

Chapitre 3

La résistance au Cisaillement des Sols

3.1 Comportement élastoplastique des sols

Dans les chapitres précédents, on a étudié le comportement des sols sous faibles taux de chargement (domaine élastique). Dans ce chapitre, nous traitons les grandes déformations, c'est à dire le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture.

La loi de Hooke n'est plus valable, on utilise alors une **nouvelle loi** appelée :

- **Critère d'écoulement plastique** qui représente la frontière du domaine d'élasticité.
- Ou le **critère de rupture** représenté par la courbe intrinsèque qui est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture.

Au moment de la rupture d'un sol, il y a un glissement entre les particules solides, d'où le terme de résistance au cisaillement.

Tout sol présente une résistance au cisaillement qui est due au frottement inter-granulaire (contact entre les grains) et aux forces d'attraction entre les particules dans le cas des sols fins. du à la dureté des grains et à l'état de surface de contact.

On définit aussi la rupture dans un sol à partir des courbes contraintes déformations dans des essais à déformation contrôlée.

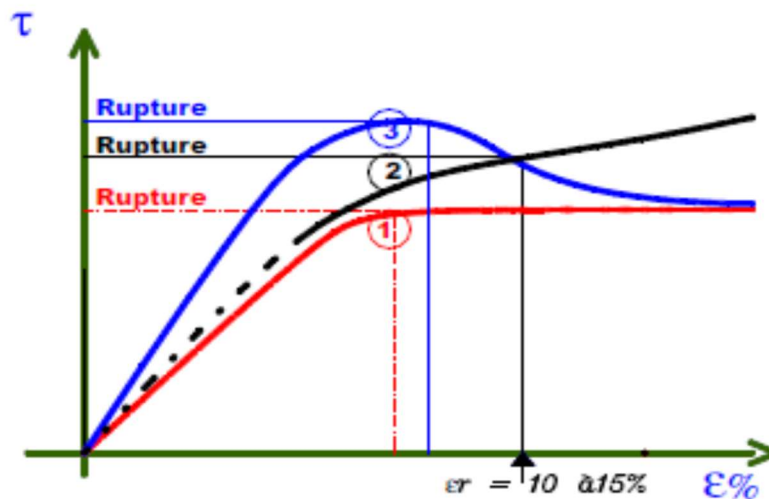


Fig. 3.1 Courbe contrainte déformation lors d'un essai de cisaillement

1 : Comportement élastique parfaitement plastique.

2 : Comportement élasto-plastique écrouissable.

3 : Comportement élasto-plastique écrouissable.

La connaissance de la résistance au cisaillement d'un sol (ou de sa courbe intrinsèque modélisée généralement par le critère de rupture de Coulomb) sert pour la résolution d'un grand nombre de problèmes de Génie Civil :

- Capacité portante des fondations superficielles et profondes.
- Stabilité des ouvrages de soutènement.
- Stabilité des talus, pentes et barrages, etc..

3.2 Comportement à court terme et à long terme des sols (cas des sols saturés)

Un sol saturé soumis à des forces, subit une variation de volume. L'eau est incompressible, alors cette variation a lieu s'il y a mouvement de l'eau (apport ou export).

Dans le cas d'un **sol grenus**, on sait que sa perméabilité est élevée, donc l'écoulement de l'eau est très rapide. Le comportement de ce sol, de même que sa résistance, ne sont régis que par celui du squelette solide.

Dans le cas d'un **sol fin** saturé, la perméabilité est très faible, l'écoulement de l'eau est très lent et le changement de volume se traduit par une surpression (export de l'eau) ou une dépression (apport d'eau) dans l'eau interstitielle.

On considère donc deux comportements extrêmes du sol :

- **Un comportement à court terme (C.T)** : L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement non drainé (étude en contraintes totales).
- **Un comportement à long terme (L.T)** : Au bout d'un temps assez long (fin de la consolidation primaire), l'eau libre s'est évacuée. Le comportement du sol est régi uniquement par celui du squelette solide (étude en contraintes effectives).

3.3 Détermination des paramètres de résistance des sols en laboratoire

Les principaux essais de laboratoire sont :

- a) Essai de cisaillement direct.
- b) Essai tri axial.
- c) Essai de compression simple.

La réalisation des essais « a » et « b » nécessite deux phases :

- **Phase 1** : Remise sous l'état de contraintes en places (saturation et application de contraintes jusqu'à $u=0$).
- **Phase 2** : Cisaillement proprement dit.

