

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_0 mais orifice de drainage fermé

Puisque - *grains solides + eau incompressible*

- *sol saturé*

- *drainage impossible*



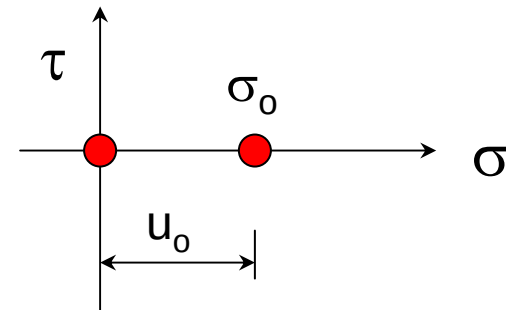
aucune déformation
aucune consolidation

| de l'éprouvette

Ainsi, après application de σ_0 $\rightarrow$ $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_3 = u_0 = \sigma_0 \\ \sigma'_1 = \sigma'_3 = 0 \end{array} \right.$

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

État de contrainte après application de σ_0

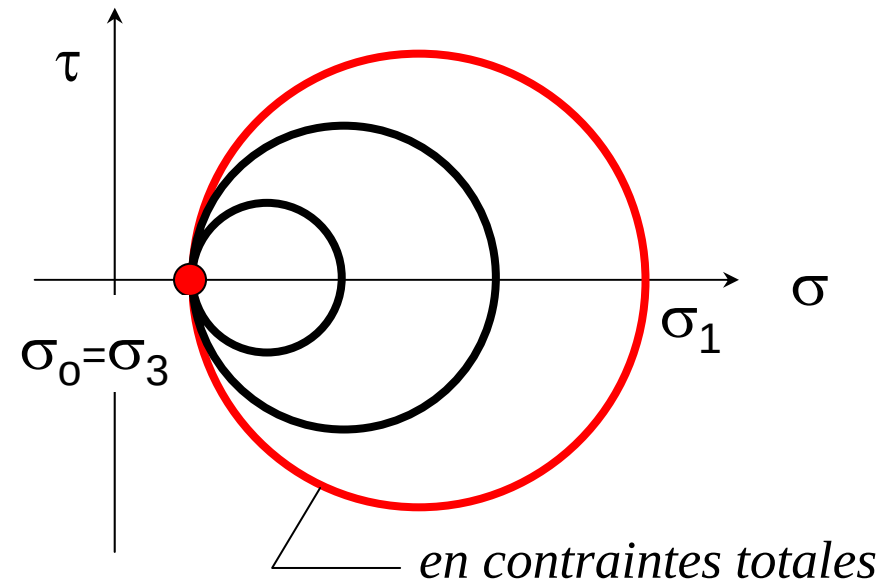


2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

- *drainage fermé*
- σ_0 (σ_3) *maintenu constant*

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

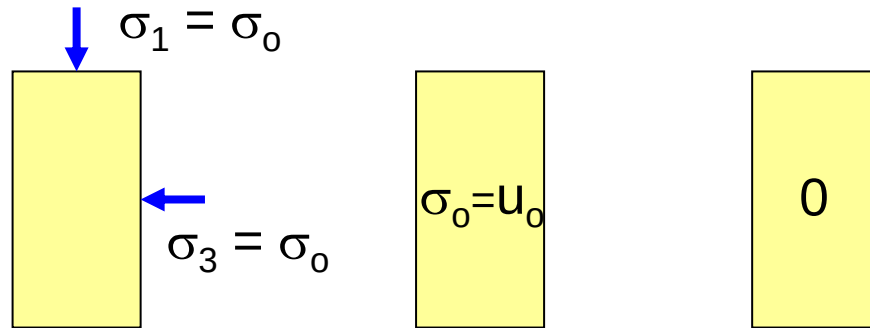
$\hookrightarrow$ *contraintes nécessairement reprises par le squelette solide*



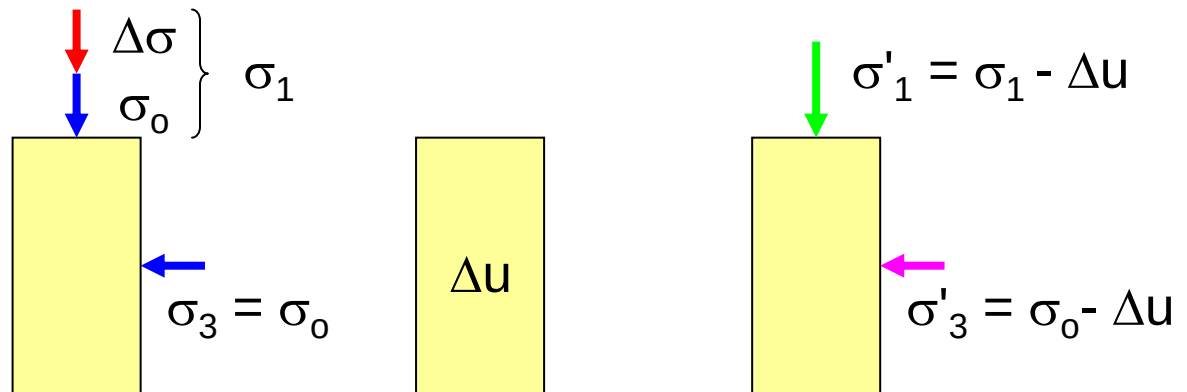
Essai UU

$$\text{Contrainte totale} = \text{Pression interstitielle} + \text{Contrainte effective}$$

