produit quand on cisaille un sol. Elle est la manifestation de l'enchevêtrement ou du désenchevêtrement des particules entre elles et du réarrangement quand on applique au sol des forces de cisaillement.

La dilatance (contractance) des sols pulvérulents dépend de leur compacité I_D , mais aussi de la contrainte σ'_3 . Un sable lâche sous faible contrainte σ'_3 peut être dilatant et un sable compact sous forte contrainte peut être contractant.

A chaque densité relative I_D correspond une contrainte σ'_3 critique : p_c , pour laquelle la variation de volume $\Delta V/V$ est nulle quand on cisaille le sol.

Si la contrainte réelle σ'_3 sous laquelle on cisaille le sol est supérieure à la contrainte critique p_c on a contractance, au contraire si la contrainte σ'_3 est inférieure à la contrainte critique p_c on a dilatance.