REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE FERHAT ABBAS-SETIF 1

INSTITUT D'ARCHITECTURE ET DES SCIENCES DE LA TERRE

DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE

MASTER OPTION : GEOLOGIE DE L'INGENIEUR ET GEOTECHNIQUE

CHAPITRE I

Mécanique des sols et des travaux de fondations

Dr. HADJI Riheb.

Master 1 Géologie de l'ingenieur et Géotechnique, Semestre 2,

Année Universitaire 2019 - 2020

Intitulé du Master : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Semestre : 2

Intitulé de l'UEF21 : MDR-MDS

Intitulé de la matière 2: Mécanique des sols et des travaux des fondations

Crédits : 06

Coefficients :03

Objectifs de l'enseignement

Après le succès à cette matière, l'étudiant sera apte à maîtriser les caractéristiques mécaniques des sols

Connaissances préalables recommandées

Connaissance en mécanique des milieux continus

Contenu de la matière

Chap I : Résistance au cisaillement des sols

Chap II : Poussée et buté des terres, murs de soutènement et rideaux de palplanches.

Chap III : Les fondations superficielles et profondes

Chap IV : Les glissements des terrains et les méthodes de confortements

TD :

-Exercices sur le calcul et le dimensionnement des murs de soutènement

-Exercices sur le calcul et le dimensionnement des fondations superficielles et profondes

-Calcul classique de stabilité des pentes

TP : Essais mécaniques

- Essais oedométrique - Essais de compression simple -Essais Brisilien -Essais de cisaillement rectiligne;

Mode d'évaluation : Examen : 70 % Travaux pratiques : 30 %

Références

Cosket, Sanglerat (1981). Cours pratique de mécanique des sols, tome I. Dunod, Paris.

Cosket, Sanglerat (1981). Cours pratique de mécanique des sols, tome II. Dunod, Paris.

Schlosser F. (1988). Elément de mécanique des sols.267 pp. Press des ponts et chaussées.

Terzaghi et Peck (1965). Mécanique des sols appliquée. Dunod, Paris.

CHAPITRE I

La resistance au cisaillement des sols

1. Introduction

Tout sol présente une résistance au cisaillement qui est due au frottement inter-granulaire et aux forces d'attraction entre les particules. L'application de contraintes de cisaillement excessives sur lessols,conduit inévitablement à des ruptures ; parfois désastreuses ! C'est pour cette raison que l'étude de la résistance au cisaillement des sols est essentielle dans le domaine de la géologie de l'ingénieur. La connaissance de la résistance au cisaillement d'un sol sert pour la résolution d'un grand nombre de problèmes de Géo-ingénierie tel que : la capacité portante des fondations, la stabilité des pentes et l'équilibre des ouvrages de soutènement, etc.

Les critèresde ruptures sont très utiles dans l'analyse de ces problèmes.Ils varient des lois linéaires pour le comportement élastique lors des petites déformations aux lois de comportement élasto-plastique, écrouissablepour les grandes déformations (calcul à la rupture). Le critère de rupture est généralementreprésenté par une courbe intrinsèque. Au moment de la rupture, il y a un glissement entre les particules solides, d'où le terme de résistance au cisaillement.On définit aussi la rupture dans un sol à partir des courbes contraintesdéformations dans des essais à déformation contrôlée.

2. Modèles simplifiés de comportement des sols

2.1. Notion de contrainte effective

L'approximation de Terzaghi consiste à considérer que le sol est composé de deux milieux couplés, l'ossature granulaire et l'eau interstitielle. Dans un sol saturé, les contraintes totales notées σ se répartissent entre le squelette solide (contraintes effectives notées σ') et l'eau (pression interstitielle isotrope notée $\boldsymbol{u}$). D'où la relation de Terzaghi : $\sigma = \sigma' + u$ et $\tau = \tau'$.

Dans un sol non saturé, la phase liquide n'est plus continue. Donc, si l'on néglige les contraintes de capillarité, u est partout nulle$\sigma = \sigma'$, $\tau = \tau'$.

2.2. Sols pulvérulents

Les sables et graviersétant perméables, il est habituellement considéré qu'il ne s'y développe pas de pression interstitielle. Il est constaté par l'expérience que la courbe intrinsèque dans le plan de Mohr peut être correctement assimilée à une droite passant par l'origine. L'angle φ qu'elle forme avec l'axe des σ est appelé angle de frottement interne du sol.