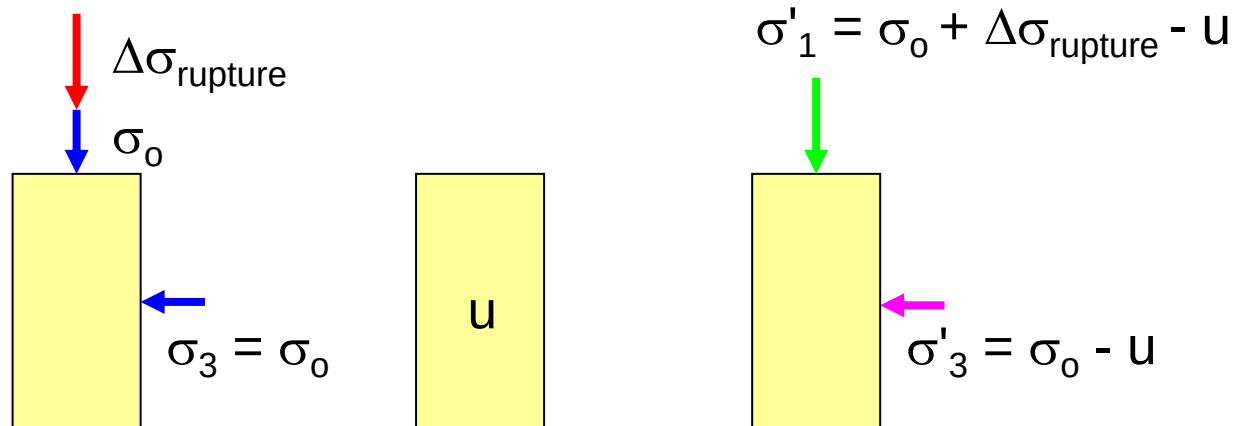
Après pression de confinement



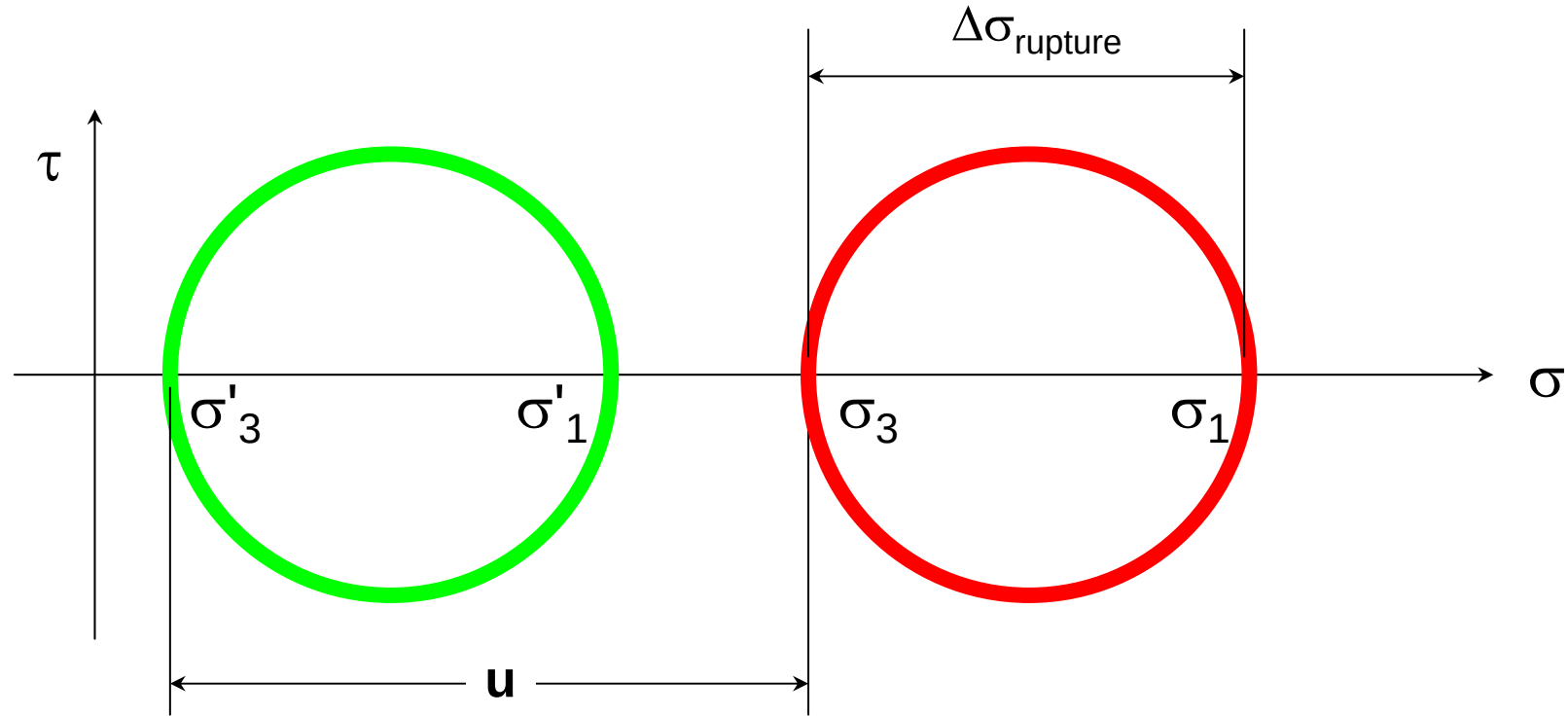
Pendant cisaillement
(augmentation de la contrainte axiale)



