

CHAPITRE 6

LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

- 6.1 Introduction
- 6.2 Essais de résistance au cisaillement des sols
- 6.3 Caractéristiques mécaniques d'un sol
- 6.4 Usage des caractéristiques mécaniques
- 6.5 Théorème des états correspondants
- 6.6 Application

6.1 Introduction

Un massif de sol chargé (pesanteur, charges réparties ou ponctuelles) est le siège d'états de contrainte, avec en particulier des contraintes de cisaillement (figure 1a). Comme la plupart des solides un sol peut subir une rupture lorsque, sur un plan donné, la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite qui est fonction de la contrainte normale y appliquée. Le plan en question est appelé plan de rupture.

La résistance au cisaillement d'un sol est due en partie au frottement intergranulaire qui a lieu aux points de contact entre les grains. A l'équilibre, au point de contact appartenant au plan tangent (de normale \underline{n} au \underline{x} deux grains (1) et (2)), le vecteur contrainte définissant l'action de (1) sur (2) a pour composantes normale R_n et tangentielle R_t (rapportées à une surface élémentaire), le rapport défini par :

$$\frac{R_t}{R_n} \leq \operatorname{tg}\Psi \quad (1)$$

Où permet de mettre en évidence le frottement intergranulaire par le biais de l'angle Ψ appelé angle de frottement intergranulaire.

La condition (1) traduit que si la force tangentielle R_t reste inférieure à R_n le mouvement relatif d'un grain par rapport à l'autre n'a pas lieu. Cette résistance traduit le frottement intergranulaire.

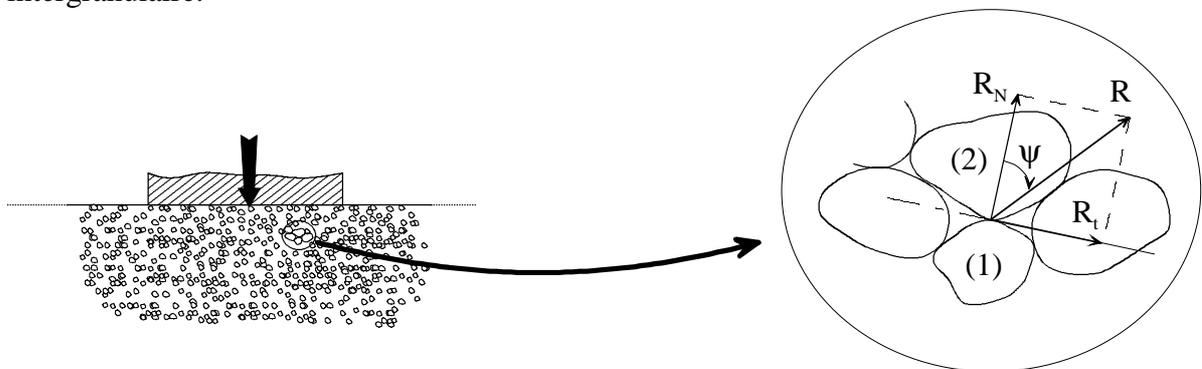


Figure 1. Illustration du frottement intergranulaire

Pour les sols pulvérulents (sables, graviers, etc...) la résistance au cisaillement est directement liée à la valeur de l'angle de frottement intergranulaire (voir §6. 3). Pour les sols fins, ce sont surtout les forces de liaison (ou d'attraction) qui naissent entre les particules (voir chapitre 2) qui caractérisent cette résistance au cisaillement. On verra en outre pour les sols fins que l'eau joue un rôle fondamental dans la résistance au cisaillement suivant qu'elle puisse s'évacuer ou non sous l'action d'un chargement donné.

La résistance au cisaillement est définie à partir d'essais faits en laboratoire ou in situ (en place) jusqu'à provoquer la rupture du sol. La rupture est mise en évidence à partir de courbes effort-déformation (force – déplacement) enregistrées lors de ces essais qui sont réalisés à vitesse de déplacement contrôlée (figure 2a). Dans le cas de la courbe (I), la rupture correspond à la valeur maximale de l'effort ou de la contrainte de cisaillement T_{max} tant que la valeur du déplacement (ou de la déformation) reste inférieure à une limite fixée qui limite la plage des petites déformations dans le sol.

A partir des états de contraintes correspondants aux essais réalisés, on définit à l'aide de la représentation des cercles de Mohr, la contrainte de cisaillement maximale correspondant à la rupture. Ainsi, on détermine la courbe intrinsèque (ou enveloppe) du sol qui limite dans le plan (τ, σ) l'ensemble des états de contraintes admissibles du sol. La courbe intrinsèque est déduite à partir de la notion du critère de résistance introduite dans la théorie du calcul à la rupture par (Salençon, 1983).

Dans le cas de la courbe (II) l'effort (ou la contrainte) marquant la rupture sera définie à partir de la valeur du déplacement (ou de la déformation) limite qui marque la fin de la plage des petites déformations soit : ϵ_{ar}

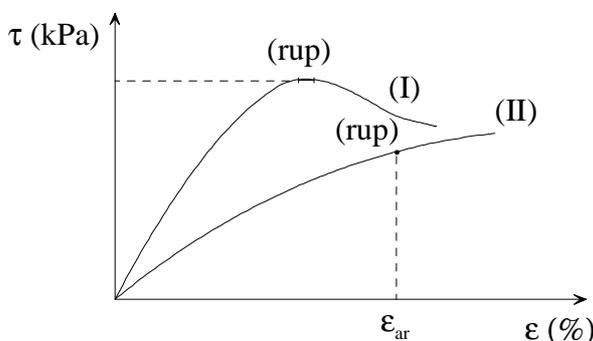


Figure 2a.
Caractérisation de la rupture à partir de courbes "efforts-déformations" types

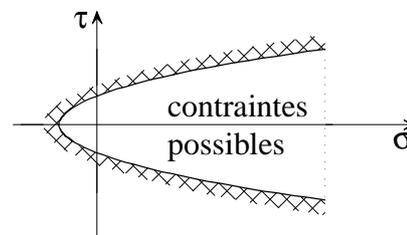


Figure 2b.
courbe intrinsèque d'un sol

Sur le plan pratique, l'étude de la résistance au cisaillement est d'une importance majeure, elle intervient, en effet, dans plusieurs applications pratiques qui feront l'objet des chapitres qui suivent : les ouvrages de soutènement, les fondations (superficielles et profondes) et la stabilité des pentes et talus.

L'objet du présent chapitre est de présenter les méthodes de détermination des différentes caractéristiques mécaniques d'un sol qui régissent sa résistance à la rupture et de préciser leur domaine d'application pour l'étude de cas pratiques.

6.2 Essais de résistance au cisaillement des sols

Ces essais sont réalisés au laboratoire à :

- l'appareil de cisaillement rectiligne (ou direct) ou boîte de cisaillement;
- l'appareil de cisaillement triaxial de révolution.

Les détails relatifs à ces deux manipulations sont présentées dans [TP]. Ci-dessous on se limitera à leurs principes et les résultats obtenus à partir de ces deux essais.

On réalise, de même, des essais de cisaillement en place (in situ) avec le pressiomètre et le scissomètre. Ces deux essais sont décrits au chapitre 8.

6.2.1 Essai de cisaillement à la boîte

L'appareil utilisé est constitué de (figure 3) :

- deux demi-boîtes de section cylindrique, pouvant coulisser le long d'un plan horizontal;
 - des pierres poreuses, placées de part et d'autre de l'échantillon pour permettre le drainage.
- Si le drainage est empêché on utilise des plaques pleines (ou minces).

L'essai consiste à appliquer un effort vertical P_N , normal à la section de l'échantillon, qu'on maintient constant, puis tirer la demi-boîte inférieure horizontalement à une vitesse constante v , la demi-boîte supérieure est maintenue fixe.

Les grandeurs mesurées sont les suivantes :

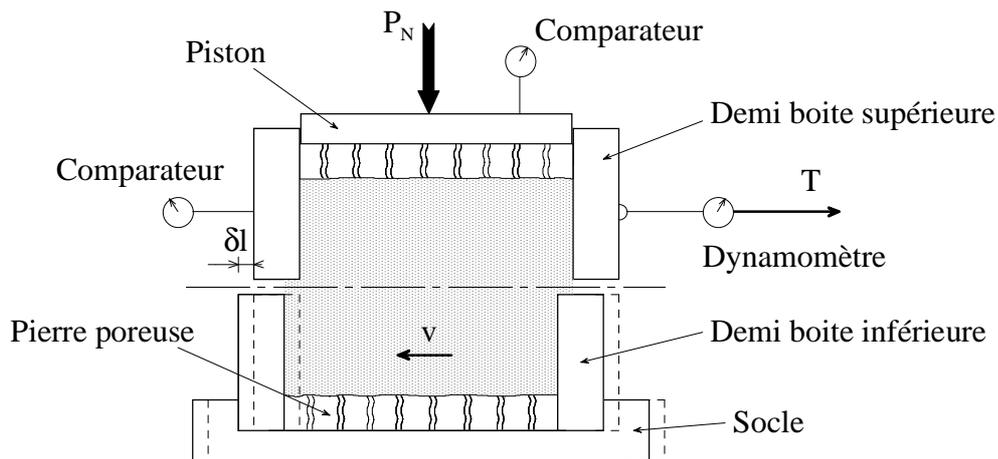


Figure 3. Boîte de cisaillement rectiligne

- le déplacement δl de la boîte tirée par rapport à la boîte fixe;
- l'effort T développé par le dynamomètre;
- le déplacement vertical de la demi-boîte supérieure (il permet de suivre la variation du volume de l'échantillon au cours de l'essai).

En désignant par S la section de l'échantillon supposée constante au cours de l'essai, on peut calculer la contrainte normale et la contrainte de cisaillement s'exerçant sur le plan horizontal de l'échantillon, soient :

$$\sigma = \frac{P_N}{S}$$
$$\tau = \frac{T}{S}$$

A partir de la courbe force-déplacement horizontal (figure 4a), on détermine la résistance au cisaillement du sol à la rupture, pour une contrainte normale σ fixée.

