Mécanique des sols l

- Chapitre I
 Propriétés physiques des sols
- Chapitre II
 Hydraulique des sols
- Chapitre III
 Déformations des sols

Chapitre IV
 Résistance au cisaillement des sols



Chapitre IV Résistance au cisaillement des sols

Objectifs de ce chapitre

- Représenter les états de contraintes dans les sols
- Étudier la résistance au cisaillement des sols à partir d'essais en laboratoire
- Évaluer le comportement des sols à court et long terme

Chapitre IV Résistance au cisaillement des sols

- 1- Notions élémentaires sur la rupture des sols
- 2- Rappels sur les contraintes conventions
- 3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences
- 4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture
- 5- Remarques qualitatives

Problème de mécanique des sols

- tassements admissibles
- contraintes appliquées inférieures à la rupture

cisaillement

1. Rupture des sols





Augmentation des contraintes jusqu'à la rupture

- glissement des particules de sol les unes par rapport aux autres
- mouvement relatif des grains sur des surfaces de glissement

 \checkmark \neq rupture des grains

2- Rappels contraintes - conventions

2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

- 2.1.1 Tenseur des contraintes
- 2.1.2 Représentation plane cercle de Mohr
- 2.1.3 Problèmes à deux dimensions

2.2 Équation de l'équilibre local

2.3 Conditions aux limites

Sol → matériau continu • particules petites • sols cohérents et saturés

hypothèse de moins en moins valable pour les milieux granulaires

 \rightarrow mouvement relatif des grains (discontinuité de déplacement)



2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

- 2.1.1 Tenseur des contraintes
- Vecteur contrainte $\vec{T}(M,\vec{n})$ en M sur une facette dS

Décomposition en :

- contrainte normale suivant la normale $\vec{n} \longrightarrow \hat{\sigma}_n$
- contrainte tangentielle suivant le plan de la facette $\rightarrow \vec{\tau}_{nt}$



Convention de signe :

- normale rentrante
- contrainte de compression positive
- angles positifs dans le sens trigonométrique



• Contraintes principales

Trois plans privilégiés pour lesquels $\tau = 0$

- plans principaux
- directions principales
- contraintes principales majeure, intermédiaire, mineure



- 2.1.2 Représentation plane cercle de Mohr
- pour l'étude de l'état de contrainte autour d'un point
- représentation des contraintes dans un système d'axes (τ, σ)
 - axe des abscisses confondu avec la normale à la facette $\vec{o\sigma}$
 - axe des ordonnées confondu avec la composante tangentielle Ot



2.1.3 Problèmes à deux dimensions

- En MdS, la majorité des cas sont des problèmes en 2D
 - symétrie de révolution : fondation circulaire, pieux
 - géométrie constante dans une direction : talus, remblai, semelle filante, mur
- Réduction de la représentation graphique de Mohr à 1 seul cercle

plan perpendiculaire à σ_2



Pour un état de contrainte donné, lorsque la facette tourne autour de M, les contraintes sont représentées par un point N sur le cercle de Mohr

• Propriété importante des cercles de Mohr

Lorsqu'une facette tourne autour du point M, le point N représentatif des contraintes sur le cercle de Mohr tourne en sens inverse à une vitesse angulaire double



- 5 24 **ω** = 0 Contrainte principale 51 (P_1) Μ M 15 Π P_3 21 心而 $\omega = \frac{\pi}{\Lambda}$ w ω (P_1) ៤ 2W ß n Valeur maximale de T Cm W n
- Exemples de différents états de contraintes caractéristiques

• Exemples de différents états de contraintes caractéristiques (suite)



- Composantes normale et tangentielle d'une contrainte sur une facette donnée
- A- cas le plus simple : repère principal connu

exemple : les sols

$$\int_{h} \sigma_{v} = \sigma_{1}$$

$$\begin{vmatrix} \sigma_{n} = \frac{\sigma_{1} + \sigma_{3}}{2} + \frac{\sigma_{1} - \sigma_{3}}{2} \cos(-2\theta) \\ \tau_{nt} = \frac{\sigma_{1} - \sigma_{3}}{2} \sin(-2\theta) \end{vmatrix}$$