Rupture

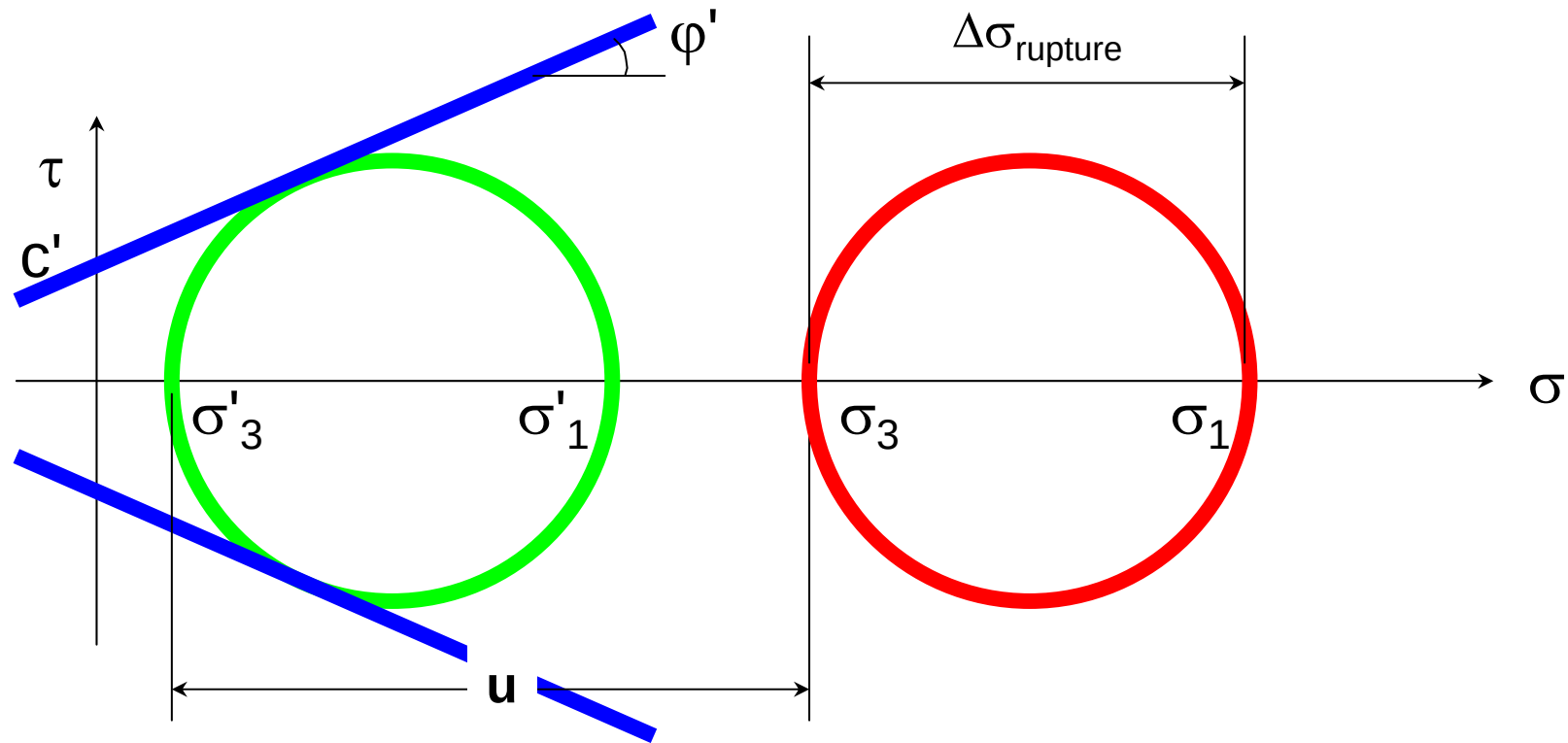


- état de contraintes à la rupture



- en contraintes totales ———— $\begin{cases} \sigma_3 = \sigma_0 \\ \sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_{\text{rupture}} = \sigma_0 + (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}} \end{cases}$
- u est la nouvelle pression interstitielle du système (inconnue)
- en contraintes effectives ———— $\begin{cases} \sigma'_3 = \sigma_3 - u \\ \sigma'_1 = \sigma_1 - u \\ \tau' = \tau \end{cases}$

- état de contraintes à la rupture

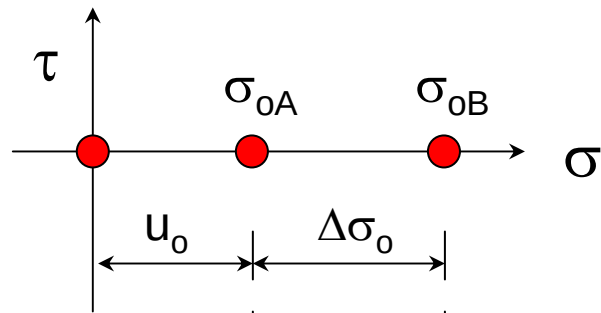


- le cercle de Mohr en contraintes effectives

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

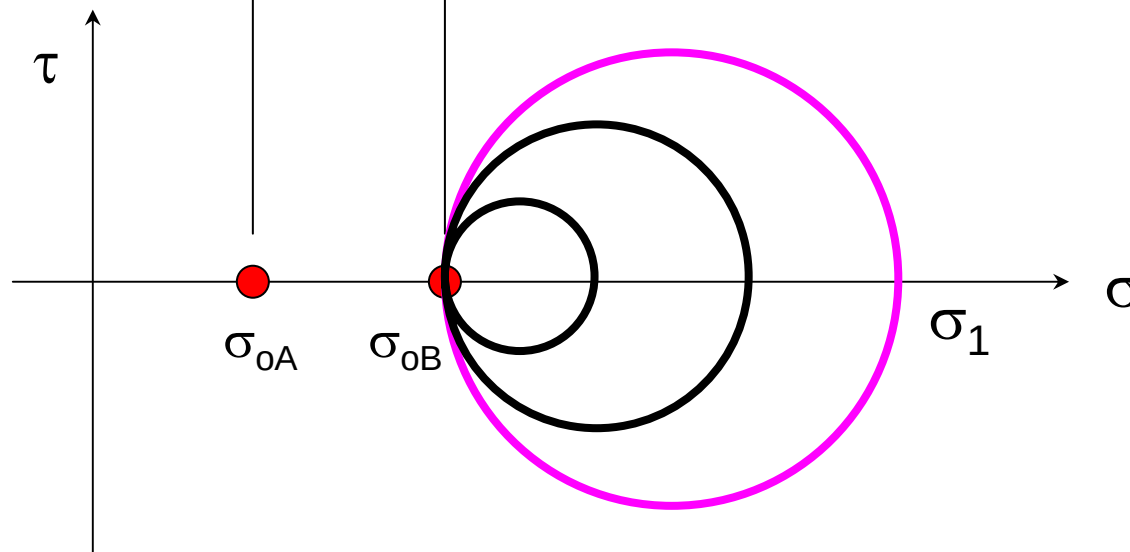
↪ non déterminée par cet essai

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



- de la même façon que précédemment la pression de confinement σ_{0B} est entièrement reprise par l'eau