En répétant l'essai à différentes contraintes normales $(\sigma)_1, (\sigma)_2, (\sigma)_3$, on détermine les contraintes de cisaillement correspondantes à la rupture : τ_1, τ_2, τ_3 . La courbe intrinsèque (figure 4b) est obtenue dans le diagramme de Mohr à partir des couples $(\tau_i, (\sigma)_i)$. Dans le domaine des contraintes $\sigma_i \leq 300\text{kPa}$. Cette courbe est une droite définie par la pente φ appelé angle de frottement et son ordonnée à l'origine C : appelée cohésion.

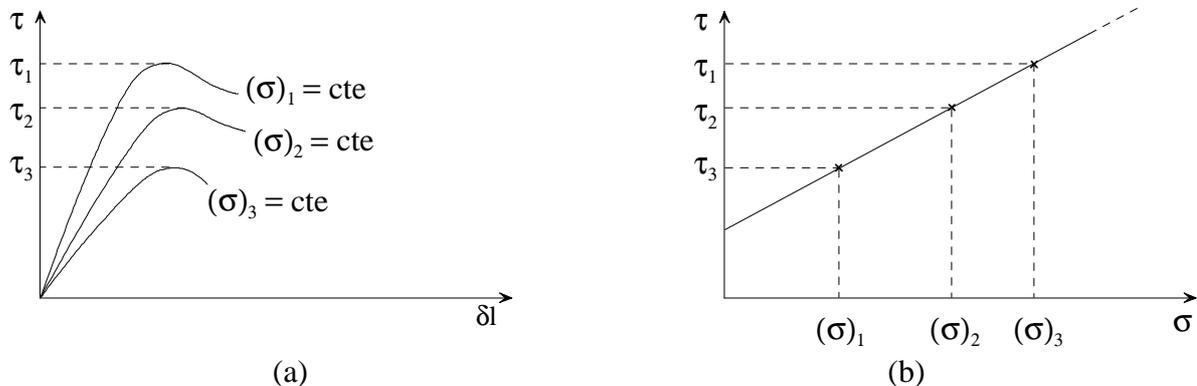


Figure 4. Résistance au cisaillement d'un sol déterminée à partir des résultats de l'essai à la boîte

6.2.2 Essai de cisaillement triaxial

L'appareil triaxial est constitué de (figure 5) :

- une enceinte cylindrique transparente en plexiglas ;
- deux pierres poreuses, celle d'en bas est reliée à un robinet de drainage ainsi qu'à un capteur de pression interstitielle ;
- un piston placé à la tête de l'échantillon ;
- un dispositif d'application d'une contrainte isotrope p dans la cellule, par l'intermédiaire de l'eau, avec l'air comprimé.

L'essai consiste à :

- appliquer une contrainte isotrope p donnée sur l'échantillon;
- soumettre la cellule (donc l'échantillon) à une vitesse de montée v constante, en maintenant la contrainte isotrope p constante.

Les grandeurs mesurées sont alors :

- le déplacement vertical à la tête de l'échantillon ;
- l'effort P_v appliqué par le piston sur l'échantillon ;
- la pression interstitielle en bas de l'échantillon.

On peut également procéder à la mesure de la déformation latérale et de la variation de volume de l'échantillon au cours de l'essai.

La répartition des contraintes est supposée homogène, en tout point de l'échantillon on a (figure 6):

- sur tout plan horizontal s'exerce la contrainte axiale défini par :

$$\sigma_a = \frac{P_v}{S} + p \quad (3)$$

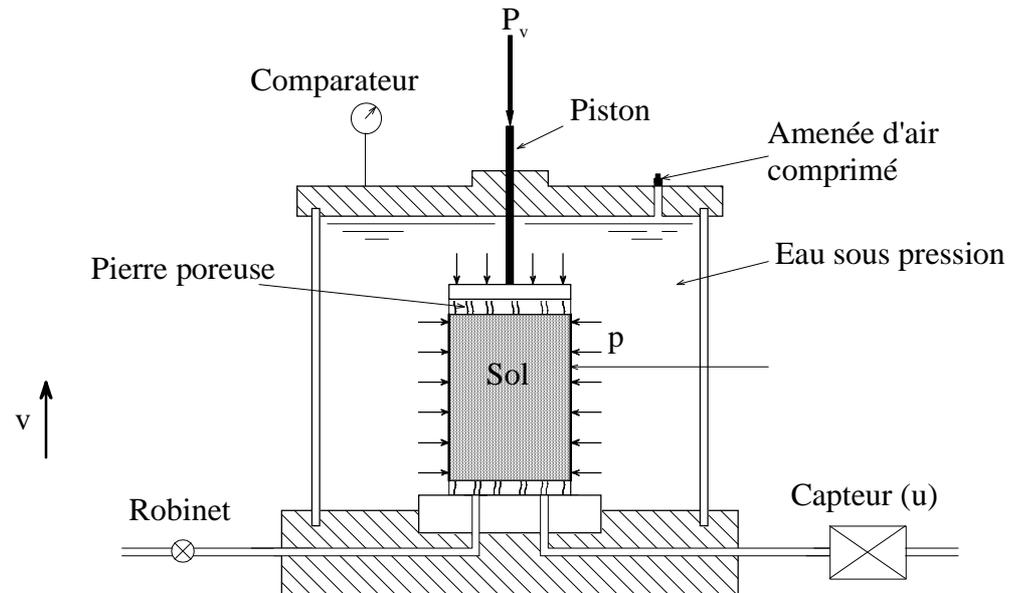


Figure 5. Coupe d'un appareil de cisaillement triaxial de révolution

où S est la section horizontale de l'échantillon ;

- sur tout plan vertical s'exerce la contrainte radiale : $\sigma_a = p$.

$$\sigma_a = p \quad (4a)$$

En chaque point de l'échantillon les contraintes sont principales, soient:

$\sigma_1 = \sigma_a$: c'est la contrainte principale majeure (en négligeant le frottement entre la tête de l'échantillon et la pierre poreuse) ;

$\sigma_3 = \sigma_r$: c'est la contrainte principale mineure, elle est appliquée par l'eau (on a :

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} \text{ axisymétrie}).$$

On définit la contrainte déviatorique, ou le déviateur des contraintes, par :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4b)$$

Compte-tenu des relations (3), (4 a et b)

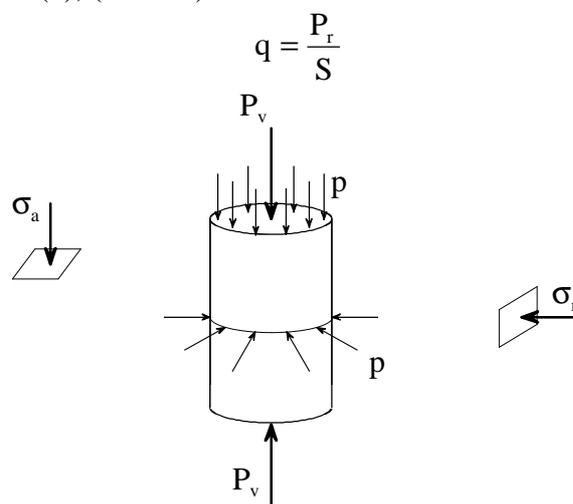


Figure 6. Sollicitation de l'échantillon lors d'un essai triaxial

Au cours du cisaillement la contrainte q augmente jusqu'à obtenir la rupture (figure 7a). On peut alors tracer le cercle de Mohr correspondant à la rupture, ayant pour diamètre la contrainte déviatorique maximale : $q_{\max} (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (pour une contrainte radiale σ_3 donnée) en fonction de la déformation axiale de l'échantillon ϵ_a . On répète l'essai à différentes contraintes isotropes $(\sigma)_1, (\sigma)_2, (\sigma)_3$, puis on trace les cercles de Mohr correspondants à la rupture, ayant respectivement pour rayons $\frac{q_{1\max}}{2}, \frac{q_{2\max}}{2}, \frac{q_{3\max}}{2}$.

La courbe intrinsèque du sol est donc l'enveloppe des cercles de Mohr obtenus à la rupture (figure 7b).

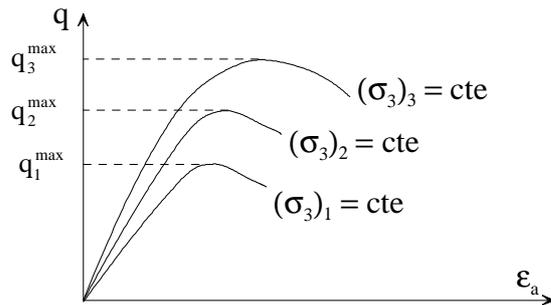


Figure 7a. Courbes effort-déformation obtenues à partir d'un essai triaxial de résolution

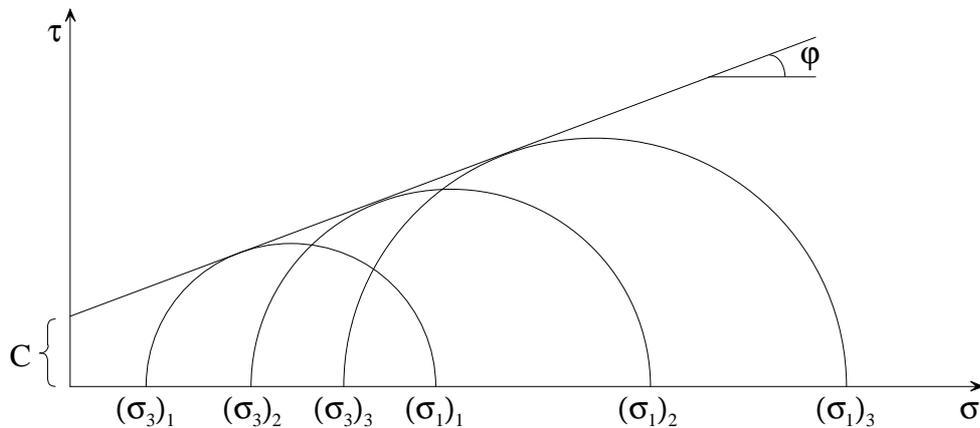


Figure 7b. Courbe intrinsèque obtenue à partir d'essais triaxiaux

La courbe intrinsèque est tangente au cercle de Mohr : pourquoi ?