 $\boldsymbol{\theta}$: angle entre la normale et la direction principale 1



B- cas général : repère quelconque

Contrainte normale et tangentielle sur une facette dont la normale fait un angle θ par rapport à x



• Détermination des contraintes et directions principales



Méthode 2

diagonaliser la matrice



$\det |(\Sigma) - \lambda(\mathbf{I})| = 0$

• vecteurs propres \rightarrow *directions principales*

$$\vec{\mathsf{T}}(\mathsf{M},\vec{\mathsf{n}}) = (\Sigma)\vec{\mathsf{n}} = \sigma_{\mathsf{n}}\vec{\mathsf{n}}$$

2.2 Équation de l'équilibre local2.3 Conditions aux limites

à lire

3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences

- 3.1 Notion de courbe intrinsèque
- 3.2 Critère de Coulomb
- 3.3 Lignes de glissement
- 3.4 Relations entre contraintes principales au moment de la rupture
- 3.5 Théorème des états correspondants



3.1 Notion de courbe intrinsèque

- À partir du cercle de Mohr, on peut exprimer les contraintes dans un sol sur n'importe quelle facette
- Une utilisation possible \rightarrow étude de la stabilité et de la résistance d'un sol

- courbe intrinsèque : limite d'écoulement des sols

séparation de la zone des états de contraintes possibles de la zone impossible à développer dans le sol

pcq l'écoulement ou la rupture se produit avant



Courbe intrinsèque

- Détermination expérimentale
- Cercle tangent à la courbe intrinsèque



écoulement par glissement suivant la direction qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe



3.2 Critère de Coulomb

Expérimentalement, il a été montré que la courbe intrinsèque d'un sol :

• deux demi-droites symétriques par rapport à $\overline{0\sigma}$

droites de Coulomb
 angle de frottement interne (φ)

- sols pulvérulents : les droites passent par l'origine
- sols cohérents : existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle



Angle de talus naturel

- talus de sable sec formant un angle α
- à la profondeur h, sur une facette parallèle au talus
- équilibre limite (limite de rupture ou de glissement) $\tau'_{nt} = \tau'_{max} = \sigma' \tan \phi'$

$$\tau'_{nt} \leq \tau'_{max} \Rightarrow \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \sin \alpha \cos \alpha \leq \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \cos^2 \alpha \tan \phi$$

 $= \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{cos}^2 \alpha$

 $= \gamma \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{sin} \alpha \mathbf{cos} \alpha$

 σ'_{n}



ϕ' est donc l'angle de talus naturel



frottement interne assimilé au frottement entre deux solides





3.4 Relations entre contraintes principales au moment de la rupture

$$\sigma_{1}' = \sigma_{3}' \tan^{2} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2\mathbf{c}' \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\sigma_{3}' = \sigma_{1}' \tan^{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2\mathbf{c}' \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\sigma_{3}' = \sigma_{1}' \tan^{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) + 2\mathbf{c}' \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

3.5 Théorème des états correspondants

- a : courbe intrinsèque d'un sol cohérent (c' \neq 0 et $\phi\neq$ 0) avec 2 cercles de Mohr
 - C_1 en équilibre limite C_2 en équilibre surabondant (cercle pas en contact avec la C.I.)
- b : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent (c'=0 et φ≠0) de même angle de frottement interne que le sol précédent



Théorème des états correspondants

- appliquer une translation c'/tan φ' sur un cercle de Mohr quelconque revient à appliquer une contrainte normale supplémentaire d'intensité c'/tan φ' sur chaque facette de chaque point
 - un milieu cohérent peut être transformé en milieu pulvérulent de même angle de frottement interne, en appliquant autour du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à c'/tan φ'



4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

4.1 Appareil de cisaillement direct

4.2 Appareil triaxial 4.2.1 Description

4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes

4.3 Conditions d'essais – principales caractéristiques
4.3.1 Essai C.D.
4.3.2 Essai U.U.

4.3.3 Essai C.U.



Remarques concernant les mesures des caractéristiques de rupture effectuées au laboratoire