↪ *accroissement de la pression interstitielle $u_0 + \Delta\sigma_0$*
 ↓
 Δu

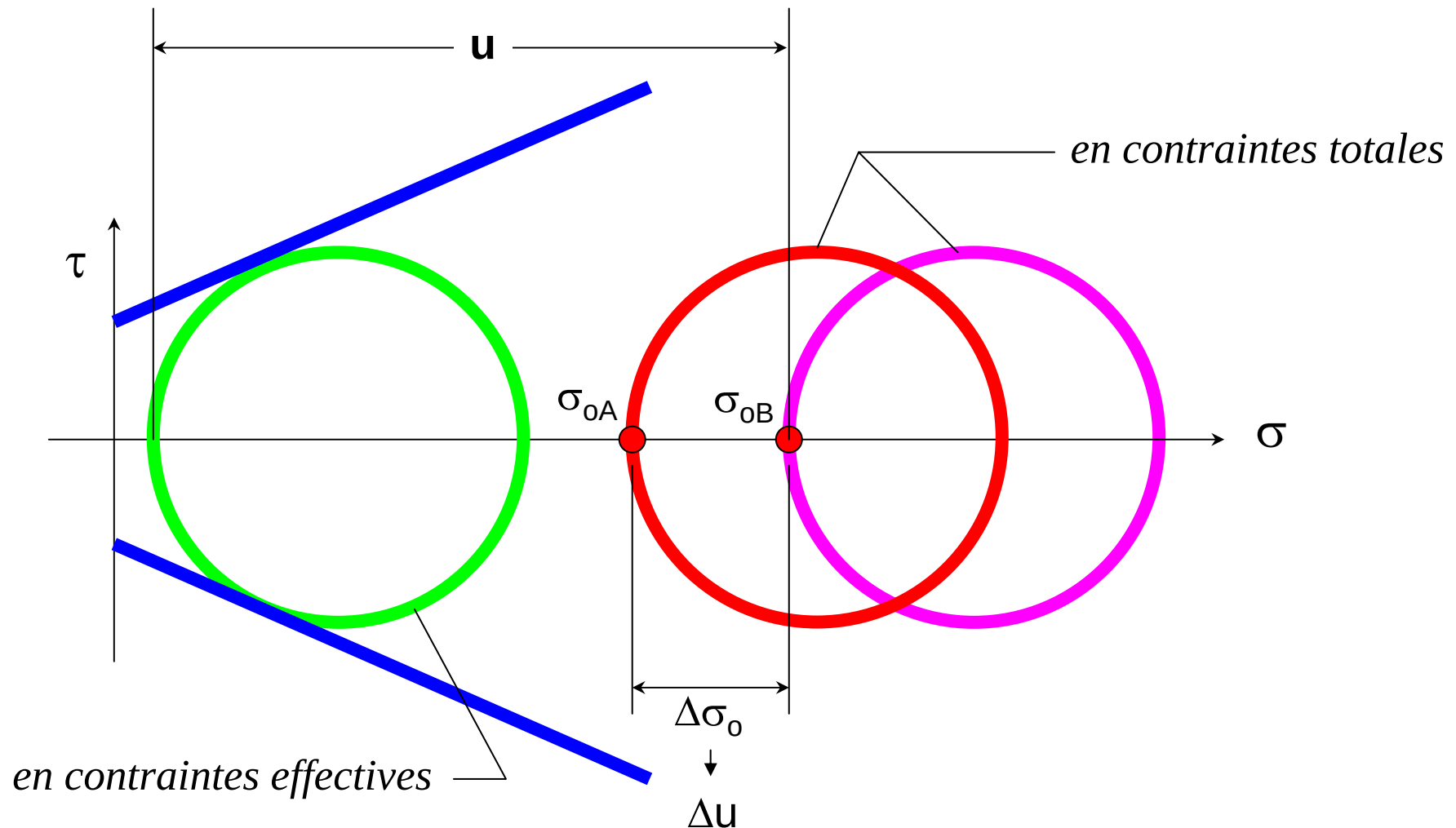


- l'augmentation du déviateur entraîne le même état effectif sur le squelette solide que lors du 1^{er} essai



rupture pour la même valeur de cisaillement (pcq pas de consolidation)

- obtention d'un **cercle 2** décalé de $\Delta\sigma_0$ par rapport au **cercle 1**
- ce **cercle 2** correspond au même **cercle 1'** en contraintes effectives

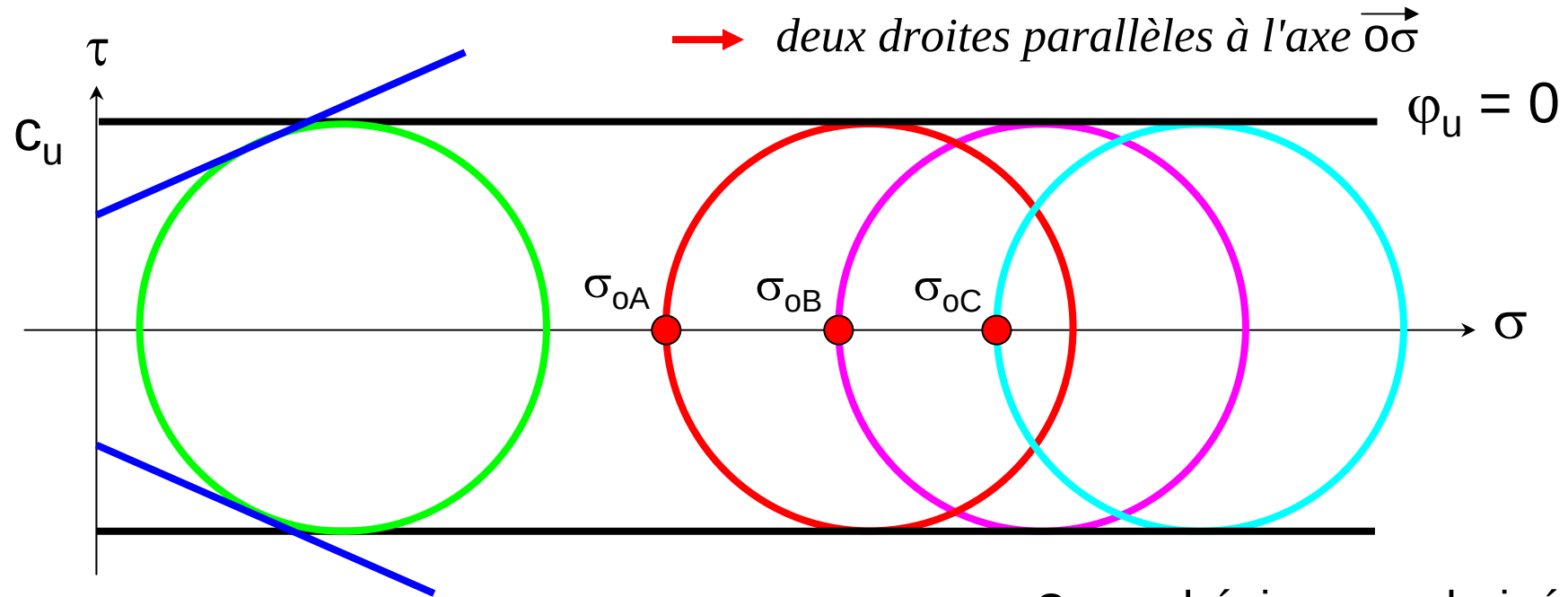


- Tous les essais UU avec différentes contraintes σ_0

→ *un seul cercle en contraintes effectives*

- Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales

→ *deux droites parallèles à l'axe $\overrightarrow{O\sigma}$*



c_u : cohésion non drainée

- Sol fin saturé en condition non drainée

→ *critère de rupture* $\tau = c_u$

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

- c_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol

→ *varie avec l'état de compacité du sol*

4.3.3 Essai C.U.

- Principe de l'essai

1- consolider l'échantillon à une contrainte $\sigma_0 = \sigma'_c$

→ modification de l'état du squelette solide ↪ *orifice de drainage ouvert*

2- cisailer 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 $u \rightarrow$ calcul des contraintes effectives