Il y a début de glissement, et le domaine de la plasticité est atteint lorsque : $\tau = \sigma.tan\varphi$.
Pour un sable donné, il a été constaté expérimentalement que $tan\varphi=K/e$,où le coefficient $K \approx$ 0,45 à 0,55 dépend de la forme des grains et de leur répartition granulométrique.

3. 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).
Les sols grenus, ont une perméabilité élevée, et par conséquent 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.
Les sols finssaturés, ont une perméabilité 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: L'eau n'a pas eu encore le tempsde s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'uncomportement non drainé (étude en contraintes totales).
- Un comportement à long terme: Au bout d'un temps assez long(fin de la consolidation primaire), l'eau libre s'est évacuée. Lecomportement du sol est régi uniquement par celui du squelette solide(étude en contraintes effectives).

4. Essais de résistance des sols au cisaillement

Les principaux essais de laboratoire qui permettent de mesurer la résistance des sols au cisaillement sont :l'essai de compression simple, l'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial. Ces essais sont les plus classiques dans le domaine de la MDS, mais il existe d'autres essais :
La compression isotrope (triaxial pour lequel $\sigma1 = \sigma2 = \sigma3$ pendant l'essai) ;
La compression à déformation latérale nulle ou essai oedométrique.

4.1. Essai de compression simple

L'essai de compression simple($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$)est facile à interpréter en contraintes totales. Cet essaiconsiste à appliquer une charge axiale (sans confinement) sur l'échantillon du sol etl'augmenter progressivement jusqu'à la rupture.En effet, le cercle de Mohr passe par l'origine et a pour diamètre σ_1, d'où : $cu= \sigma_1/2$**.** L'essai étant rapide, lesrésultats sont représentées en contraintes totales (Fig. 1).

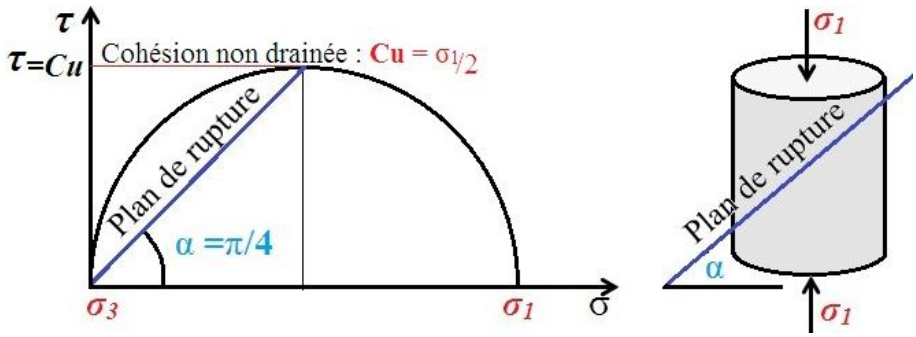

Figure 1 :Essai de compression simple.

4.2.Essai de cisaillement direct

La réalisation del'essaide cisaillement direct nécessite tout d'abordune remise sous l'état de contraintes en places (saturation etapplication de contraintes jusqu'à u=0) suivi de cisaillement proprement dit.Cet essai est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis, au bénéfice de l'essai triaxial.

L'essai à la boîte de Casagrande est un essai simple,économiqueet rapide.L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boites séparées par un plan horizontalqui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale (σ=N/S), ensuite à un effort de cisaillement T jusqu'à la rupture.

Au cours de l'essai, on mesure la force de cisaillement T de même que le déplacement horizontal δ et vertical ΔH.

Au moins 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 $\tau = f(\sigma)$. D'où s'obtient la courbe intrinsèque (en reportant les couples (σ,τ)). Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb : $\tau_{rupt}=C+\sigma_{rupt}.tg\varphi$.Cet essai permet la détermination des caractéristiques de résistance des sols : l'angle de frottement interne φ et la cohésion c.

