

Chapitre 6. Généralités sur le comportement du sol. Essais de laboratoire	2
6.1 Etude du comportement du sol par l'essai oedométrique	2
6.2 Etude du comportement du sol par l'essai triaxial de révolution.....	4
6.2.1 Essais triaxiaux sur des éprouvettes de sol saturé. Essais drainés	5
6.2.2 Essais triaxiaux sur des éprouvettes de sol saturé. Essais non drainés	6
6.3 Chemins de contraintes des essais triaxiaux de révolution.....	7
6.3.1 Chemin de contraintes dans les axes de Mohr τ, σ	7
6.3.2 Chemin de contraintes dans les axes de Cambridge.....	8
6.3.3 Chemin de contraintes dans les axes de Lambe	9
6.4 Principaux comportements du squelette du sol.....	11

Chapitre 6. Généralités sur le comportement du sol. Essais de laboratoire.

On peut, à partir d'essais simples sur les matériaux acier et béton, déduire des lois de comportement qui permettent ensuite de dimensionner les structures en acier et en béton.

Dans le cas de l'**acier**, matériau **manufacturé**, à une seule **phase solide**, les lois de comportement **élastoplastiques** sont simples et uniques et les usines garantissent les caractéristiques mécaniques de leurs produits. En géotechnique on utilisera l'acier, par exemple dans les pieux métalliques, les palplanches métalliques, les armatures en acier de Terre Armée®... En général, on peut négliger la viscosité de l'acier, sauf, en particulier, pour les câbles de précontrainte.

Dans le cas du béton, matériau coulé en place ou **préfabriqué**, à une seule **phase solide**, son exécution normalisée et les contrôles systématiques permettent de garantir des caractéristiques mécaniques minimum et un comportement élastique, plastique, visqueux bien connu, quoique plus complexe que le comportement de l'acier. En géotechnique on utilisera le béton dans de nombreux ouvrages : barrages, tunnels, murs de soutènement, semelles, pieux, parois moulées,

Pour ce qui concerne le **sol**, matériau **naturel**, à **trois phases**, les lois sont beaucoup plus complexes et ne sont pas uniques, les chargements sont à plusieurs paramètres, les contraintes dans le sol étant multiaxiales. Comme pour l'acier et le béton on va proposer des lois de comportement à partir d'essais de laboratoire. Pour les géotechniciens, les essais de base sont l'essai **oedométrique** et l'essai **triaxial**.

6.1 Etude du comportement du sol par l'essai oedométrique

Le principe de l'essai consiste à mesurer le tassement δ_1 d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uniaxiale σ_1 croissante en empêchant toute déformation latérale $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ (Fig.6.1)

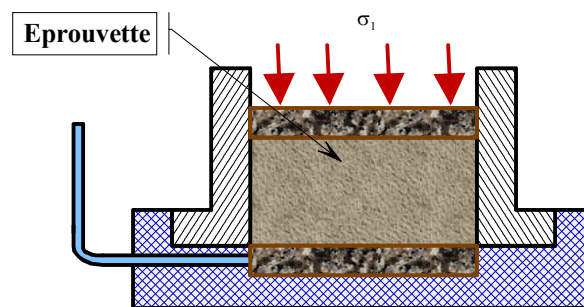


Fig.6.1 Principe de l'essai oedométrique

Les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées. Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

Pendant l'essai on mesure, pour chaque palier de contrainte σ_1 , le tassement en fonction du temps, du logarithme décimal du temps, par exemple, sur la figure 6.2.

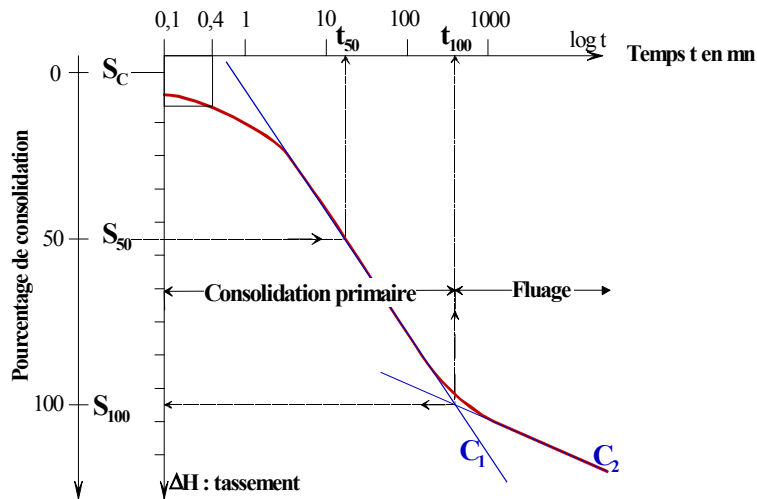


Fig. 6.2 Courbe de variation de hauteur en fonction de $\lg t$ sous une contrainte σ'_1