Cette courbe est le lieu d'états de contrainte (τ_r, σ) correspondant à la rupture de l'échantillon par cisaillement. Elle est appelée courbe intrinsèque en déformation plane. Cette représentation est justifiée pour un milieu continu tridimensionnel lorsqu'il est supposé isotrope (Salençon 1983). L'état de contrainte (τ_r, σ) est unique, et il appartient au cercle de Mohr obtenu à la rupture lors d'un essai triaxial. Il appartient donc à la fois à la courbe intrinsèque (droite) et au cercle de Mohr, d'où la courbe intrinsèque est la tangente au cercle de Mohr (tous les états de contrainte possibles sont situés sur le cercle de Mohr).

Orientation du plan de rupture lors d'un essai triaxial de révolution

Le plan de rupture lors d'un essai triaxial n'est pas imposé comme dans l'essai de cisaillement à la boîte. La théorie du cercle de Mohr permet de prévoir l'inclinaison de ce plan. En effet si on suppose que le plan de rupture fait un angle α (figure 8a) avec le plan horizontal (où agit la

contrainte principale σ_1), sur le cercle de Mohr le point représentatif des contraintes N agissant sur ce plan est orienté tel que (figure 8b) $(O'\sigma_1, O'N) = 2\alpha$; d'où on peut facilement obtenir : $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$.

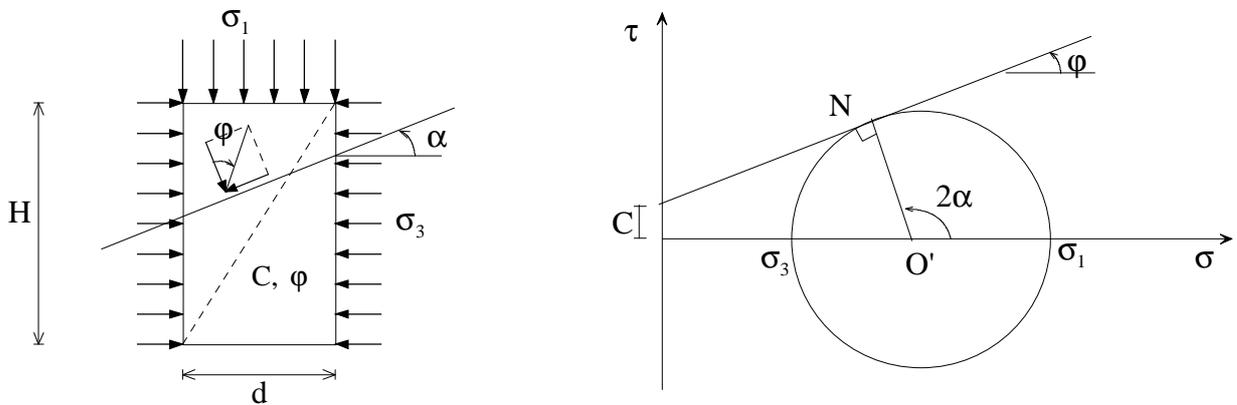


Figure 8. Orientation théorique du plan de rupture dans un essai triaxial

Ce plan de rupture peut être développé sans être bloqué par les extrémités de l'échantillon si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{H}{d} > \text{tg}(\pi/4 + \varphi/2) \quad (5)$$

où H est la hauteur de l'échantillon, et d est son diamètre. Le rapport (H/d) s'appelle élancement de l'échantillon, il est en général pris égal à 2, ce qui correspond à un angle de frottement maximum de 37° d'après (5). En pratique l'angle φ pour la plus part des sols est limitée par cette valeur.

Remarques

1- La courbe intrinsèque dépend des conditions de l'essai de cisaillement, notamment celle de drainage, ou non, de l'échantillon et de la vitesse avec laquelle le cisaillement est effectué. Ces conditions ont une influence considérable sur le comportement du sol lors d'un essai de cisaillement. Ce point sera traité en détail au paragraphe suivant.

2- On dit que le sol est :

- purement frottant lorsque sa cohésion est nulle ($\varphi > 0$; $C = 0$).
- purement cohérent lorsque son angle de frottement interne est nulle ($\varphi = 0$; $C > 0$).
- cohérent et frottant lorsque sa cohésion et son angle de frottement interne sont à la fois non nuls.

3- Approximation de l'allure de courbe représentée sur la figure 2b dans la marge des contraintes 0 – 300 kPa.

6.3 Principales caractéristiques mécaniques d'un sol à la rupture

6.3.1 Sols pulvérulents (ou grenus)

Un sable propre constitue un exemple typique des sols pulvérulents qui sont constitués de grains ne possédant, entre eux, aucune liaison.

6.3.1.1 Courbe intrinsèque

Les résultats d'essais de cisaillement, réalisés à la boîte de cisaillement ou à l'appareil triaxial, indiquent en général que la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent est en général une droite est caractérisée par une cohésion très faible (inférieure à 5 kPa) donc négligeable. (figure 9). L'angle que fait cette droite avec l'axe des contraintes normales, noté φ , s'appelle angle de frottement interne du sol. Donc, Pour un sol purement frottant, la relation entre les contraintes normale et de cisaillement agissant sur le plan de rupture est exprimée par la loi de Coulomb, soit :

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}\varphi \quad (6)$$

Dans le tableau 1 sont données les valeurs de l'angle de frottement pour quelques sols prélevés à partir de sites en Tunisie.

Site	Centre de Sfax	Centre de Tunis	Khelédia
Sols	Silt argileux	Remblai	Sable de carrière
Profondeur(s) (m)	10,2 - 13,2	2,5	-
φ (°)	29 - 35	30	37

Tableau 1 : Quelques valeurs de l'angle de frottement interne.

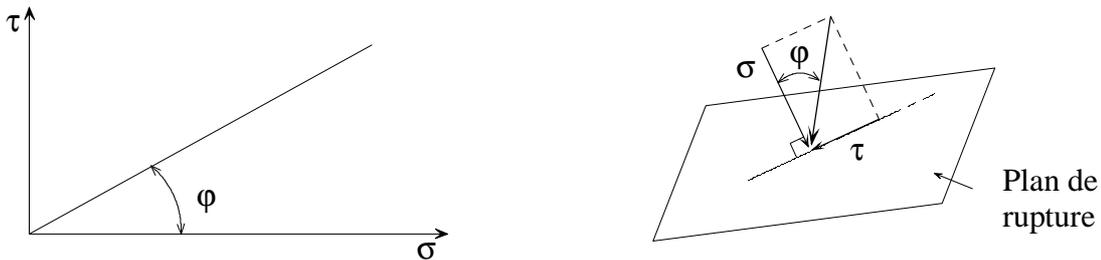


Figure 9. Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent de cohésion négligeable

Remarque :

Pour certains sols pulvérulents (sable fin par exemple), ils peuvent avoir une cohésion non nulle mais qui demeure relativement faible $C < 10$ kPa.

6.3.1.2 Paramètres influençant l'angle de frottement interne

La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est directement liée à son angle de frottement interne φ qui dépend essentiellement du frottement intergranulaire et de sa compacité.

- Influence du frottement intergranulaire : L'angle de frottement intergranulaire ψ , défini par (1), est difficile à évaluer expérimentalement. Il n'existe pas une relation valable entre l'angle φ et l'angle ψ . On peut dire simplement que plus ψ augmente, φ l'est aussi.

- Influence de la compacité: Suivant que le sol grenu est lâche ou serré, la valeur de φ varie de la même façon que la densité relative (ou indice de densité) définie au chapitre 1. Pour les sables Kérisel a établi expérimentalement que : $\text{tg}\varphi \approx 0,55/e$

Sachant que pour les sables on a : $0,45 < e < 1$, d'où : $29^\circ < \varphi < 50^\circ$.

Sur la figure 8, on montre la variation de φ en fonction de la densité sèche, d'après {9}.

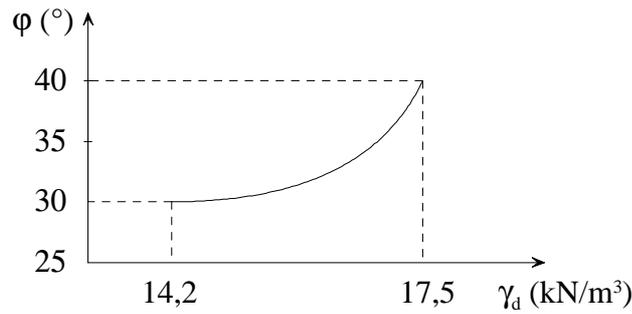


Figure 9. Evolution de l'angle de frottement d'un sable en fonction de la densité sèche

6.3.1.3 Angle du talus naturel

Il est possible d'estimer approximativement l'angle de frottement interne en prenant l'angle avec l'horizontale de la pente d'un talus naturel constitué par le sol pulvérulent. Cette valeur ϕ_1 correspond aux faibles valeurs du poids volumique du sol (figure 10), on a : $\phi_1 < \phi$.

où ϕ est la valeur réelle de l'angle de frottement du sol. Ce résultat peut être démontré en appliquant l'approche cinématique du calcul à la rupture (Salençon, 1983).

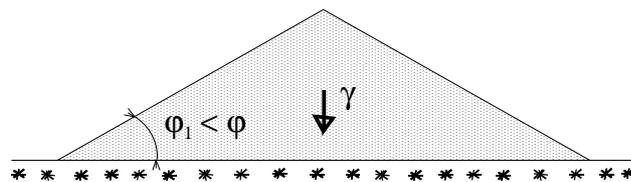


Figure 10. Pente d'un talus naturel constitué d'un sol pulvérulent

6.3.1.4 Densité critique

Un élément de sol soumis à un cisaillement subit une variation de volume, qu'on évalue par la variation de la hauteur de l'échantillon, lors d'un essai de cisaillement direct à la boîte. Pour un sol pulvérulent cette variation dépend de son état de compacité (figure 12).

Sable lâche : La courbe effort-déformation ne présente pas un maximum, la variation de volume est négative (diminution), elle tend asymptotiquement vers une valeur limite. La contrainte de cisaillement et la variation de volume ont la même évolution.

