

Comportement drainé / non-drainé des sols

rappels

B. Lecampion

February 23, 2020

La rupture des sols est fonction du tenseur des contraintes effectives - i.e. de la contrainte sur le squelette solide. Pour un sol saturé en eau, ce tenseur des contraintes effectives s'écrit

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u\delta_{ij}$$

avec u la pression d'eau interstitielle (pression de pores).

Lors de l'application d'une charge sur un élément de sol, initialement l'eau n'a pas le temps de s'écouler et une partie de la charge est reprise par l'eau des pores. On est en conditions dites non-drainées (temps court), la pression de pore augmente d'un Δu . Ensuite, selon les conditions aux limites d'écoulement, si le drainage est permis (ce qui est le cas pour quasiment tout ouvrages), cette surpression de pore initiale se dissipe. Aux temps long, (si le drainage est permis) la surpression initiale disparaît complètement: on est en conditions drainées (temps long). Le temps caractéristique de transition entre conditions drainées / non-drainées dépend linéairement de la perméabilité du sol. Il en résulte que pour un sable très perméable, les conditions non-drainées ne durent que qq secondes, alors que pour une argile la transition vers l'état drainé peut prendre plusieurs années.

Pour résumer:

- Conditions non-drainées (temps court): la pression de pore varie (augmente si on compresse le sol) - On vérifie la rupture du sol en **contraintes totales** en utilisant un critère de Tresca avec la cohésion non-drainée c_u (on essaie pas de prédire Δu).
- Conditions drainées (temps long): les surpressions de pores se sont toutes dissipées - On vérifie la rupture du sol en **contraintes effectives** (avec la pression de pore en place ou due à un écoulement permanent) en utilisant un critère de Mohr-Coulomb (c' , ϕ')

1 Détermination des propriétés de rupture en labo

Il existe 3 grands types d'essai triaxiaux permettant de caractériser les propriétés de rupture d'un sol en conditions drainées et non-drainées:

1. Consolidé - drainé (CD): l'éprouvette de sol est initialement consolidée par la pression de confinement (conditions isotropes), la pression de pore étant maintenue nulle. Ensuite, l'échantillon est cisailé (on augmente le déviateur) tout en gardant des conditions de drainage de telle sorte qu'aucune pression de pore ne se développe. On obtient les paramètres de rupture drainée c' , ϕ' . On notera que sur une argile peu perméable, ce type de tests peut prendre plusieurs semaines afin d'assurer qu'aucune surpression ne se développe (le chargement doit être très lent).
2. Consolidé - non-drainé (CU): l'éprouvette de sol (saturé) est initialement consolidée par la pression de confinement (conditions isotropes), la pression de pore étant maintenue nulle. Ensuite, l'échantillon est cisailé (on augmente le déviateur) en fermant les vannes du système de drainage de telle sorte que la pression de pore augmente en général. En mesurant la pression de pore, on peut déterminer c' , ϕ' ainsi que c_u - cette dernière dépend linéairement de la valeur de la pression de confinement utilisée lors de la phase isotrope effectuée en condition drainée.

3. Non-consolidé - non-drainé (UU): l'échantillon (saturé) est mis sous contraintes isotropes tout en gardant les vannes fermées - de telle sorte que la pression de pore augmente. L'échantillon est ensuite cisailé tout en gardant toujours le système de drainage fermé. Cet essai donne les paramètres apparent de rupture non-drainé c_u ($\phi_u = 0$) obtenu en **contraintes totales**. On notera que pour ce type de test la pression de confinement utilisée lors de la phase de chargement isotrope ne change pas la valeur de c_u (le cercle de Mohr en contraintes effectives est toujours le même). En revanche, c_u est fonction de la contrainte verticale effective in-situ en place à la profondeur de l'échantillon, ainsi que de l'"over-consolidation ratio" (OCR). Une formule empirique du type $c_u \approx \sigma'_{v,o} \times 0.22 \times OCR^{0.8}$ est assez bonne pour les argiles (avec des $OCR < 10$).

On se souviendra qu'une résistance non-drainée n'a de sens que pour des sols argileux / "impermeables" : cela ne fait aucun sens de parler de la cohésion non-drainée d'un sable.

Essai UU

Un peu plus de détails sur l'essai UU sur un échantillon saturé. Avec le prélèvement de l'échantillon de sol (typiquement argileux) et la décompression associée, comme ce type de sol est typiquement peu perméable, une pression de pore "negative" due à la dilatance se développe (suction). Donc avant la mise en charge, on a un état suivant:

- Contraintes totales nulles

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0$$

- Pression de pore négative

$$u = -|u_o|$$

- et donc contraintes effectives positives

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = |u_o|$$

La première phase de chargement est isotrope, i.e. σ_c , comme l'essai est non-drainé lors de celle-ci la pression de pore augmente de $\Delta u_c = B\sigma_c$ où B est le coefficient de Skempton - qui est proche de 1 pour des sols saturés (le sol est bcp plus compressible que l'eau - ce qui n'est pas le cas d'une roche). A la fin de cette étape de chargement isotrope, on a:

- Contraintes totales

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_c$$

- Pression de pore (positive car $|u_o|$ est assez faible)

$$u = -|u_o| + B\sigma_c \approx -|u_o| + \sigma_c$$

- et donc les contraintes effectives ne changent pas !

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = |u_o|$$

Finalement, on cisaille le sol en augmentant σ_1

$$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_1 \quad \sigma_2 = \sigma_c$$

de telle sorte que la pression de pore augmente de $A\Delta\sigma_1$ (avec A

$$u \approx -|u_o| + \sigma_c + A\Delta\sigma_1$$

soit des contraintes effectives

$$\sigma'_1 = |u_o| + (1 - A)\Delta\sigma_1 \quad \sigma'_2 = |u_o| - A\Delta\sigma_1$$

On voit que le cercle de Mohr en contraintes effectives à la rupture ne dépend pas de la pression de confinement. Tracant les cercles de Mohr en contraintes totales pour différents essais effectués avec différents σ_c donne une réponse d'un matériau de type Tresca.