• Bonne maîtrise des paramètres

contraintes et pressions interstitielles

• Échantillons de petites dimensions plus ou moins remaniés

faible représentativité statistique
rapport des volumes < 1/100 000

• Échantillons de sol décomprimé

remise sous contraintes nécessaire

• Deux principaux types d'essais en laboratoire

- essai de cisaillement direct (boîte de Casagrande) - essai triaxial

4.1 Appareil de cisaillement direct

Essai simple et ancien

Procédure

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





Fig. 5.18. Détermination de φ et c



Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct

Avantages

- simple
- rapide
- économique

Inconvénients

- pas de maîtrise des conditions de drainage
- sols pulvérulents
 - drainage rapide
 - contraintes appliquées \rightarrow contraintes effectives

sols fins

- cisaillement rapide

- \rightarrow contraintes totales et comportement à court terme
- cisaillement lent (μ m/min) \rightarrow contraintes effectives et comportement à long terme
- concentration de contraintes aux extrémités de la boîte
- rotation des plans principaux


• Pour trouver les contraintes principales contraintes appliquées sur un sol horizontal par l'intermédiaire d'une charge



4.2 Appareil triaxial

4.2.1 Description



Éprouvette

- éprouvette cylindrique de sol dans une gaine élastique étanche et déformable
- pierre poreuse
- communication avec burette graduée et capteur de pression interstitielle
- robinet R : assurer ou non le drainage de l'échantillon



Enceinte

- remplie d'eau mise sous pression (σ_3) toutes les directions sont principales
- piston pour comprimer verticalement l'éprouvette (pression constante dans la cellule) contrainte supplémentaire appliquée (contrainte déviatorique) $\sigma_1 = \sigma_3 + \mathbf{d}$
- comparateur pour la mesure des déplacements ΔI







4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes

- plan de Mohr état de contrainte représentée par un cercle
- plan de Lambe coordonnées s et t (variables de Lambe)

$$\mathbf{s} = \frac{\mathbf{\sigma}_1 + \mathbf{\sigma}_3}{2} \qquad \mathbf{t} = \frac{\mathbf{\sigma}_1 - \mathbf{\sigma}_3}{2}$$

• histoire de l'état de contrainte pendant un essai triaxial



• chemin de contrainte d'un essai triaxial en contraintes totales





4.3 Conditions d'essais - principales caractéristiques

- consolidation ou non avant le cisaillement
- conditions de drainage pendant le cisaillement

Conditions de drainage

avant le cisaillement	pendant le cisaillement	symbole
consolidé	November drainé	CD
consolidé 🦯	non drainé	CU
non consolidé	non drainé	UU
non consolide	aramé	UD

Drainage des échantillons \rightarrow lié aux deux types de comportement des sols



- 4.3.1 Essai C.D.
- détermination de la courbe intrinsèque du squelette solide (drainage)
- réalisation d'un essai CD
 - 1- consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_o
 - orifice de drainage ouvert : dissipation des surpressions interstitielles
 - on obtient $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_0$ et u = 0
 - 2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture
- très lentement pour que $\Delta U = 0$

comportement à long terme

- contrainte latérale constante

- orifice de drainage ouvert : $\Delta u = 0$





• sur un cercle de Mohr



• essai répété plusieurs fois, pour différentes contraintes de consolidation σ_o



obtention de la courbe intrinsèque du sol

Remarques

- si on augmente σ_o , le cercle de rupture sera plus grand
- la consolidation entraîne une augmentation du frottement et de la cohésion entre les grains





4.3.2 Essai U.U.

• Terrains argileux (peu perméables)

vitesse de construction > vitesse de consolidation

- Utilisation des caractéristiques non consolidées et non drainées (ϕ_u et c_u) pour le calcul de la stabilité des ouvrages juste après leur construction
 - contraintes totales
 - caractéristiques à court terme

- souvent défavorable pour les fondations en sol argileux
- Essai UU : comportement à court terme des sols en place
- réalisation d'un essai UU
 - 1- application d'une contrainte isotrope σ_o mais orifice de drainage fermé
 - Puisque grains solides + eau incompressible
 - sol saturé
 - drainage impossible

 aucune déformation aucune consolidation

de l'éprouvette

Ainsi, après application de $\sigma_0 \longrightarrow \sigma_1 = \sigma_3 = u_0 = \sigma_0$ $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 0$