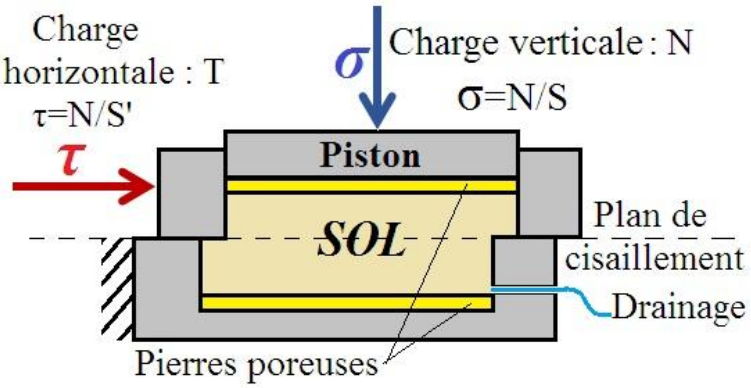

Figure 2 : Schéma de la boîte de cisaillement.

Selon le cheminement des contraintes et des conditions de drainage, il existe trois modes opératoires: le consolidé drainé, le consolidé non drainé et le non consolidé non drainé.

4.2.1. Essai consolidé drainé (C.D)

Dans l'essai consolidé, drainé, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant u=0.

Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation $\tau = c' + \sigma'.tan\varphi'$ Les paramètres résistance au cisaillement (ou caractéristiques inter-granulaires du sol)sontφ', angle de frottement effectif, et c', cohésion drainée.

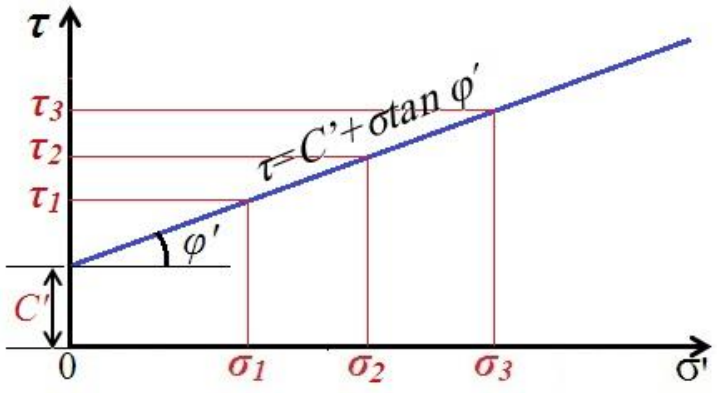

Figure 3 : Interprétation graphique de l'essai consolidé drainé.

4.2.2. Essai non consolidé non drainé (U.U)

Dans l'essainon consolidé non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme.Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer « *cu* » cohésion non drainée. L'angle de frottement interne $\varphi_u$est généralement supposé nul. Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins.

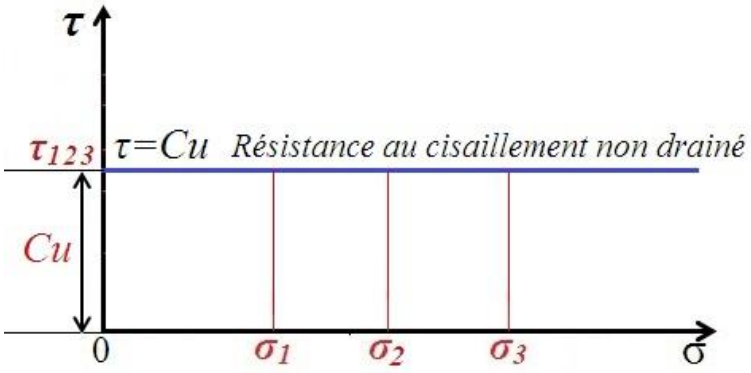

Figure 4 : Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé.

4.2.3. Essai consolidé non drainé (C.U)

Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de « *u* », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder aux caractéristiques inter-granulaires du sol *c'* et ϕ', à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

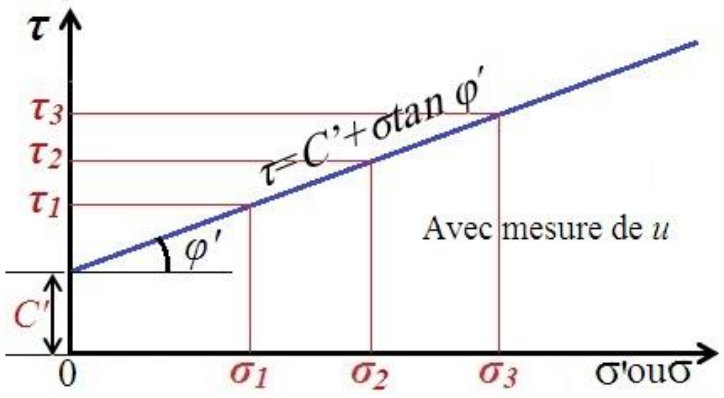

Figure 5 : Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.