Sable dense : La courbe effort-déformation présente un maximum, la variation de volume est positive (augmentation), elle tend vers une valeur limite pour la contrainte de cisaillement.

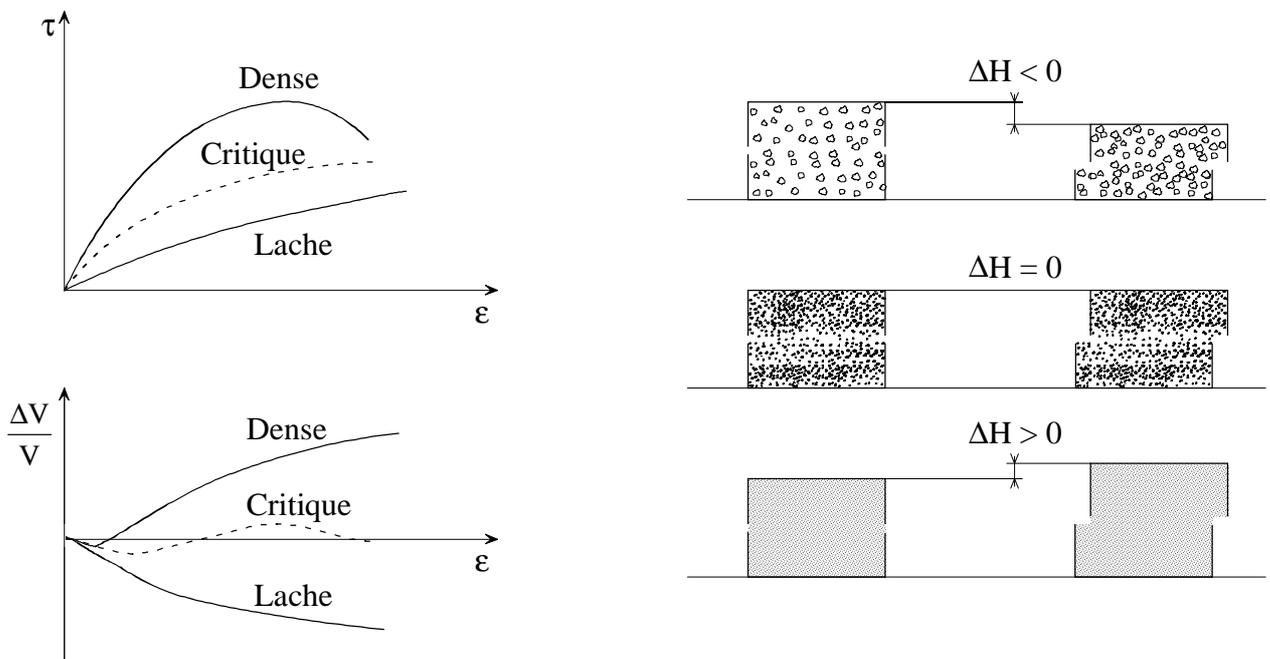


Figure 11. Comportement d'un sable au cours d'un cisaillement en fonction de sa densité

Sable intermédiaire: Lorsque la densité initiale est telle que la variation de volume est presque nulle au cours du cisaillement, la courbe effort-déformation ne présente pas un maximum mais la contrainte de cisaillement atteint vite sa valeur limite. Dans ce cas la densité du sable est dite critique.

Cette notion est importante pour les sols pulvérulents saturés, les variations rapides des contraintes transmises au sol (tremblements de terre, battage de pieux) entraînent un comportement non drainé du sol.

- Pour le cas d'un sable dense saturé ce comportement entraîne l'augmentation des contraintes effectives; l'augmentation du volume du sol favorise le drainage de l'eau qui entraîne la diminution de la surpression interstitielle, donc la résistance à la rupture est améliorée à long terme.

- Pour un sable lâche le même comportement fait diminuer les contraintes effectives: la diminution de volume entraîne une augmentation brutale de la surpression interstitielle. Cela engendre le phénomène de liquéfaction partielle du sable qui présente un risque de rupture. La rupture des sols pulvérulents par liquéfaction a été observée au cours de tremblements de terre en Inde, en Yougoslavie et au Japon. De même certains accidents survenus dans des remblais hydrauliques ont eu lieu suite à une liquéfaction partielle. Il est donc très important de comparer pour ces sols la valeur de la densité en place à celle de la densité critique.

Dans les sites où la liquéfaction est susceptible de se produire (tremblement de terre) on améliore le sol pulvérulent par vibrocompactage afin d'augmenter sa densité relative.

Cependant, le phénomène de liquéfaction peut également se produire dans d'autres situations. Par exemple pour les sols fins saturés soumis à des chargements cycliques monotones.

6.3.1.5 Comportement des sols pulvérulents vis à vis du drainage

Il s'agit de sols dont le coefficient de perméabilité est élevé, ils ont donc une bonne aptitude au drainage. On se propose de réaliser un essai de cisaillement direct à vitesse rapide

sur un sable saturé. A cause de la présence du plan de rupture imposé, cet essai ne peut pas être réalisé en condition non drainée. A cause de la perméabilité élevée du sable, les surpressions interstitielles ne peuvent être engendrées malgré la vitesse rapide de l'essai. D'où le comportement à la rupture du sable saturé est directement lié à celui du squelette solide. Le comportement du sol, ainsi que sa résistance au cisaillement, sont régis uniquement par le comportement du squelette solide. Autrement dit, la vitesse avec laquelle s'effectue le cisaillement n'a pratiquement aucune influence sur la valeur de l'angle de frottement interne ϕ du sol.

6.3.2 Sols fins (ou cohérents)

On reprend le même essai de cisaillement à la boîte décrit ci dessus mais il est effectué sur un sol fin saturé.

Un tel sol est caractérisé par un coefficient de perméabilité très faible. Sous l'action d'un chargement, les surpressions interstitielles qui en résultent se dissipent très lentement car l'eau met un temps très long pour s'évacuer, ainsi on distingue deux comportements extrêmes pour ces sols :

- un comportement à court terme lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'écouler s'évacuer du sol), sous l'action d'un chargement le sol se déforme à volume constant (eau et grains solides incompressibles), et l'eau qui est le siège des surpressions interstitielles participe à la résistance au cisaillement du sol.

- un comportement à long terme où au bout d'un temps assez long les surpressions interstitielles provoquées par l'application du chargement sont dissipées. Le comportement du sol est celui du squelette solide. L'eau qui reste entre les particules est une eau libre qui ne participe pas à la résistance au cisaillement du sol.

A ces deux types de comportement correspondent deux résistances au cisaillement différentes pour un même sol. Cette distinction est fondamentale et sera utilisée dans la suite du cours lorsqu'il s'agit d'étudier la résistance au cisaillement de sols fins.

Aux comportements à court terme et à long terme correspondent respectivement deux types d'essais, les essais non drainés (ou rapides) et les essais drainés (ou lents).

6.3.2.1 La remise à l'état de contraintes in situ

Elle consiste à remettre l'échantillon de sol sous le même état de contraintes qui régnait à son endroit de prélèvement en place (in situ). Cette opération a pour but, en revenant aux conditions in situ de pression interstitielle et de contrainte effective, de modifier le moins possible les paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement (teneur en eau, poids volumique). La remise sous contraintes se fait avant l'essai, en particulier pour les essais rapides ou non drainés qui permettent de connaître le comportement du sol à court terme. Ce dernier nécessite d'être analysé dans tous les problèmes de stabilité soutènement, fondation, pentes et remblais). La pression interstitielle initiale u_0 en place n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement), en effet, seules interviennent les surpressions interstitielles donnant lieu à des gradients hydrauliques. La remise sous contraintes consiste donc à consolider l'échantillon sous l'état voisin du précédent en contraintes effectives (figure 13). A la fin de consolidation on a :

$$\delta u = 0, \quad \sigma_1' = \gamma' H, \quad \sigma_3' = K_0 \gamma' H$$

où K_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos (dont la définition est donnée au chapitre suivant). La remise sous contraintes s'effectue de la façon suivante :

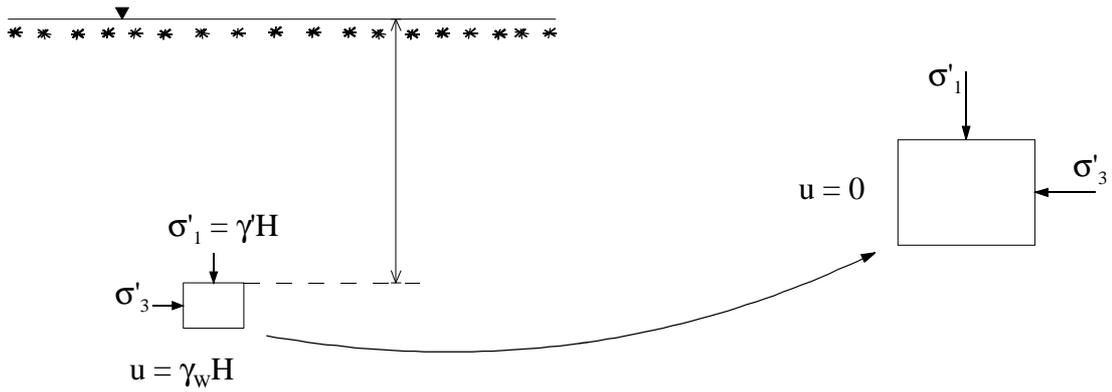


Figure 13. La remise à l'état de contraintes in situ

Remarque

Pour un échantillon de sol saturé la surpression interstitielle n'intervient pas en tant que tel, c'est la surpression interstitielle qui résulte du chargement lors d'un essai que l'on doit considérer.

Boîte de cisaillement (figure 14) : On applique une contrainte normale totale ($\sigma_1 = \gamma' H$), et on attend jusqu'à ce qu'il ait eu consolidation complète sous cette contrainte : $u = 0$.