Selon le drainage pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on distingue trois types d'essais

- Essai non consolidé non drainé (UU).
- Essai consolidé non drainé (CU).
- Essai consolidé drainé (CD).

3.3.1 Essai de cisaillement direct

L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boîtes qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale ($\sigma = N/S$), S : section horizontale de la boîte de cisaillement), puis à un effort de cisaillement T jusqu'à la rupture tout en mesurant le déplacement horizontal de la demi boîte.

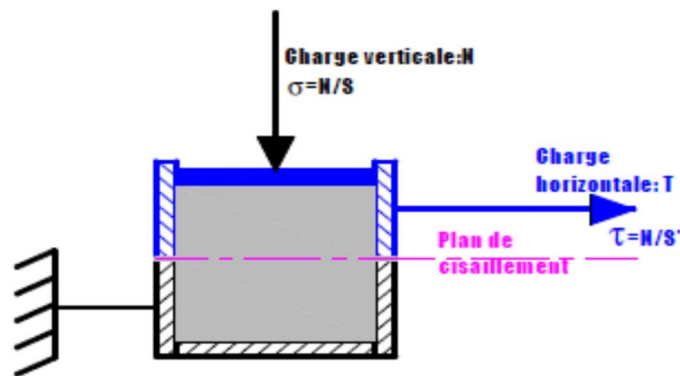


Fig. 3.2 Boîte de cisaillement direct

Trois échantillons identiques doivent être testés, pour trois contraintes normales différentes. Les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales $\tau = f(\sigma)$.

Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb :

$$\tau_{rupt} = C + \sigma_{rupt} \tan \varphi \dots\dots\dots(1)$$

3.3.1.1 Essai Consolidé Drainé (C.D)

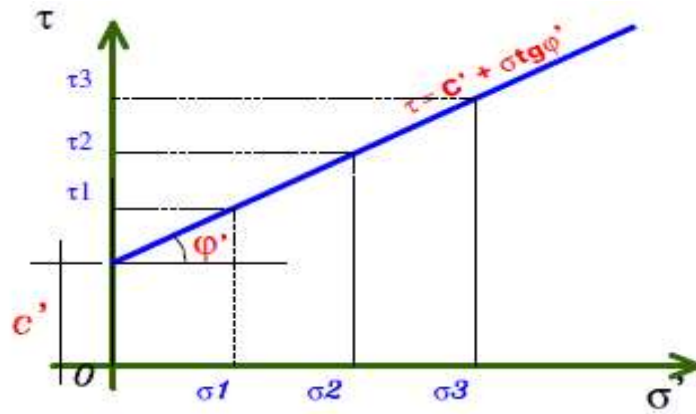


Fig. 3.3 Courbe contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale lors d'un essai de cisaillement direct C.D

c', ϕ' : Les paramètres de résistance au cisaillement

c' : Cohésion non drainée.

ϕ' : Angle de frottement interne effectif.

3.3.1.2 Essai non consolidé non drainé (U.U)

Essai réalisable pour les sols fins

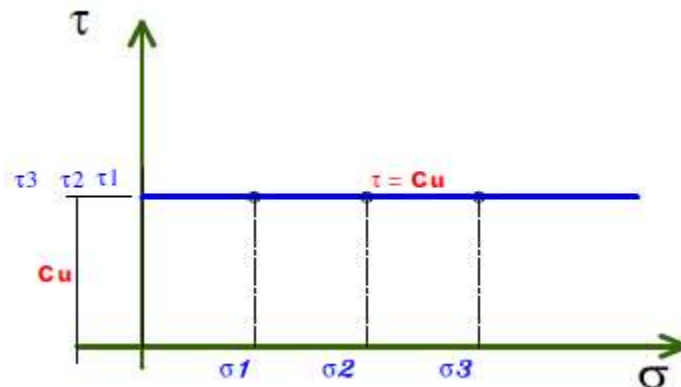


Fig. 3.4 Courbe contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale lors d'un essai de cisaillement direct U.U

C_u : Résistance au cisaillement non drainé.