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe oedométrique, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides e en fonction du logarithme décimal de la contrainte (Fig.6.3). En simplifiant, on obtient une première droite de faible pente et une seconde droite de pente beaucoup plus élevée. L'intersection des 2 droites est la **contrainte de préconsolidation maximum** que le sol a connu dans son histoire. Cet essai permet de connaître l'état initial du sol.

Si la contrainte **effective** actuelle σ'_{v0} est **égale** à la contrainte de préconsolidation σ'_p ,

- le sol est **normalement consolidé** ;

Si la contrainte **effective** actuelle σ'_{v0} est **inférieure** à la contrainte de préconsolidation σ'_p ,

- le sol est **surconsolidé** (Fig.6.3) ;

Si la contrainte **effective** actuelle σ'_{v0} est **supérieure** à la contrainte de préconsolidation σ'_p ,

- le sol est en cours de consolidation.

Les pentes des 2 droites C_s et C_c rendent compte de la compressibilité du sol, respectivement dans le domaine surconsolidé et dans la domaine normalement consolidé.

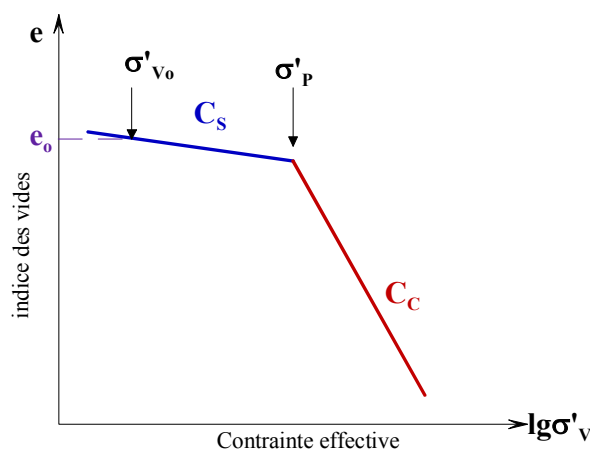
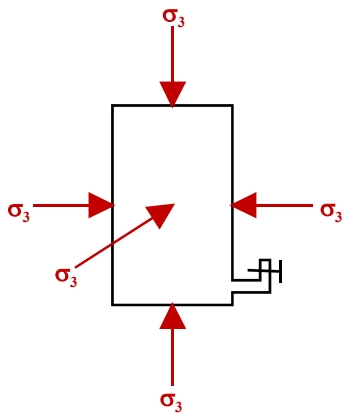


Fig.6.3 Courbe oedométrique de compressibilité

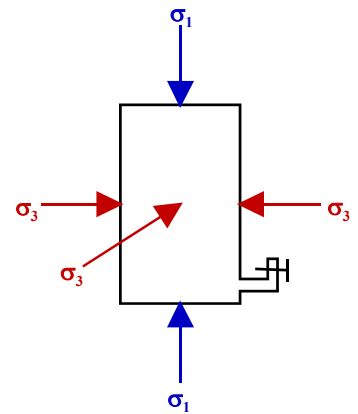
6.2 Etude du comportement du sol par l'essai triaxial de révolution

On considère un échantillon de sol cylindrique qu'on soumet à une contrainte triaxiale de révolution selon le mode opératoire suivant.

On applique dans un premier temps une contrainte hydrostatique (appelée aussi contrainte de **confinement**) $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ qu'on désigne par σ'_3 en laissant les robinets ouverts de façon à être en conditions drainées et à consolider le sol (Fig.6.4a). Ensuite tout en laissant $\sigma'_2 = \sigma'_3$ constant (biaxial appelé triaxial de révolution), on augmente $\sigma'_1 = \sigma'_3 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ jusqu'à la rupture de l'échantillon de sol. On désigne par $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, le **déviateur** des contraintes (Fig.6.4b). Par la suite, on désignera l'essai triaxial de révolution par simplement essai **triaxial**.