4.3.Essai triaxial :

L'essai triaxial est développé pour contourner les limites de l'essai de cisaillement direct. Quoi qu'il soit plus complexe, il est le plus appropriépour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque d'un sol fin. En effet, on contrôle mieux les conditions de drainage et il n'y a pas de rotation des plans principaux. De plus, le plan de rupture peut être quelconque. L'échantillon étant de forme cylindrique, on suppose que les contraintes appliquées aux extrémités de l'échantillon sont des contraintes principales.

Expérimentalement on prépare trois échantillons réputés identiquesd'un sol donné dans des éprouvettes cylindriques(*Φ*=36 mm, h=2*Φ*), onplace chaqueéchantillon de sol dans une cellule contenant de l'eau, dont une membrane étanche le sépare. Par l'intermédiaire de l'eau, une contrainte radiale uniforme et constante $\sigma_2=\sigma_3$est appliquée. Un piston applique une contrainte axiale $\sigma_1$croissante. Trois ruptures sont en général réalisées, sous différentes valeurs de σ_3. Elles permettent de tracer la droite tangente aux trois cercles de Mohr(droite de Coulomb). Généralement celui pour lequel l'extrémité de diamètre $\sigma_1$correspond au pic de contrainte. C'est la contrainte principale majeure, $\sigma_3$étant la contrainte principale mineure. Son ordonnée à l'origine (*c*) est par définition la cohésion du sol. L'angle φformé avec l'axe des contraintes normales est l'angle de frottement interne du sol. Les sols pulvérulents sont dépourvus de cohésion.Le déviateur de contraintes $\Delta\sigma1 = \sigma_1 - \sigma_3$.

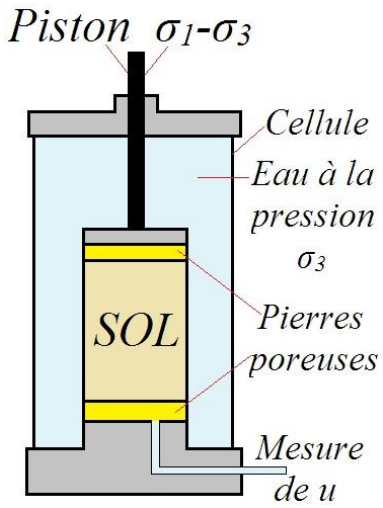

Figure 6 - schéma de d'une cellule triaxiale.

Selon le cheminement des contraintes et des conditions de drainage, il existe trois essais:

4.3.1. Essai non consolidé non drainé (UU).

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales. Il ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle.

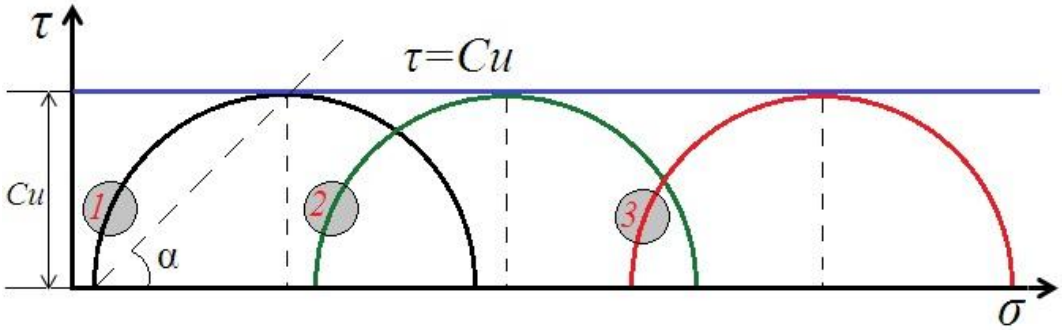

Figure 7 :Résultats de l'essai U.U à l'appareil triaxial.