- Objectifs de l'essai

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

Essai A

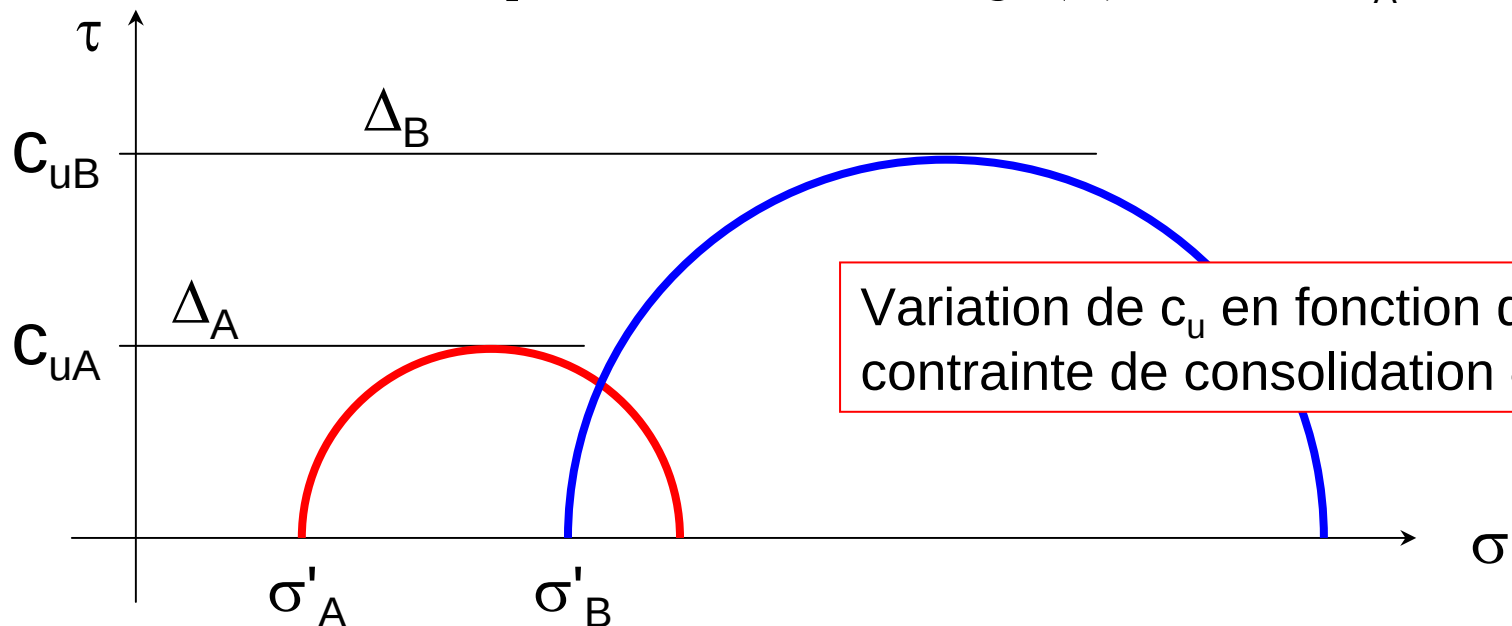
- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_0 = \sigma'_A$
- réalisation de l'essai sans drainage

↪ *comportement sans drainage (U) → droite Δ_A*

Essai B

- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_0 = \sigma'_B$
- réalisation de l'essai sans drainage

↪ *sol plus compact → rayon cercle B > rayon cercle A*
comportement sans drainage (U) → droite Δ_A



- Objectifs de l'essai

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

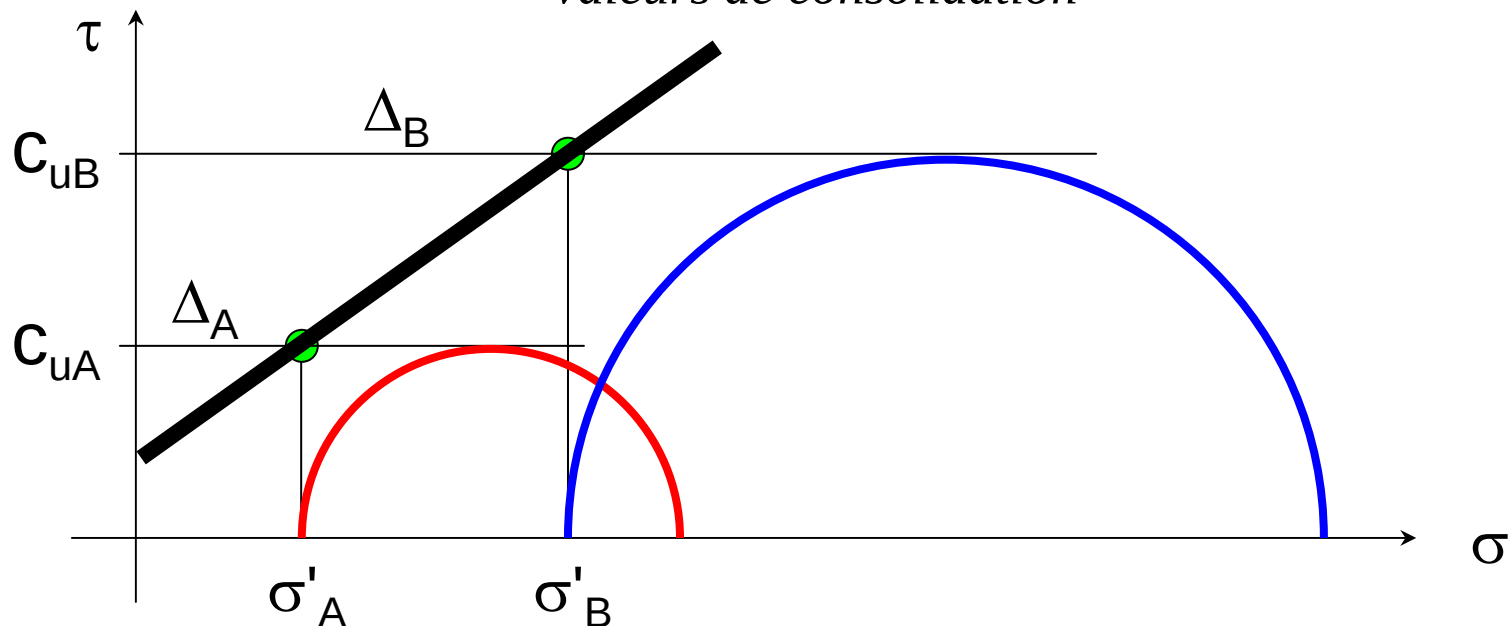
- variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte effective de consolidation $\sigma_o = \sigma'_c$