C'est l'eau qui reprend les contraintes (pression interstitielle)

État de contrainte après application de σ_o

2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

- drainage fermé - $\sigma_0(\sigma_3)$ maintenu constant

L'application d'un déviateur engendre des contraintes de cisaillement τ non nulles

contraintes nécessairement reprises par le squelette solide



 σ_{o}

 $\mathbf{u}_{\mathbf{o}}$

σ





- en contraintes effectives
$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

 $\tau' = \tau$



- le cercle de Mohr en contraintes effectives

même diamètre que celui en contraintes totales tangent à la courbe intrinsèque vraie du squelette solide

non déterminée par cet essai

• réalisation d'un deuxième essai avec une pression de confinement supérieure



même état effectif sur le squelette solide que lors du 1^{er} essai

valeur de cisaillement (*pcq pas de consolidation*)



• Tous les essais UU avec différentes contraintes σ_o

→ un seul cercle en contraintes effectives

• Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales



4.3.3 Essai C.U.

- Principe de l'essai
 - 1- consolider l'échantillon à une contrainte $\sigma_o = \sigma'_c$
 - → modification de l'état du squelette solide
- orifice de drainage ouvert

2- cisailler l'échantillon (augmentation du déviateur) sans drainage possible et en mesurant la pression interstitielle

🕨 orifice de drainage fermé

→ obtention d'un essai en contraintes totales connaissant u → calcul des contraintes effectives

- Objectifs de l'essai
 - 1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation



- Objectifs de l'essai
 - 1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

droite de pente

 variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte effective de consolidation $\sigma_o = \sigma'_c$



• Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation



- Objectifs de l'essai
 - 1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

Exemple typique d'application

- Soit un sol compressible argileux saturé
- a) caractéristiques initiales du sol à court terme $\rightarrow c_{u1} \neq 0$ et $\phi_u = 0$

dépend de σ'_{v} du sol

• Réalisation d'un préchargement sous une contrainte σ_c jusqu'à consolidation b totale du sol $\tau = \mathbf{C}_{\mathbf{u}1} + amélioration de la cohésion non drainée du sol (<math>\mathbf{c}_u$) sous l'effet de cette consolidation



un essai UU réalisé sur un prélèvement effectué après consolidation donnera une valeur plus élevée de C_u (C_{u2}) • L'essai CU permet de mesurer l'augmentation de résistance (non drainée ou à court terme) du sol sous l'effet de la consolidation



• Supposons qu'après enlèvement de la surcharge, un réservoir soit construit sur le sol préalablement consolidé par préchargement sous σ_c

Ia stabilité à court terme de l'assise du réservoir doit être vérifiée avec C_{u2}

 $\boldsymbol{\tau} = \boldsymbol{C}_{\boldsymbol{\mathsf{u}}2}$

• Même type d'exemple pour un remblai monté par étape



- Objectifs de l'essai
 - 2- détermination de la courbe intrinsèque du sol
 - la mesure de u permet de calculer les contraintes effectives pour chaque essai à différentes consolidations
 - on peut donc déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et φ')
 - → moins long que l'essai CD



Bilan des essais effectués au laboratoire et de leurs conditions de réalisation

Essai	(Consolidation	Drainage	Mesure de <i>u</i>	Résultats	Type d'essai	
	UL	J non	non	non	ϕ_{UU} ; c_{UU} ou c_U ($\phi = 0$)	Non consolidé non drainé	
Triaxial C		oui	non	non	λ _{cu} ; c _{u0}	Consolidé non drainé	
	CL	Joui	non	oui	φ' ; c' λ _{cu} ; c _{u0}	Consolidé non drainé avec mesure de <i>u</i>	
(C) oui	oui	oui : u = 0	φ' ; <i>C</i> '	Consolidé drainé	
Essai	1	Consolidation	Vitesse	u non mesuré	Résultats	Type d'essai	
		non	rapide		ϕ_{uu} ; c_{uu} ou c_u ($\phi = 0$)	Non consolidé rapide (*)	
Cisaillement	nt	oui	rapide		λ _{cu} ; c _{u0}	Consolidé rapide (*)	
		oui	lente		φ' ; <i>C</i> '	Consolidé lent	
(*) Essais non normalisé - Caractéristiques mesurées peu fiables.							