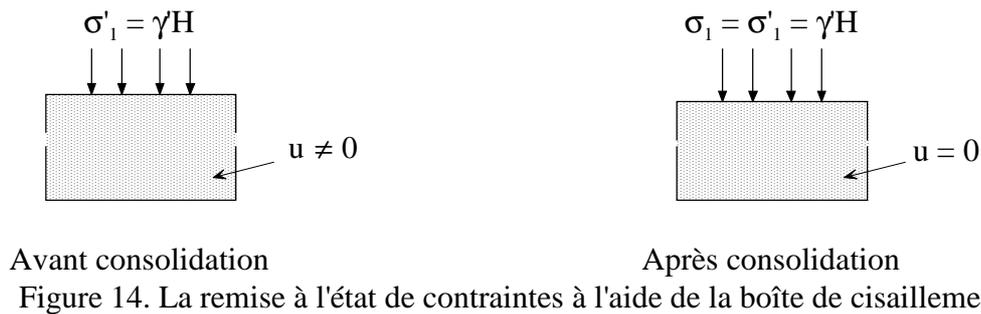


Figure 14. La remise à l'état de contraintes à l'aide de la boîte de cisaillement

L'appareil triaxial (figure 15) : On applique une contrainte isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \gamma' H$) à l'échantillon en laissant les orifices de drainage ouverts. Lorsque la surpression interstitielle s'annule, l'échantillon est reconsolidé.

Remarque: Il faut s'assurer dans ce cas que l'échantillon a été bien saturé avant sa consolidation. Un échantillon mal saturé se comporte différemment d'un échantillon bien saturé au cours d'un essai de cisaillement. Expérimentalement cette vérification consiste à suivre l'évolution du rapport $\Delta\sigma_3$ de Skempton ($\Delta u / \Delta\sigma_3$: où Δu est l'excès de la surpression interstitielle dû à l'application de l'incrément de contrainte $\Delta\sigma$).

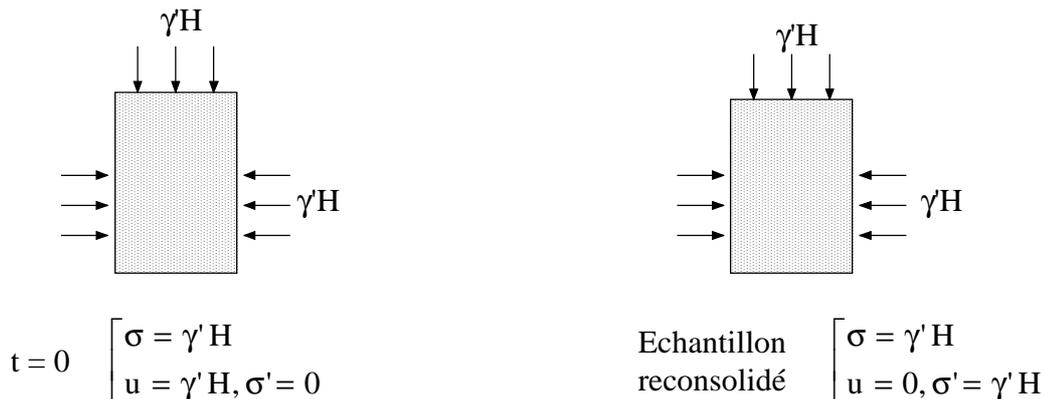


Figure 15. La remise sous contraintes à l'appareil triaxial de révolution

Remarque

Pour un échantillon de sol saturé la pression interstitielle n'intervient pas en tant que tel ; c'est la surpression interstitielle qui résulte du chargement lors d'un essai que l'on doit considérer.

6.3.2.2 Essai consolidé drainé (C.D.)

Il consiste à déterminer la courbe intrinsèque du squelette solide du sol. Il correspond au comportement à long terme. L'appareil triaxial est le plus utilisé dans ce cas (figure 16).

1^{ère} étape : On consolide l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_0 , les orifices de drainage sont maintenus ouverts jusqu'à annulation de la surpression interstitielle.

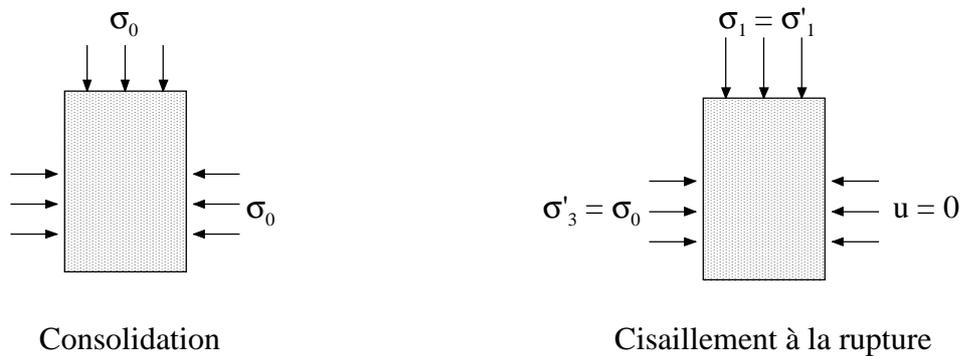


Figure 16. Etapes d'un essai consolidé drainé

2^{ème} étape : En maintenant la contrainte isotrope σ_3 constante, on augmente très lentement la contrainte axiale σ_1 , les orifices de drainage étant ouverts pour qu'à tout instant la pression interstitielle soit nulle ($u = 0$). On poursuit l'essai jusqu'à la rupture complète de l'échantillon.

La courbe intrinsèque obtenue à partir des résultats de plusieurs essais (figure 17) est en général une droite caractérisée par :

φ' : angle de frottement effectif, c'est l'angle fait entre la droite et l'axe des contraintes normales.

C' : cohésion drainée, c'est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite.

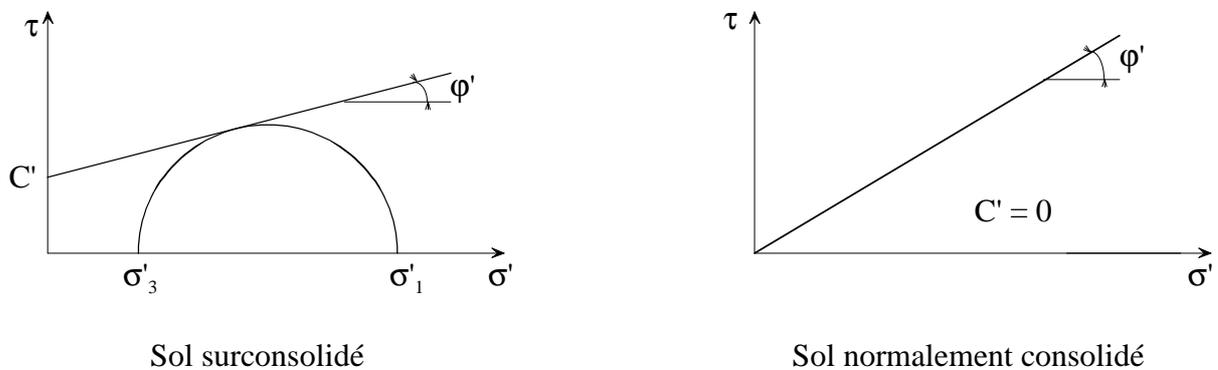


Figure 17. Courbe intrinsèque obtenue à partir d'un essai consolidé drainé

La différence avec les sols grenus réside dans la cohésion des sols fins surconsolidés. Dans les sols normalement consolidés la résistance au cisaillement n'est fonction que de l'assemblage

des particules, au niveau de leurs points de contact. Dans les sols surconsolidés la cohésion est due à une adhésion entre les grains provoquée par la surconsolidation du sol ($\sigma'_c > \sigma'_0$). Cette catégorie de sol manifestent donc une résistance de cisaillement qui est égale à C' même en l'absence de confinement ($\sigma = 0$).

L'équation générale de la courbe intrinsèque qui régit le comportement est :

$$\tau' = C' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (4)$$

Pour un sol fin saturé la courbe intrinsèque relative au squelette solide (grains) telle que représentée sur la figure 18 est composée :

- d'une portion qui correspond aux caractéristiques $C' > 0$ et ϕ'_{OC} dans le domaine surconsolidé : où $\sigma \geq \sigma'_c$
- d'une portion qui correspond aux caractéristiques $C' = 0$ et $\phi'_{OC} < \phi'_{NC}$ dans l'intervalle $\sigma \geq \sigma'_c$; où le sol devient, en effet normalement consolidé car la valeur σ'_c est atteinte. Dans ce cas, le sol se comporte à long terme comme un sol purement frottant.

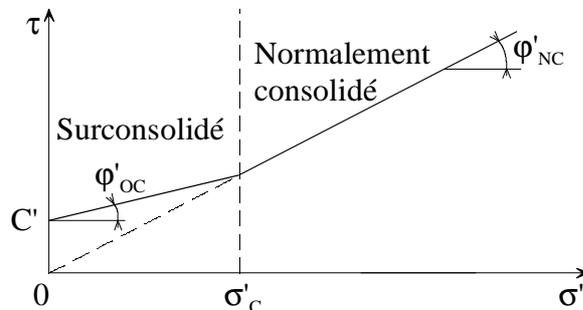


Figure 18

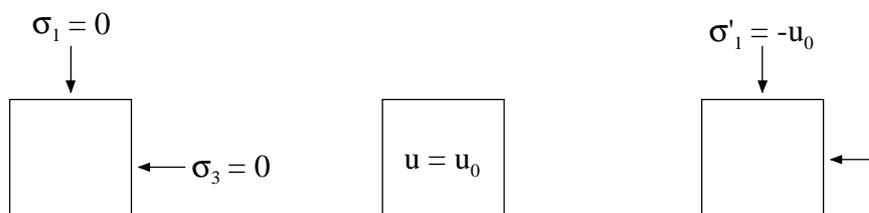
Essai non consolidé non drainé (U.U.)

Il correspond au comportement à court terme du sol, il s'effectue à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement . Il sera décrit ci-dessous tel que effectué à l'appareil triaxial, dans un sol fin saturé de granulométrie à 0,008 mm, de perméabilité très faible.