→ droite de pente $\tan \lambda = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma'}$

λ : facteur d'augmentation de la cohésion

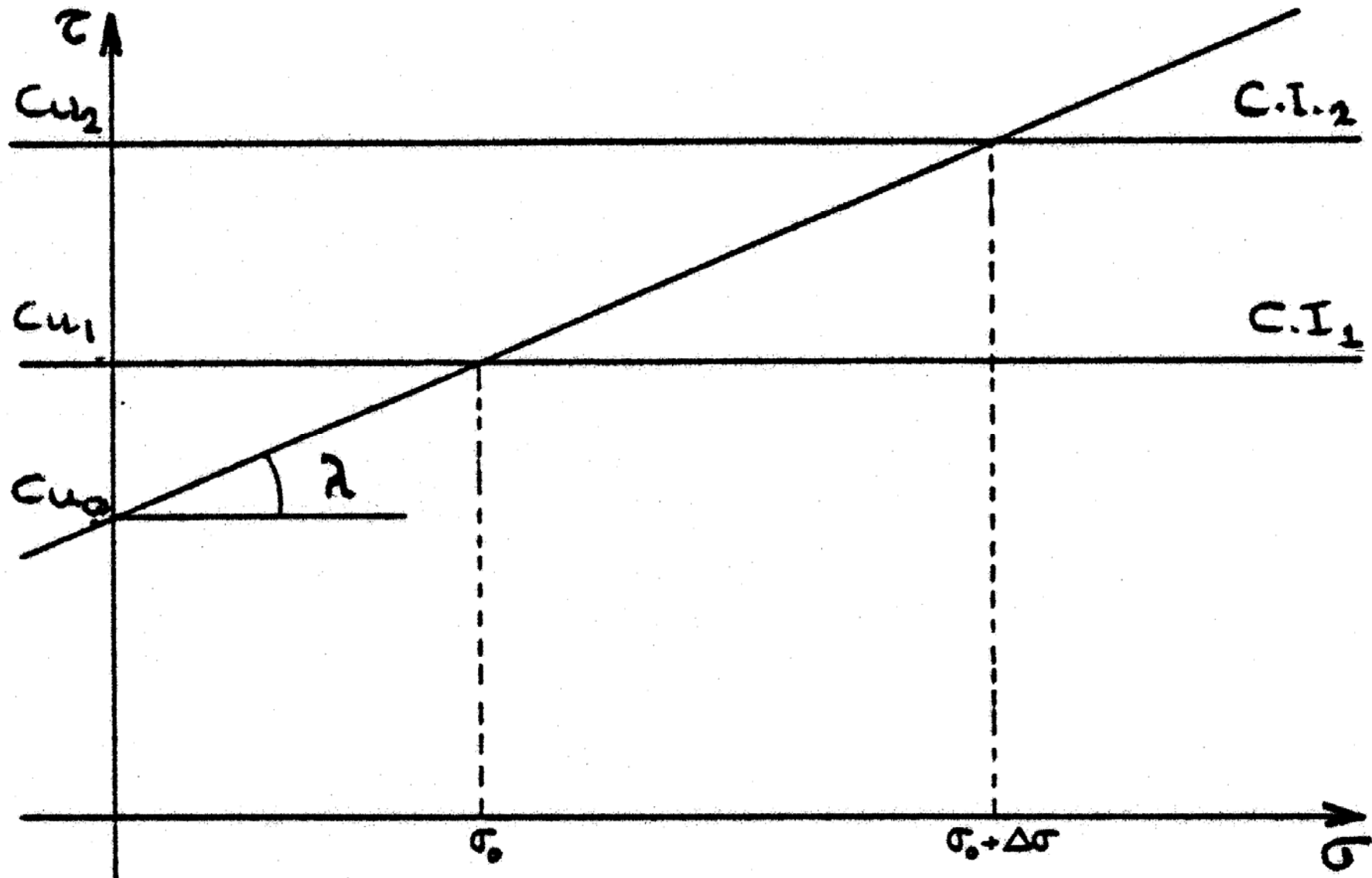
Ainsi $c_u = c_{u_o} + \sigma_o \tan \lambda$

↪ la connaissance de $\tan \lambda$ permet de calculer c_u pour différentes valeurs de consolidation



- 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

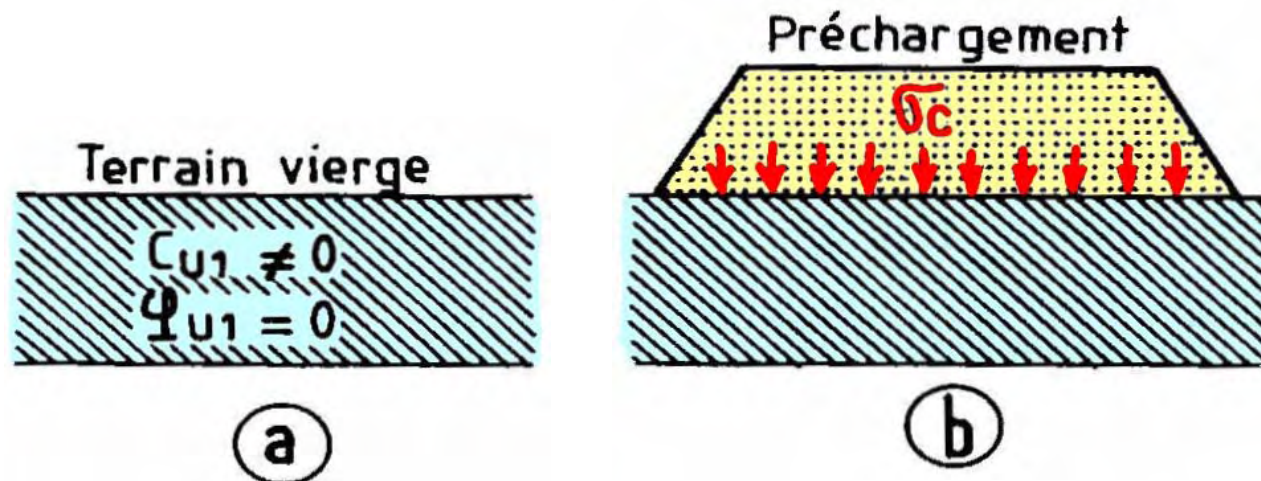
- Soit un sol compressible argileux saturé