3.3.2 Essai triaxial :

Pour trois éprouvettes identiques ($\varnothing=36$ mm, $h=2\varnothing$) d'un sol donné, on applique pour chacune les états de contraintes représentés comme suit :

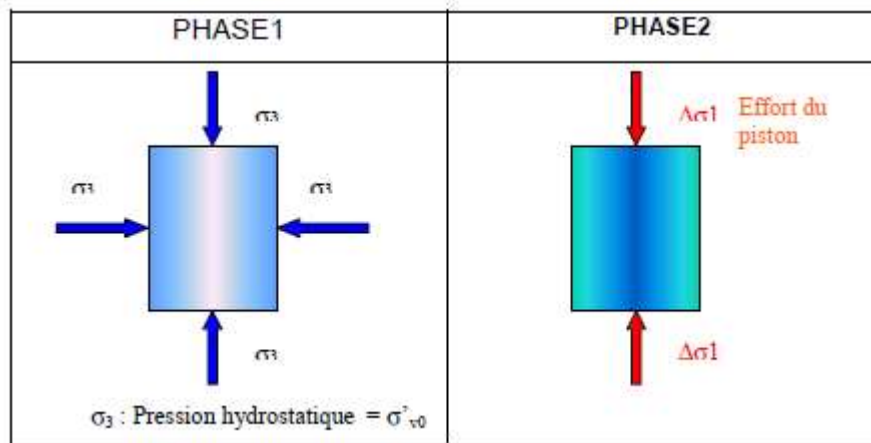


Fig 3.5 Champs de contraintes à l'appareil triaxial

A la rupture, on note les valeurs des contraintes principales :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1 \text{ et } \sigma_3$$

$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ étant le déviateur de contraintes.

3.3.2.1 Essai non consolidé non drainé (UU)

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales.

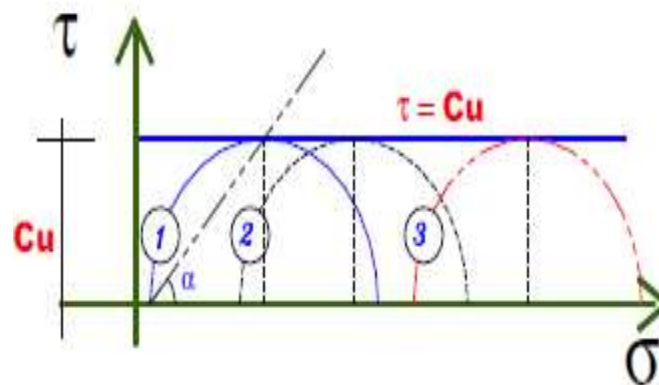


Fig. 3.6 Essai triaxial UU.

Essai 1 : σ'_3 et σ'_1 ; Essai 2 : σ''_3 et σ''_1 ; Essai 3 : σ'''_3 et σ'''_1

L'orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4$

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \dots\dots\dots(2)$$

NB : Cet essai ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle.

Le critère de rupture est :

- En terme de contraintes appliquées sur le plan de rupture :

$$\tau = C_u \quad \sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \dots\dots\dots(3)$$

- En terme de contraintes principales : $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

3.3.2.2 Essai Consolidé Drainé (C.D) (Essai très lent : Contraintes effectives)

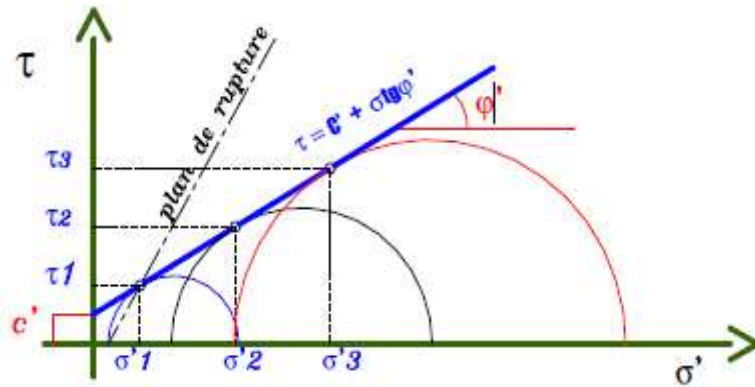


Fig. 3.7 Résultats de l'essai CD a l'appareil triaxial

Orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4 + \varphi'/2$

Le critère de rupture est :

En terme de contraintes sur le plan de rupture : $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$

En termes de contraintes principales :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \dots\dots\dots(4)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 + \varphi'/2)$$

3.3.2.3 Essai Consolidé non Drainé (C.U)

Il a pour but :

- la détermination des paramètres de résistance effectifs (c' , φ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture.