Essai 1 : σ_3^1et σ_1^1, Essai 2 : σ_3^2et σ_1^2, Essai 3 : σ_3^3et σ_1^3

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

Le critère de rupture est :

- En terme de contraintes appliquées sur le plan de rupture :τ = Cu $\sigma=(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
- En terme de contraintes principales : Cu $=(\sigma_1 - \sigma_3)/2$

4.3.2. Essai Consolidé Drainé (C.D)

(Essai très lent : en contraintes effectives)

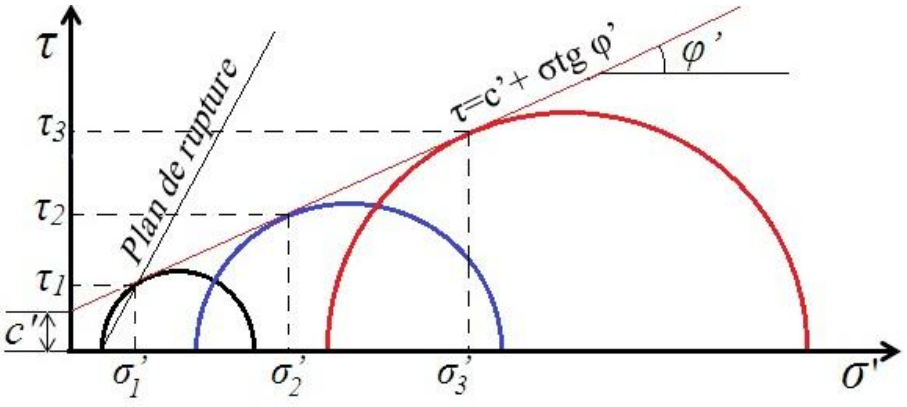

Figure 8 : Résultats de l'essai C.D à l'appareil triaxial.

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

Le critère de rupture est :

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

En termes de contraintes principales :

$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + 2 c'\sqrt{K_p}$

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

4.3.3. Essai Consolidé non Drainé (C.U)

L'Essai Consolidé non Drainéà pour but :

- la détermination des paramètres de résistance effectifs (c', φ') en mesurantla 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 lapression de consolidation.

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

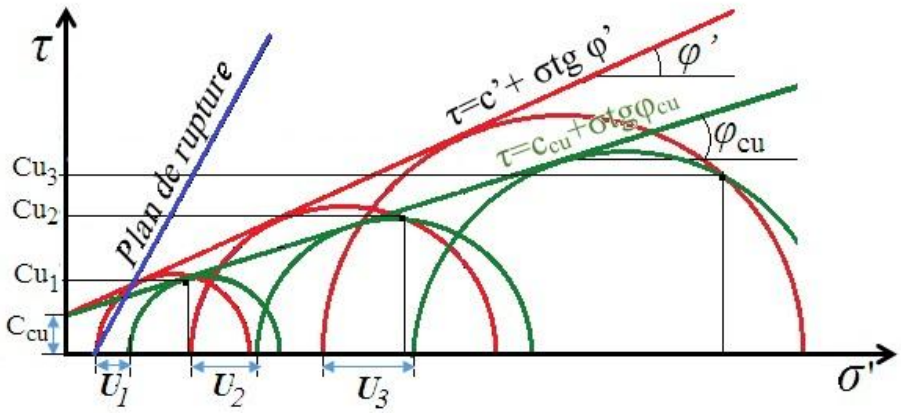

Figure 9 : Résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial.

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

Le critère de rupture est :

- En terme des contraintes effectives :

$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c'\sqrt{K_p}$. avec $K_p = tg^2(\pi/4 + \varphi'/2)$

$\tau = c' + \sigma' tg\ \varphi'$

- En terme des contraintes totales :

$\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2\ C_{cu}\sqrt{K_p}$.avec $K_p = tg^2(\pi/4 + \varphi_{cu}/2)$;

$\tau = C_{cu} + \sigma tg\ \varphi_{cu}$.

L'accroissement de la cohésion non drainée est : $\Delta_{Cu} = \lambda \Delta\sigma'c$.

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

λ= la pente de la droite $Cu = a + \lambda\ \sigma'_c$:interprettantles cisaillements en fonction des pression de consolidation $Cu = f(\sigma'_c)$.