6.4a. Consolidation isotrope triaxiale



6.4b. Cisaillement triaxial en compression

Fig.6.4 Principe de l'essai triaxial

On peut réaliser des essais sur des sols non saturés et des sols saturés. Les essais les plus courants sont des essais triaxiaux sur les sols saturés, ils peuvent être drainés (robinets ouverts) ou non drainés (robinets fermés). On étudiera les essais sur sols non saturés au chapitre 11.

Les essais peuvent être monotones jusqu'à la rupture pour représenter le chargement du sol par une semelle, par exemple, mais ils peuvent aussi présenter des cycles de chargement-déchargement pour simuler l'excavation du terrain devant une paroi, par exemple (Fig.6.5).

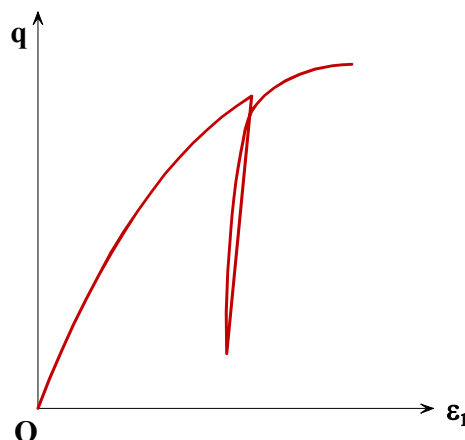


Fig.6.5 Essai triaxial avec cycle de chargement-déchargement

Durant l'essai on enregistre le **déviateur** de contraintes q en fonction de la **déformation axiale** ϵ_1 . On peut également, suivant le type d'essai, mesurer les variations de **volume** de l'échantillon de sol saturé pour les essais **drainés** ou la génération de **surpressions interstitielles** de l'échantillon de sol saturé pour les essais **non drainés**.

6.2.1 Essais triaxiaux sur des éprouvettes de sol saturé. Essais drainés

L'éprouvette de sol saturé est dans un premier temps soumise à une contrainte hydrostatique σ'_3 en laissant les robinets ouverts de façon à être en conditions drainées et à consolider le sol. Ensuite tout en laissant les robinets ouverts et en maintenant σ'_3 constant, on augmente σ'_1 , à une vitesse suffisamment faible pour éviter toute surpression interstitielle ($\Delta u = 0$), jusqu'à la rupture de l'échantillon de sol. Pendant l'essai de cisaillement on trace le déviateur q et la déformation volumique $\epsilon_v = \Delta V/V$ en fonction de la déformation axiale ϵ_1 . La figure 6.6 indique pour un sable lâche et un sable dense les courbes déviateur-déformation et variation de volume – déformation.