(a) caractéristiques initiales du sol à court terme $\rightarrow c_{u1} \neq 0$ et $\varphi_u = 0$

$\hookrightarrow$ dépend de σ'_v du sol

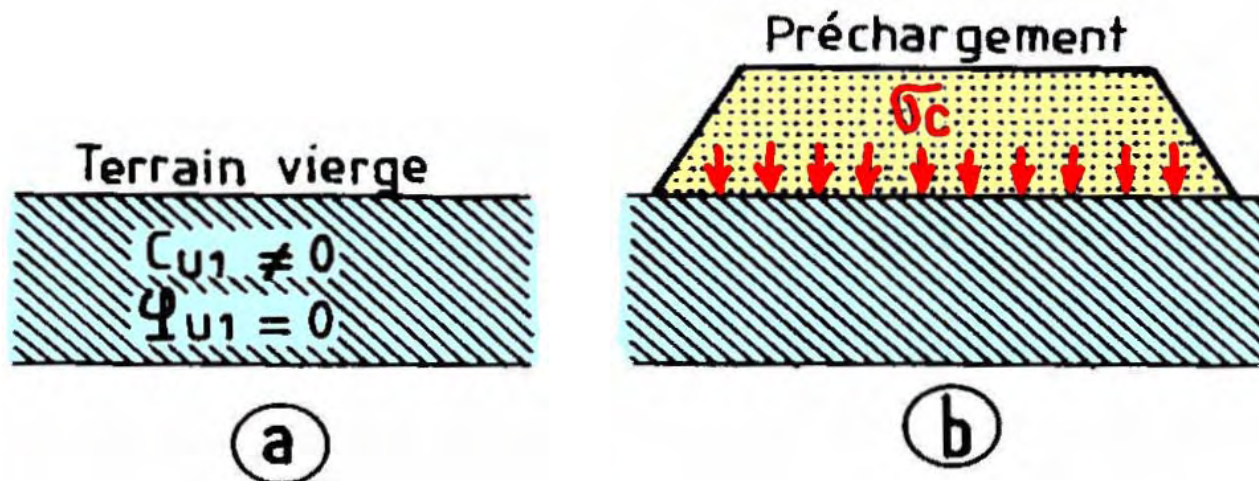
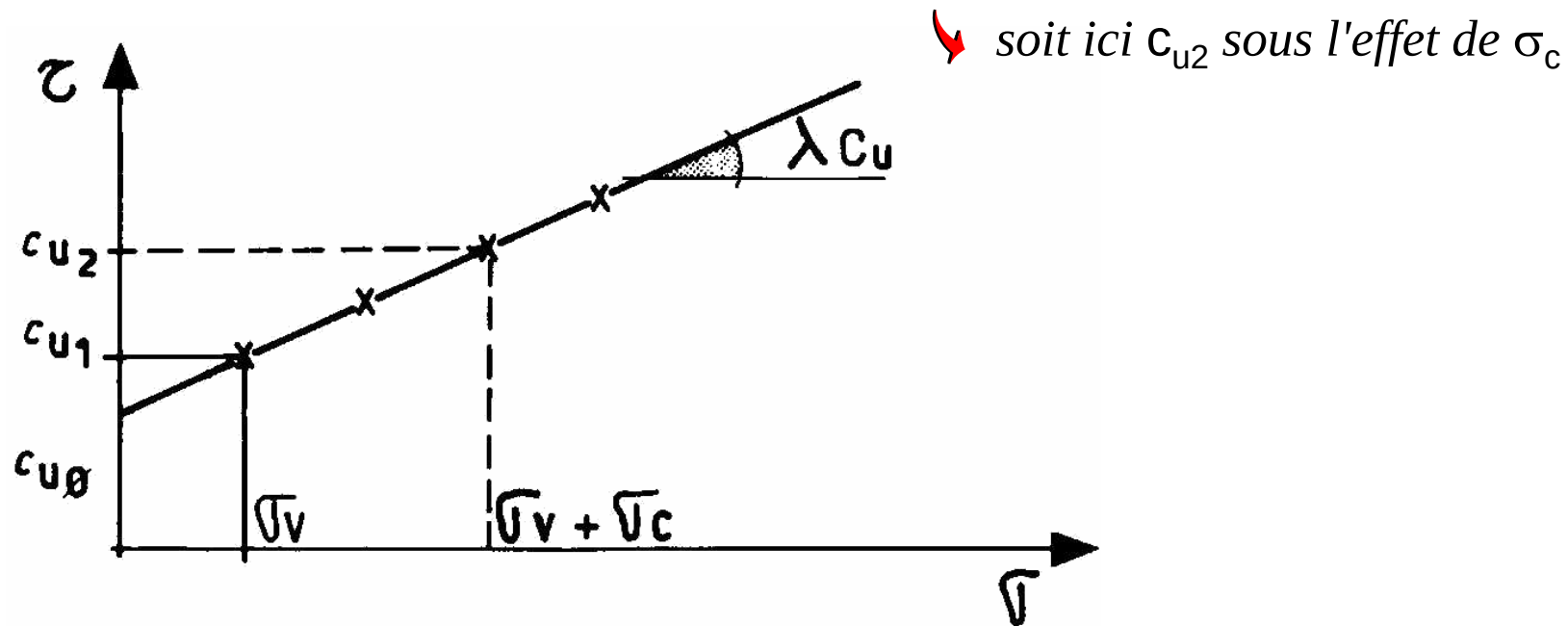
- Réalisation d'un préchargement sous une contrainte σ_c jusqu'à consolidation totale du sol

(b) $\hookrightarrow \tau = \mathbf{C}_{u1} +$ amélioration de la cohésion non drainée du sol (c_u) sous l'effet de cette consolidation