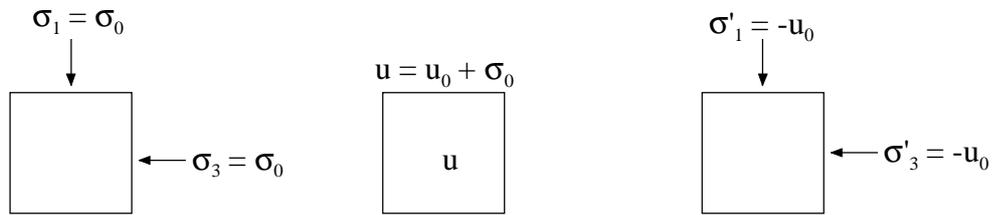
1^{ère} étape : L'échantillon du sol « intact » est soumis à la contrainte isotrope initiale σ_0 , en maintenant les orifices de drainage fermés.

2^{ème} étape : En maintenant les orifices de drainage fermés, on augmente rapidement la contrainte axiale σ_1 jusqu'à la rupture en laissant la contrainte isotrope $\sigma_3 = \sigma_0$ constante.

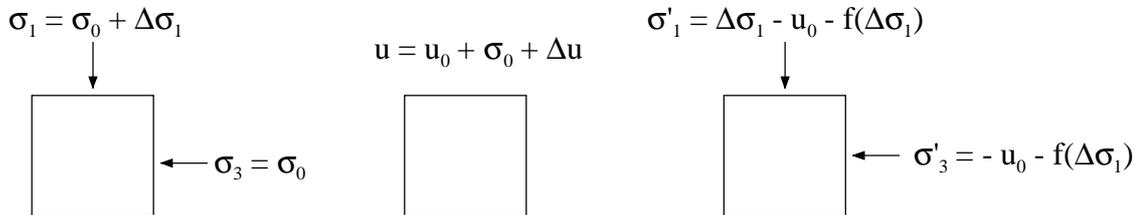
* Avant l'essai : L'échantillon n'est soumis extérieurement à aucune contrainte, mais il peut y exister une surpression interstitielle due à son découpage.



** Application de la contrainte isotrope: La contrainte totale est augmentée de la valeur σ_0 , cet accroissement fait augmenter la surpression interstitielle car les orifices de drainage sont fermés, et l'échantillon est saturé. Donc l'état de contrainte est le suivant:



*** Application du cisaillement jusqu'à la rupture : Elle se fait sans variation de volume à $\sigma_3 = \sigma_0 = \text{cte}$. Donc la surpression interstitielle (Δu) provoquée ne dépend que du déviateur de contrainte appliqué, d'où on a : $\Delta u = f[\Delta(\sigma_1 - \sigma_0)] = f[\Delta(\sigma_1)]$, l'état de contrainte à la rupture est :



Théoriquement, la résistance au cisaillement d'un sol fin saturé déterminée à partir de l'essai U.U est indépendante de la contrainte isotrope initiale. Plus précisément, on a montré ci-dessus que l'état de contraintes effectives correspondant à la rupture est indépendant de la contrainte isotrope initiale σ_0 .

Conclusion

L'état des contraintes effectives à la rupture est indépendant de la contrainte de consolidation initiale σ_0 appliquée à l'échantillon lors de la première phase de l'essai triaxial U.U. Donc toute augmentation de (σ_1) , à (σ_3) constante est reprise entièrement par l'eau en termes d'une surpression interstitielle.

Les cercles de Mohr obtenus à la rupture en contraintes totales sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales, ils correspondent à un seul cercle de Mohr en contraintes effectives. Dans le cas d'un sol fin saturé l'enveloppe des cercles de Mohr est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales (figure 19), dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée et est notée C_u . On remarque dans ce cas que l'angle de frottement interne est nul : $\phi_{un} = 0$. Pour un essai U.U. réalisé sur un sol fin saturé (toutes les particules ou presque sont de dimensions $< 0,008\mu$ tel que la vase de Tunis) la résistance au cisaillement est régie par les caractéristiques dites à court terme on a $\phi_u = 0$, et

$$C = C_u \quad (5)$$

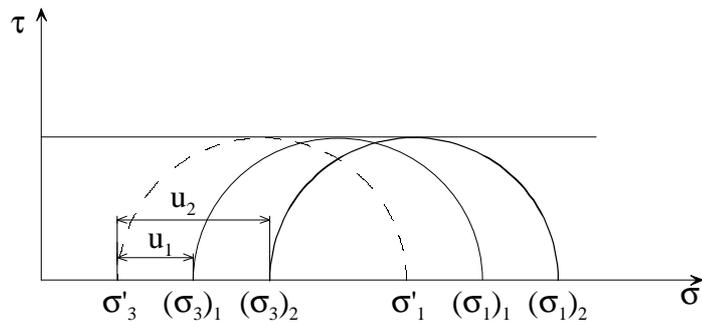


Figure 19. Courbe enveloppe obtenue à partir d'un essai non consolidé non drainé(U.U.)

Sur le tableau 2 on donne les caractéristiques non consolidées non drainées obtenues à la boîte de cisaillement pour quelques sols en Tunisie.

Sols	Profondeur (m)	C_u (kPa)	ϕ_u (°)
Argile de Grombalia	4,5	90	20
Sable argileux de MenzelBouzelfa	4,0	80	18
Argile de Tabarka	7,5	45	2,3
Vase reconstituée de Tunis	-	8 - 10	2
Vase Rades La Goulette			

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques à court terme de quelques sols Tunisiens

Cependant, si la granulométrie du sol fin présente une fraction de sableuse bien qu'il soit saturé, son angle de frottement interne non drainé n'est pas négligeable.

La cohésion non drainée d'un sol fin, comme pour la résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent, dépend de la compacité du sol. Or, cet état est lui même fonction de la contrainte effective maximale subie par le sol, c.à.d de la pression de préconsolidation σ'_c . Donc la cohésion non drainée est aussi une fonction de la contrainte σ'_c .

6.3.2.4 Essai consolidé non drainé (C.U.)

Il a deux buts :

- déterminer la variation de la cohésion non drainée C_u en fonction de σ'_c comme il l'a été évoqué ci-dessus, dans ce cas l'essai est réalisé à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement;
- déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme : C' et ϕ' en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture dans l'échantillon, dans ce cas l'essai doit être réalisé à l'appareil triaxial.

1^{ère} étape : On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 , qui peut être différente de la contrainte effective verticale à laquelle il était soumis in situ (figure 19a), c. à d. à la fin de cette étape l'échantillon est le siège d'un état de contrainte isotrope effective $\sigma' = \sigma_3$.

2^{ème} étape : En maintenant les orifices de drainage fermés, on augmente la contrainte axiale σ_1 jusqu'à la rupture en laissant la contrainte isotrope σ_3 constante (figure 19b).

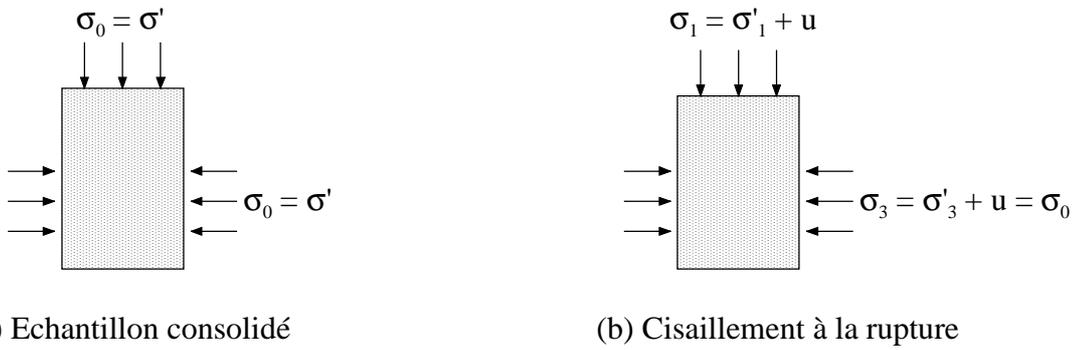


Figure 19. Etapes d'un essai de cisaillement consolidé non drainé C_U

Remarque :

Le drainage étant empêché dans la phase de cisaillement d'où la contrainte isotrope appliquée extérieurement de l'équilibre dans l'échantillon une surpression interstitielle et une contrainte effective

$$\sigma_0 = \sigma_3 = \sigma'_3 + u_0$$

u étant isotrope en la mesurant à la rupture on aura :

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u_0$$

Les cercles de Mohr obtenus à la rupture en contraintes totales, pour différentes valeurs de σ_0 , ont pour enveloppe une droite dont l'ordonnée à l'origine est notée C_{CU} . Cette droite n'est pas une courbe intrinsèque car elle traduit le comportement d'un mélange liquide-solide (figure 20).

En mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture, on peut tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives à la rupture et déterminer ainsi la courbe intrinsèque du squelette solide, et par suite déduire les caractéristiques à long terme de la résistance au cisaillement du sol à savoir ϕ' et C' .

L'essai consolidé non drainé est très utilisé pour déterminer les caractéristiques à long terme des sols, de préférence à l'essai consolidé drainé qui est toujours plus long à réaliser. A titre d'exemple, un essai consolidé drainé dure quelques semaines, alors qu'un essai consolidé non drainé dure quelques jours.

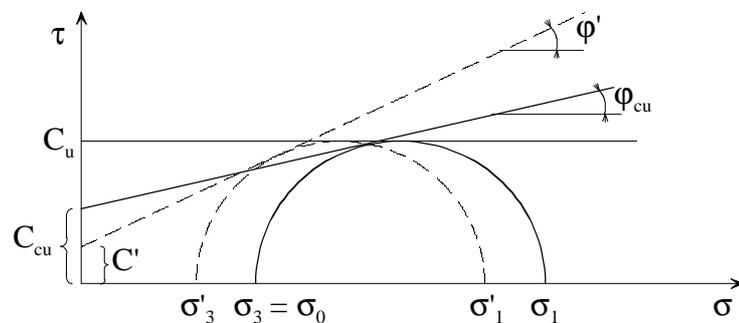


Figure 20. Courbe enveloppe obtenue lors d'un essai consolidé non drainé

* Variation de C_U en fonction de la contrainte de consolidation σ_0 :

- à la boîte de cisaillement on écrit simplement :

$$C_U = C_{CU} + \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi_{CU} \quad (6)$$

- à l'appareil triaxial, d'après la figure 20, on obtient :

$$C_U = C_{CU} \frac{\cos \varphi_{CU}}{1 - \sin \varphi_{CU}} + \sigma_0 \frac{\sin \varphi_{CU}}{1 - \sin \varphi_{CU}} \quad (7)$$

On définit le paramètre λ_{CU} permettant de calculer l'accroissement ΔC_U de la cohésion non drainée correspondant à l'accroissement de la pression de consolidation $\Delta \sigma_C$ par :

$$\lambda_{CU} = \frac{\Delta C_U}{\Delta \sigma_C} \quad (8)$$

en peut être déduit à partir de (6) et (7) mais en pratique il est calculé à partir de valeurs expérimentales de C_U et σ_C .