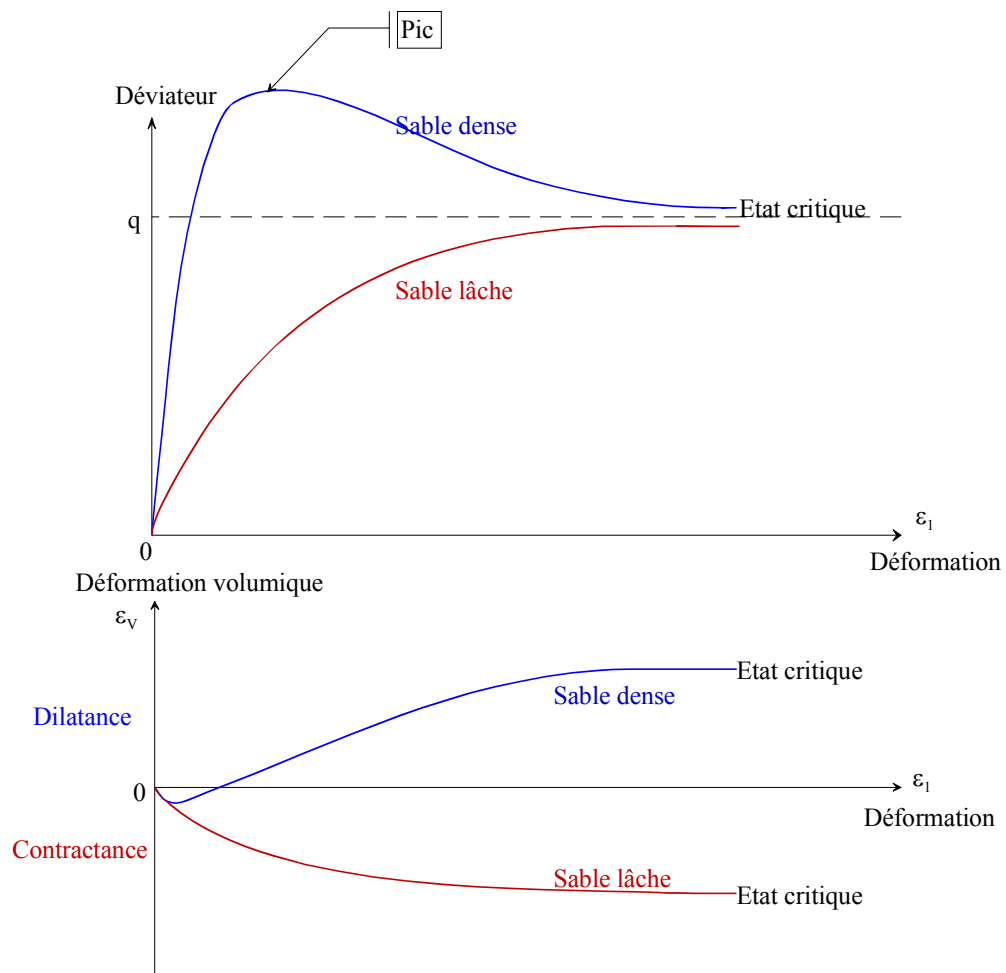


Fig.6.6 Courbes représentant le déviateur et la déformation volumique en fonction de la déformation axiale lors d'essais effectués sur des sables lâches et denses

6.2.2 Essais triaxiaux sur des éprouvettes de sol saturé. Essais non drainés

L'éprouvette de sol saturé est dans un premier temps soumise à une contrainte hydrostatique σ'_3 en laissant les robinets ouverts de façon à être en conditions drainées et à consolider le sol. Ensuite tout en fermant les robinets et en maintenant σ'_3 constant, on augmente σ'_1 jusqu'à la rupture de l'échantillon de sol. Pendant l'essai de cisaillement on trace le déviateur q et la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ϵ_1 . La figure 6.7 indique pour une argile normalement consolidée NC et pour une argile surconsolidée SC les courbes déviateur-déformation et pression interstitielle-déformation.