$\hookrightarrow$ 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

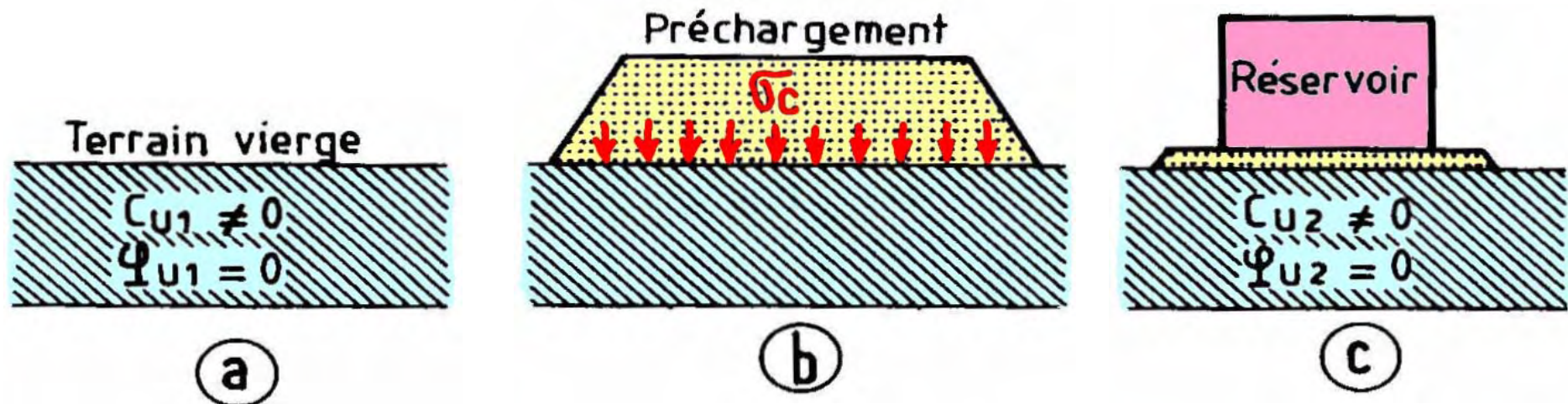


- Supposons qu'après enlèvement de la surcharge, un réservoir soit construit sur le sol préalablement consolidé par préchargement sous σ_c

↪ *la stabilité à court terme de l'assise du réservoir doit être vérifiée avec c_{u2}*

$$\tau = c_{u2}$$

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

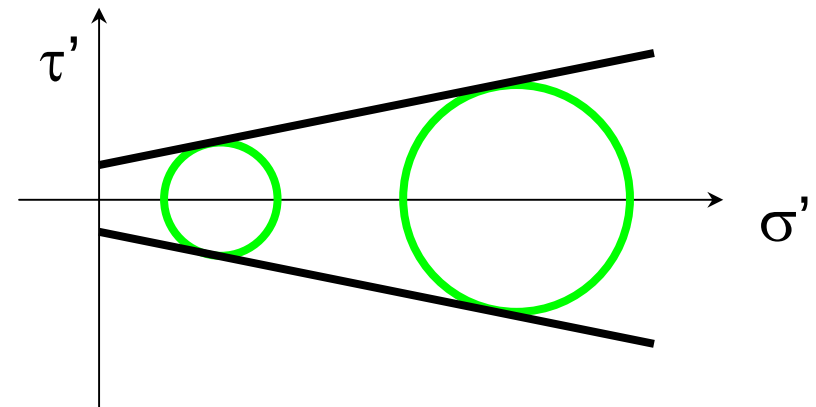
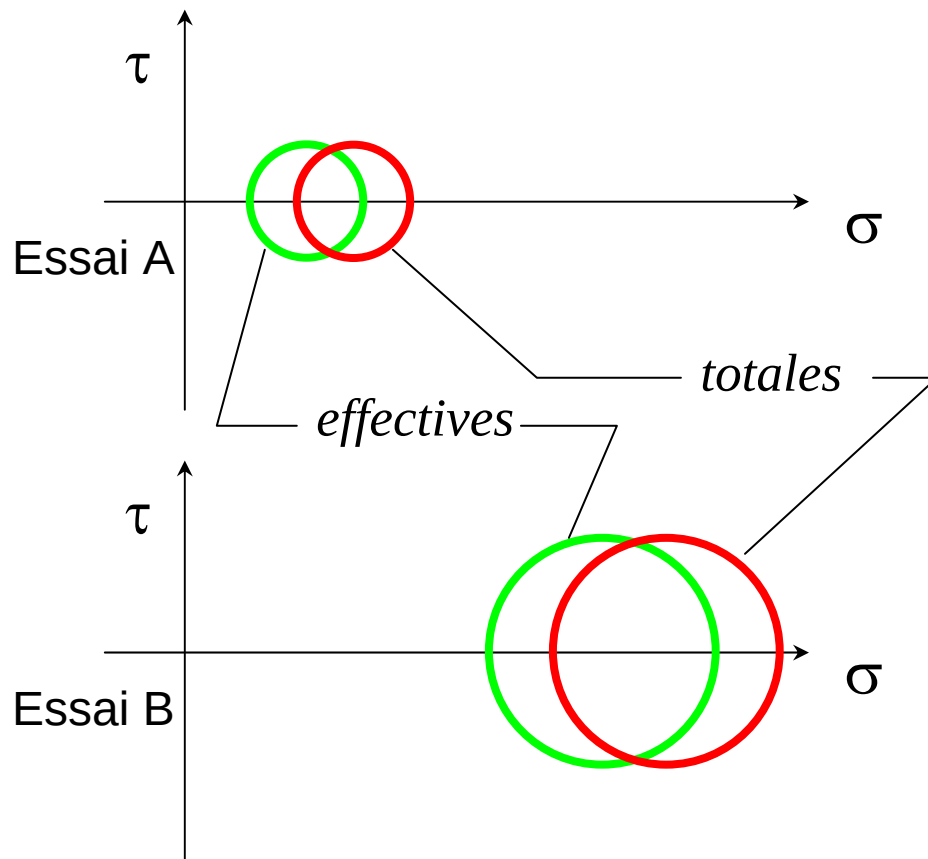


- Objectifs de l'essai

- 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*



5.1 Notion de court terme et de long terme

- | | | | |
|---------------|--|---|--|
| • Court terme | | - <i>phase initiale, de chantier</i>
- <i>sollicitations sans drainage</i> | Sols fins
↪ c_u |
| • Long terme | | - <i>phase finale</i>
- <i>sollicitations avec drainage</i> | Sols fins et sols grenus
↪ c' et φ' |

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_u et c_u ($\phi_u = 0$), 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
 - ↪ *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

Cohésion : $c' = 0$

Angle de frottement interne :

Enrochements : $\varphi' = 40 - 45^\circ$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\varphi' = 30 - 35^\circ$ voire 40°

Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\varphi' = 20 - 30^\circ$

- Argile saturée

Le drainage s'effectue lentement.

Cohésion : $c_u =$ quelques dizaines à quelques centaines de kPa

c' : négligeable

Angle de frottement interne : $\varphi_u = 0$

φ' : $10 - 20^\circ$, quelquefois plus

- Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

Angle de frottement interne : 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

Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)

Angle de frottement interne : $\varphi_u = \varphi'$: supérieur à 10°

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
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 $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	φ'_4	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$