5- Remarques qualitatives

5.1 Notion de court terme et de long terme

5.2 Les paramètres intrinsèques c' et ϕ' , et c_u

- 5.2.1 La cohésion c'
- 5.2.2 L'angle de frottement φ'
- 5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée c_u

1. Rupture des
sols2. Rappels
contraintes3.

5.1 Notion de court terme et de long terme

• Court terme

phase initiale, de chantier sollicitations sans drainage

• Long terme

phase finale sollicitations avec drainage

Sols fins et sols grenus

γ C' et φ'

Sols fins

Exemple d'application : page suivante

Soit un terrain argileux, donc très peu perméable, sur lequel est prévue la construction d'un immeuble transmettant au sol une charge Q. La vitesse de construction peut être considérée comme très grande (vitesse de chargement) par rapport à celle de drainage du sol.

La justification de la stabilité des fondations vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidées non drainées φ_{μ} et c_{μ}

```
(\varphi_u = 0), appelées souvent caractéristiques à court terme.
```

Sous la charge Q, le sol de fondation se consolidera jusqu'à ce que les pressions interstitielles reviennent à leurs valeurs initiales (consolidation primaire). Une fois la consolidation primaire finie, il convient d'adopter les caractéristiques φ' et c' appelées encore caractéristiques à *long terme*, pour vérifier la stabilité des fondations.

Au fur et à mesure que des pressions interstitielles induites par Q se dissipent, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture évolue progressivement de la valeur à court terme vers la valeur à long terme.

Si le bâtiment est construit sur un sable perméable, le drainage est rapide ; la consolidation primaire se fait en cours de construction et la capacité portante des fondations sera calculée à l'aide de φ ' et c'.

Pour la justification des fondations soumises à une charge verticale, le court terme est la situation la plus défavorable. Cependant, cette règle ne doit pas être généralisée. En effet, de nombreux ouvrages (soutènement, talus, etc.) doivent être justifiés à court et à long terme.
5.2 Les paramètres intrinsèques c' et φ' , et c_u

5.2.1 La cohésion c'

• résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle

Y résistance propre de la structure (liaisons physico-chimiques)

- sols grenus : c' = 0
- sols fins : NC \rightarrow c' \approx 0
- 5.2.2 L'angle de frottement ϕ'
- glissement grain sur grain
- sols grenus : dépend de l'état de compacité du sol
- sols fins : variable en fonction de la nature minéralogique des grains

5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée c_u

- pas une caractéristique intrinsèque
- régime non drainé
- dépend de l'état de consolidation du matériau

Ordre de grandeur des caractéristiques mécaniques

• Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

<u>Cohésion</u> : c' = 0

Angle de frottement interne :

Enrochements : $\phi' = 40 - 45^{\circ}$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\phi' = 30 - 35^{\circ}$ voire 40° Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\phi' = 20 - 30^{\circ}$

<u>Argile saturée</u>

 Le drainage s'effectue lentement.
 <u>Cohésion</u>: c_u = quelques dizaines à quelques centaines de kPa
 c': négligeable
 <u>Angle de frottement interne</u>: φ_u = 0
 φ': 10 - 20°, quelquefois plus

Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre. <u>Cohésion</u> : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa <u>Angle de frottement interne</u> : ϕ_u et ϕ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus Argile sèche (S_r < 0,7)

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

<u>Cohésion</u> : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification

<u>Angle de frottement interne</u> : $\varphi_u = \varphi'$: supérieur à 10°

Influence des caractéristiques physique sur l'angle

de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\phi' = 36^{\circ} + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4$			
Compacité	φ'1	-6° 0° +6°	lâche : I _D = 0,4 moyen : I _D = 0,6 serré : I _D = 0,9
Forme et rugosité des grains	φ'2	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	φ'3	0° +1° +2°	sable fin 0,06 mm < D_{10} < 0,2 mm
Répartition granulaire	φ'4	-3° 0° +3°	$\begin{array}{lll} \text{uniforme} & c_u \leq 2 \\ \text{moyenne} & 2 < c_u < 5 \\ \text{étalée} & c_u \leq 5 \end{array}$