6.3.3 Détermination des caractéristiques mécaniques par d'autres essais

Il existe d'autres essais permettant de mesurer les caractéristiques mécaniques d'un sol. Au laboratoire on réalise l'essai de compression simple ou le scissomètre pour déterminer la cohésion non drainée. Sur chantier on utilise couramment les essais au pénétromètre, au pressiomètre, et au scissomètre (pour déterminer la résistance au cisaillement d'un sol à partir de la définition donnée par (8).

Les essais et appareillages permettant la détermination expérimentale du laboratoire des différentes caractéristiques mécaniques qui gouvernent la résistance au cisaillement d'un sol fin saturé sont regroupées dans le tableau 6.3.

Essai de compression simple

Il consiste à écraser un échantillon de sol intact entre les deux plateaux d'une presse. La contrainte axiale à la rupture est appelée résistance à la compression simple. C'est un essai du type U.U., qui est réalisé sans contrainte isotrope σ_0 (figure 21a). D'après le cercle de Mohr (figure 21b), on détermine R_C qui est la résistance à la compression simple du sol :

$$R_C = 2.C_U \quad (9)$$

Remarque :

R_C est en général inférieure à $2.C_U$ parce que le sol est en contact avec l'air, donc il n'est pas complètement saturé.

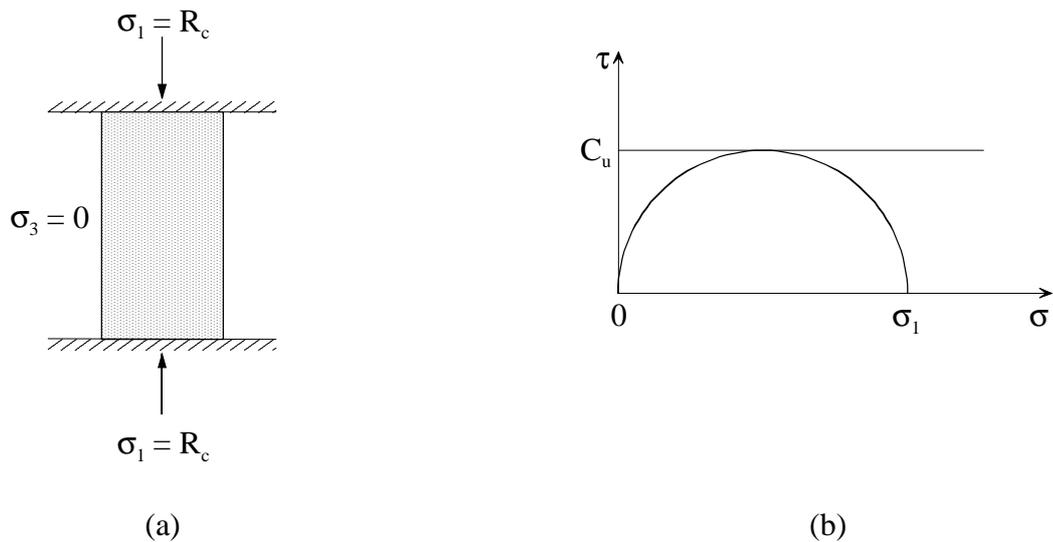


Figure 21. Essai de compression simple: sollicitation et résultat de l'essai

Les essais et appareillages permettant la détermination expérimentale du laboratoire des différentes caractéristiques mécaniques qui gouvernent la résistance au cisaillement d'un sol fin saturé sont regroupées dans le tableau 6.3.

6.3.4 Caractéristiques résiduelles

La résistance au cisaillement correspondant aux grands déplacements (tels que se produisant au cours des monts de pente ou talus) permet de définir des caractéristiques relatives à la résistance au cisaillement résiduelle du sol, il s'agit de :

- l'angle de frottement résiduel : $\varphi_{rés}$.
- la cohésion résiduelle : $C_{rés}$.

Ces caractéristiques présentent un grand intérêt pour les sols fins (beaucoup moins pour les sols pulvérulents) dans le problèmes de stabilité des pentes et des talus à long terme. Elles sont déterminées à partir de courbes effort-déformation pour les grandes déformations (figure 22). En général, la courbe intrinsèque dans le plan de Mohr est une droite passant par l'origine et d'angle $\varphi'_{rés}$ par rapport à l'axe des contraintes normales. On a toujours :

$$C_{rés} = 0 , \quad \varphi_{rés} < \varphi'$$

D'après [2] la différence $(\varphi' - \varphi_{rés})$ varie en général de 2° à 10° environ.

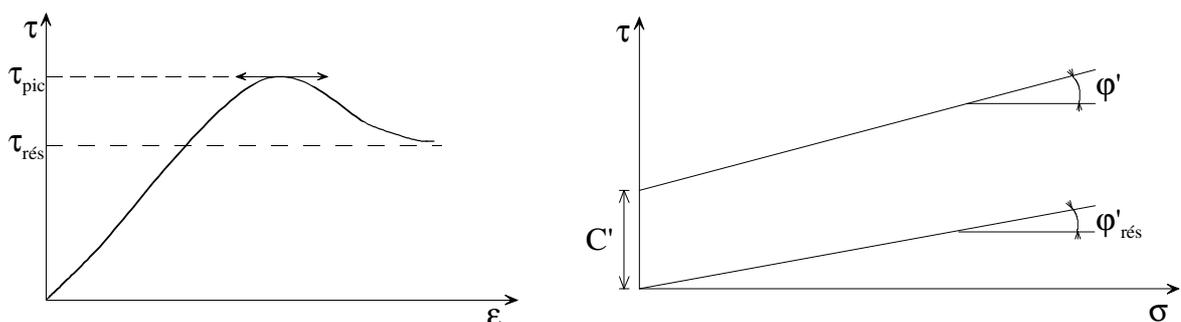


Figure 22. Caractéristiques résiduelles d'un sol

6.4 Cas d'application des caractéristiques mécaniques

6.4.1 Cas de φ_U , C_U et de φ' , C'

Soit un terrain argileux saturé, donc très peu perméable (figure 23a), sur lequel on prévoit la construction d'un immeuble. La vitesse de construction (vitesse de chargement) est considérée comme très grande par rapport à celle du drainage du sol.



Figure 23. Exemple de construction sur un terrain argileux

Pour calculer la stabilité des fondations vis à vis de la rupture en fin de construction, on utilisera dans ce cas les caractéristiques non consolidées non drainées φ_U et C_U appelées caractéristiques à court terme. Car à ce moment la consolidation du sol vient d'être amorcée (elle est pratiquement nulle).

Sous l'action de la charge P le sol va se consolider jusqu'à ce que les pressions interstitielles reviennent à leurs valeurs initiales (fin de consolidation primaire). Pour vérifier la stabilité des fondations en fin de consolidation primaire, on utilisera dans ce cas les caractéristiques consolidées drainées C' et φ' appelées caractéristiques à long terme.

Si le bâtiment est fondé sur un sable perméable, le drainage se fait au fur et à mesure de la construction, et la capacité portante des fondations sera calculée uniquement avec les caractéristiques φ' et C' .

6.4.2 Cas de φ_{CU} et C_{CU}

Soit un sol compressible saturé (figure 24) qui a pour caractéristiques :

- une cohésion apparente : $C_U \neq 0$;
- un angle de frottement apparent $\varphi_U = 0$.

Le milieu est non drainé et l'eau est incompressible, donc toute augmentation de la contrainte σ se traduit par une augmentation identique de la pression interstitielle. La contrainte effective σ' et la contrainte de cisaillement ne sont pas influencées par cette augmentation (voir le paragraphe 6.3.2.3).

Dans le cas (a) de la figure 24, la valeur $C_U = C_{U1}$ dépend de la pression de consolidation σ_v du sol. On réalise un préchargement sous une contrainte P_0 (maintenue constante jusqu'à consolidation totale. Le sol qui a tassé s'est consolidé. Si après consolidation sous la contrainte P_0 , on effectue sur ce sol un essai non consolidé non drainé (U.U.), on trouvera une valeur de la cohésion non drainée C_{U2} associée à $\varphi_U = 0$, telle que : $C_{U2} > C_{U1}$.

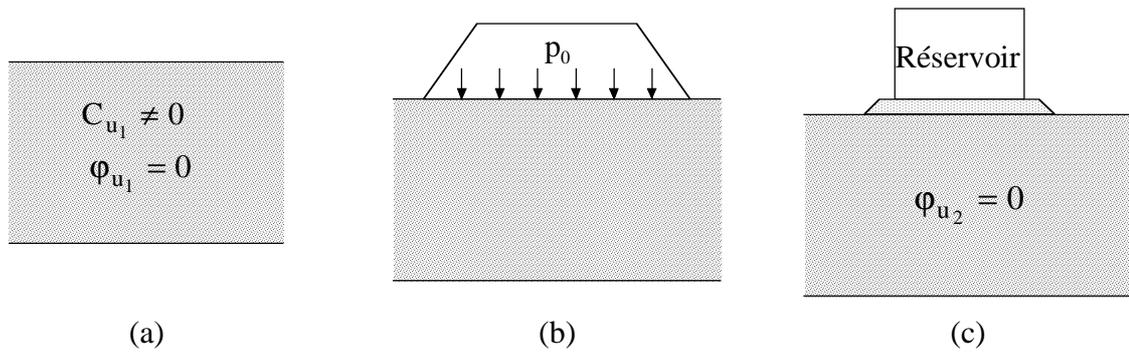


Figure 24. caractéristiques consolidées non drainées

L'essai consolidé non drainé permet d'évaluer C_{u2} connaissant la valeur de P_0 .