- La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés (C_{cu} , φ_{cu})

- L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives

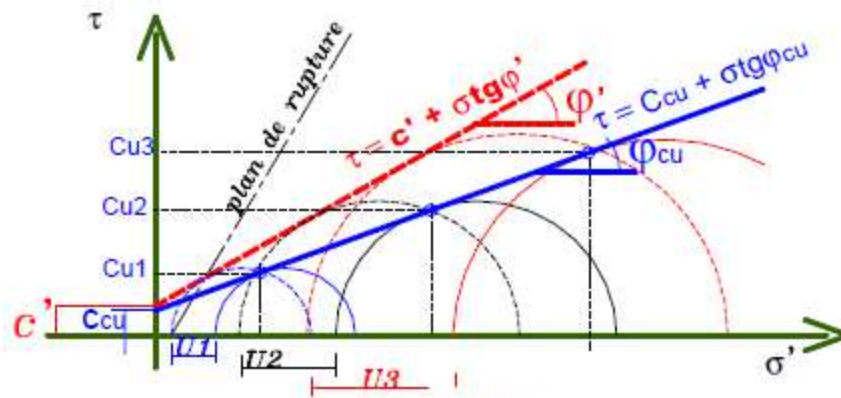


Fig 5.8

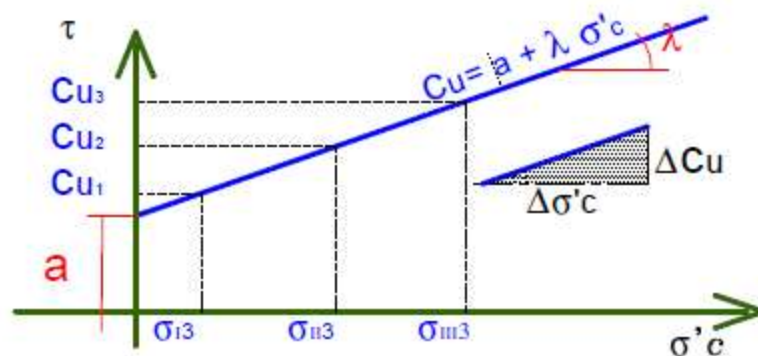


Fig. 3.8 Résultats d'essai triaxial C.D

L'orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4 + \phi'/2$

Le critère de rupture est :

- En terme des contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (\pi/4 + \phi'/2)$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

- En terme des contraintes totales :

$$\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2c_{cu} \sqrt{K_p} \dots \dots \dots (5)$$

$$K_p = \tan^2 (\pi/4 + \phi_{cu}/2)$$

$$\tau = c_{cu} + \sigma_{cu} \tan \phi_{cu}$$

L'accroissement de la cohésion non drainée est : $\Delta C_u = \lambda \Delta \sigma'_c$

$\Delta \sigma'_c$: l'accroissement de la pression de consolidation.

3.3.3 Essai de compression simple

L'essai consiste à appliquer une charge axiale sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. L'essai étant rapide, les résultats sont représentés en contraintes totales.

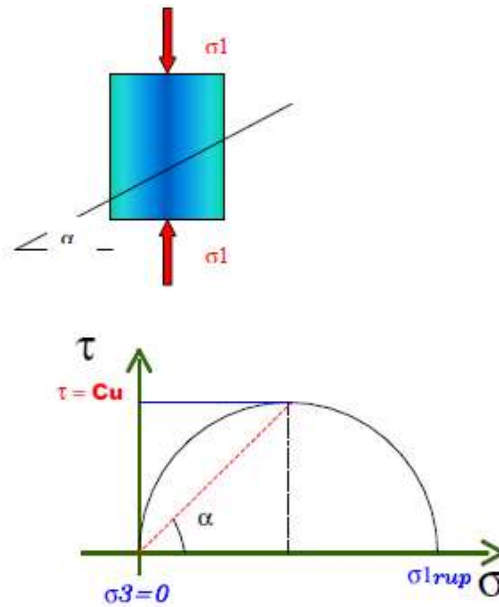


Fig. 3.9 Résultats de l'essai de compression simple

Orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4$

La cohésion non drainée est : $Cu = \sigma_1 / 2$

3.4 Conclusion :

La majorité des phénomènes de rupture dans le sol sont attribués à une défaillance de la résistance au cisaillement, d'où l'importance de l'examen de cette propriété mécanique. Le chapitre a présenté de façon succincte, les idées essentielles relatives à trois aspects qui sont, les caractéristiques mécaniques, le comportement au cisaillement et les applications liées à l'interaction sol-structure, c.à.d, le comportement des interfaces sol-ouvrage enterré. Les caractéristiques mécaniques liées au frottement interne sont suffisantes pour des fins de conception des projets.

QUESTIONS A DEBATTRE

- 1- Selon le critère de Coulomb, de quoi dépend la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture ?
- 2- Quelles sont les circonstances qui provoquent généralement une rupture du sol ?
- 3- Pourquoi utilise-t-on l'angle de frottement interne effectif pour les sols pulvérulents ?