Supposons qu'après enlèvement de la surcharge, un réservoir soit construit sur le sol préalablement consolidé sous P_0 (par préchargement), pour étudier la stabilité à court terme on utilisera les valeurs : $C_{u2} \neq 0$ et $\varphi_{u2} = 0$ déduites de l'essai non consolidé non drainé.

Remarque :

Comme c'est généralement le cas, pour des raisons de délai, le préchargement ne peut être conduit que jusqu'à un degré de consolidation $U < 100\%$. On peut admettre en première approximation que le gain de cohésion apparente est proportionnel à U (figure 25) c.à.d que la cohésion intermédiaire atteinte C_{u3} est donnée par l'expression :

$$C_{u3} = C_{u1} + (C_{u2} - C_{u1}) \frac{U}{100}$$

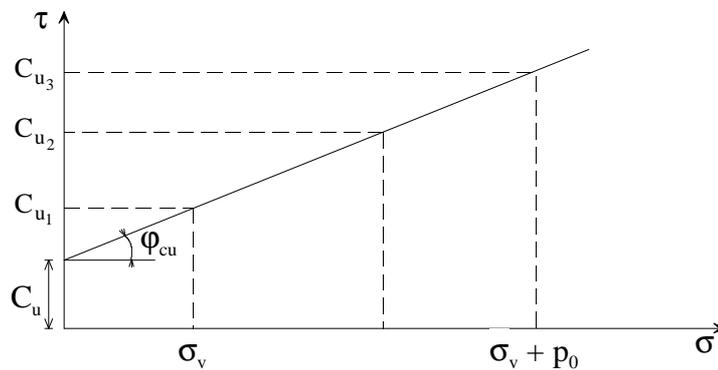


Figure 25. Résultat d'un essai consolidé non drainé à la boîte de cisaillement

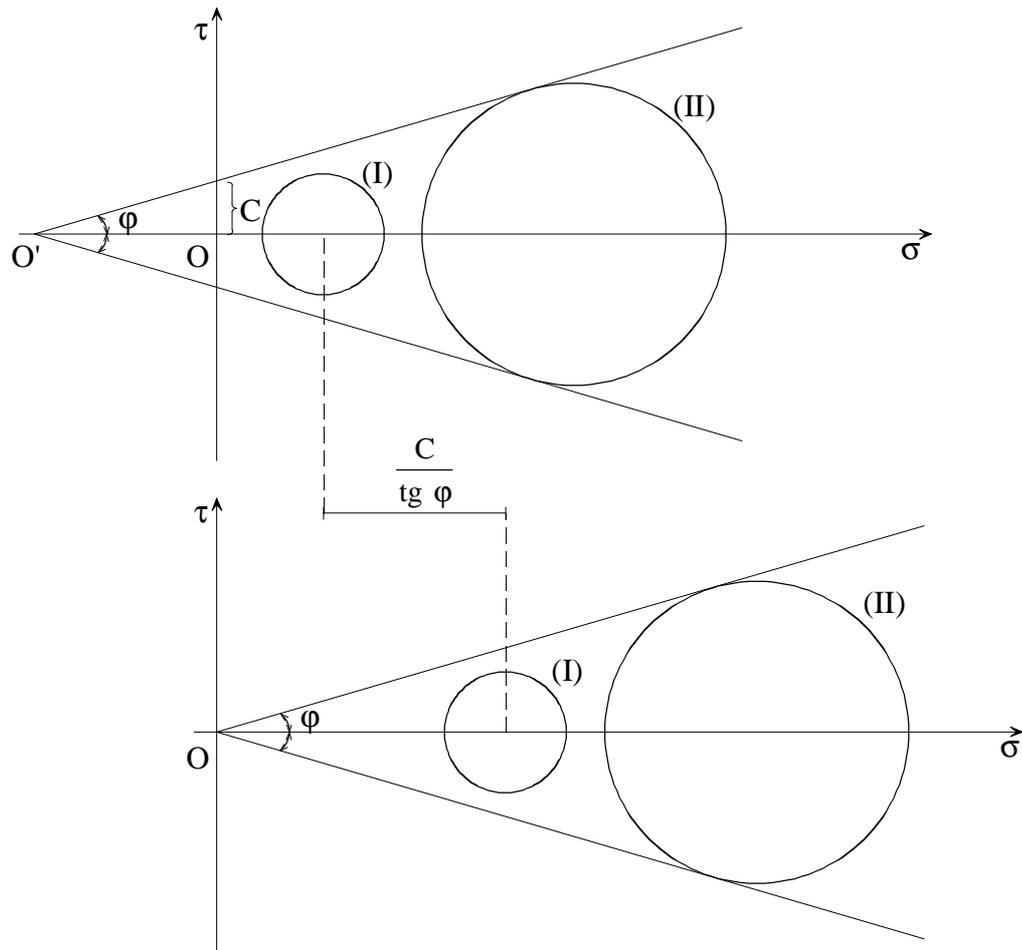


Figure 26. Courbes intrinsèques d'un sol cohérent et d'un sol pulvérulent ayant le même angle de frottement

6.5 Théorème des états correspondants

Sur la figure 26a est représentée la courbe intrinsèque d'un sol cohérent, ayant une cohésion C et un angle de frottement φ , avec :

- le cercle de Mohr (I) qui correspond à un équilibre limite,
- le cercle de Mohr (II) qui correspond à un équilibre surabondant.

La figure 26b représente la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent ($C = 0$) ayant le même angle de frottement que le sol cohérent.

On remarque que les deux cercles de Mohr ont subi une translation égale à OO' . Cette translation revient à appliquer une contrainte normale supplémentaire d'intensité égale à $C/\text{tg}\varphi$, en chaque point et sur chaque facette (contrainte isotrope), d'où le théorème dû à Caquot :

On peut passer d'un milieu cohérent à un milieu pulvérulent ayant le même angle de frottement en appliquant sur la frontière du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à $C/\text{tg}\varphi$

La démonstration de ce théorème se fait dans le cadre de l'approche par l'intérieur (par les contraintes) de la théorie du calcul à la rupture (BOUASSIDA, 1999).

En pratique, et comme l'illustre la figure 27, le comportement à long terme d'un sol fin surconsolidé est équivalent au comportement d'un sol grenu ($C = 0$), qui en plus des contraintes existantes dans le sol serait soumis à une contrainte isotrope $C'/\text{tg}\varphi'$.

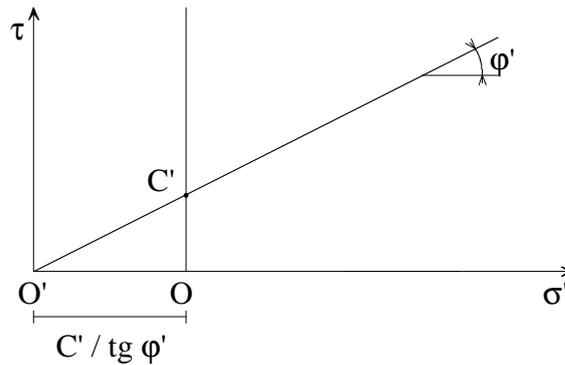


Figure 27. Comparaison entre un sol pulvérulent et un sol cohérent lors du comportement à long terme

Essais	Appareillage	Comportement et caractéristiques
Consolidé Drainé (C.D.)	Boîte Triaxial	Long terme (L.T.) $\rightarrow (C', \varphi')$ $C' = 0$: Normalement consolidé $C' > 0$: Surconsolidé
Non consolidé non drainé (U.U.) $\sigma_3 = 0$: Compression simple	Boîte & Triaxial « de révolution »	Court terme (C.T.) $\rightarrow (C_U, \varphi_U)$ $R_c = 2C_U$
Consolidé non drainé (C.U.) La consolidation est faite sous la contrainte σ_0	Boîte & Triaxial « de révolution »	(C.T.) $\rightarrow C_U(\sigma_0)$ \downarrow (C_{CU}, φ_{CU}) $\rightarrow \text{tg} \lambda_{CU}$ Caractéristique du mélange « grains-eau »
(C.U.) Avec mesure de la pression interstitielle à la rupture	Triaxial « de révolution »	(L.T.) \downarrow (C', φ')

Caractéristiques de la résistance au cisaillement d'un sol fin saturé.

6.6 Application

Les caractéristiques mécaniques d'une argile normalement consolidée saturée sont : $C' = 0$ $\varphi' = 25^\circ$. Elles ont été déterminées sur un échantillon prélevé à 10 m de profondeur ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, la nappe est au niveau du terrain naturel) par trois essais du type C.U. avec mesure de la pression interstitielle. Pour le deuxième essai consolidé à la contrainte verticale en place, on enregistré à la rupture $u = 20 \text{ kPa}$.

- Déterminer les contraintes effectives et les contraintes totales de l'essai n° 2.
- Déterminer la cohésion non drainée de l'argile à 10 m de profondeur.

Réponses

- La contrainte de consolidation de l'essai n°2 est la contrainte effective appliquée à 10 m de profondeur, soit :

$$\sigma_3 = \sigma'(10\text{m}) = 100 \text{ kPa}$$

Pour l'essai n°2 la pression interstitielle à la rupture est $u = 20 \text{ kPa}$, d'où la contrainte effective à la rupture est : $\sigma_3 = 80 \text{ kPa}$.

Détermination des contraintes principales σ_1 et σ'_1 : L'argile est normalement consolidée ($C' = 0$), la courbe intrinsèque passe donc par l'origine du plan de Mohr, on écrit donc :

$$\sin \varphi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

d'où on obtient :

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \sigma'_3$$

Pour $\sigma'_3 = 80 \text{ kPa}$, on obtient : $\sigma'_1 = 197 \text{ kPa}$;

la contrainte totale est donc : $\sigma_1 = 217 \text{ kPa}$.

b) La cohésion non drainée de l'argile à 10 m de profondeur est déterminée par :

$$C_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Soit : $C_u = 58,5 \text{ kPa}$.