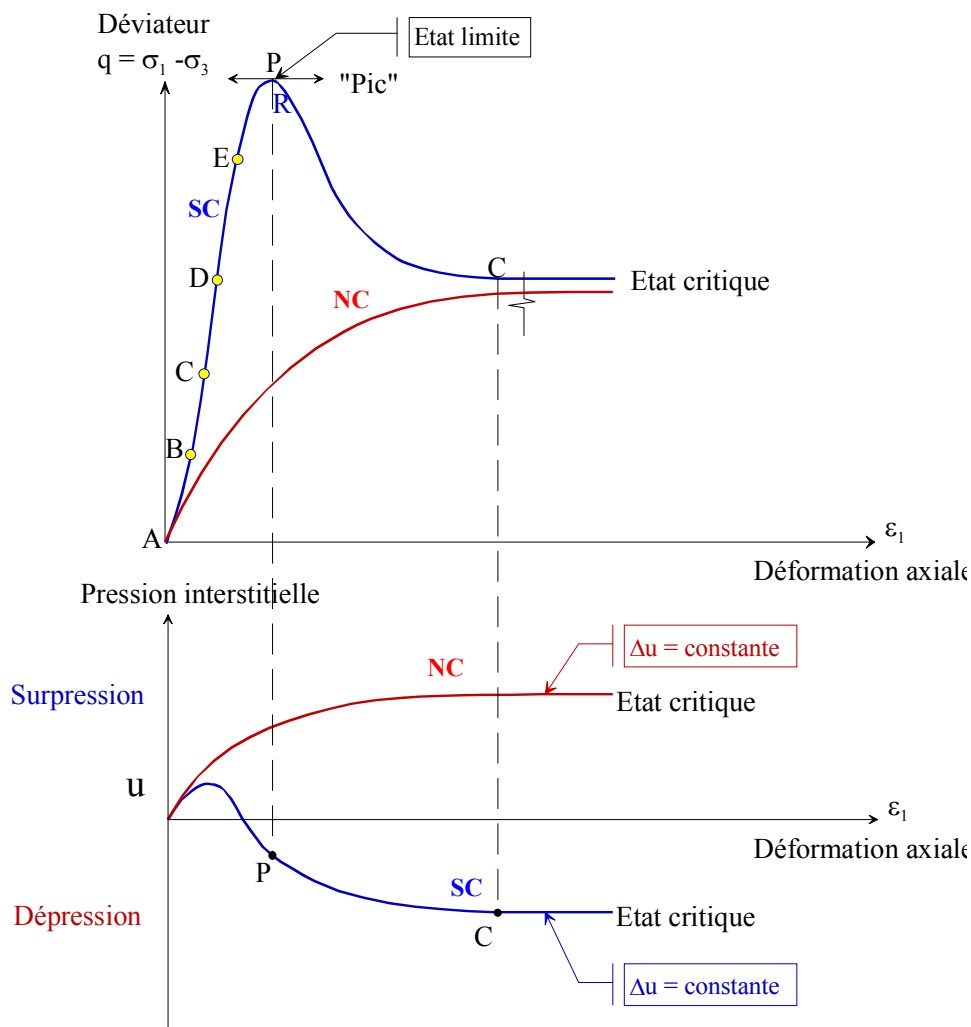


Fig.6.7 Courbes représentant le déviateur et la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale lors d'essais non drainés effectués sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

Suivant la compacité ou le degré de consolidation du sol et la contrainte σ'_3 , la courbe déviateur q en fonction de la déformation axiale ε_1 présente un pic ou seulement un palier.

Suivant la compacité du sol ou le degré de consolidation du sol et la contrainte σ'_3 ; pour des essais drainés, le sol augmentera de volume (dilatance) ou diminuera de volume (contractance) (Fig.6.6)

Suivant la compacité du sol ou le degré de consolidation du sol et la contrainte σ'_3 ; pour des essais non drainés, la pression interstitielle u diminuera, dépression interstitielle négative Δu , ou la pression interstitielle u augmentera, surpression interstitielle positive Δu (Fig.6.7)

Les courbes montrent que pour des **grandes déformations** on atteint des états stationnaires qu'on appelle **états critiques**. Pour des essais drainés q et ε_v deviennent constants (Fig.6.6) Pour des essais non drainés q et Δu deviennent constants (Fig.6.7)

6.3 Chemins de contraintes des essais triaxiaux de révolution

On peut décrire suivant les cas et les lois de comportement adoptées des chemins de contrainte suivant plusieurs conventions. On développe par la suite les plus utilisées dans la pratique en particulier dans les normes françaises.

6.3.1 Chemin de contraintes dans les axes de Mohr τ, σ .

Pour une contrainte de confinement σ_3 , en cours d'essai on peut tracer les cercles de Mohr pour chaque état de contrainte A, B, C, D, E jusqu'au cercle de Mohr de rupture R (Fig.6.8 par exemple et 6.9). Le cercle de Mohr à la rupture sera défini, généralement, soit pour le pic de la courbe déviateur-déformation, soit à l'état critique (Fig.6.6 et 6.7). La droite tracée sur la figure 6.9 est le lieu des sommets des cercles de Mohr.

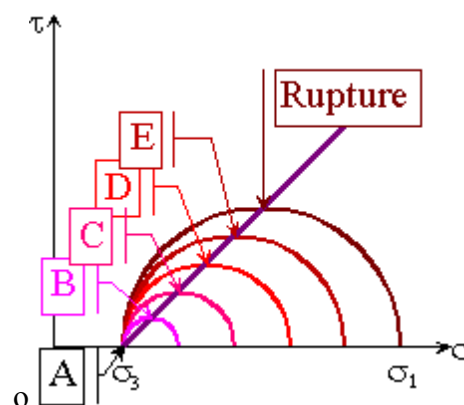


Fig.6.9 Cercles de Mohr de contraintes totales pour un essai non drainé ou de contraintes effectives pour un essai drainé

Pour la même contrainte de confinement σ_3 , on a une série de cercles de Mohr en contraintes effectives pour les essais drainés, en contraintes totales pour les essais non drainés. Pour les essais non drainés avec mesure de la surpression interstitielle Δu on a une série de cercles de

Mohr en contraintes totales d'où on déduit les cercles en contraintes effectives en translatant les cercles de contraintes totales de $-\Delta u$ en application du postulat de Terzaghi, Δu avec son signe (surpression ou dépression) (Fig.6.10).

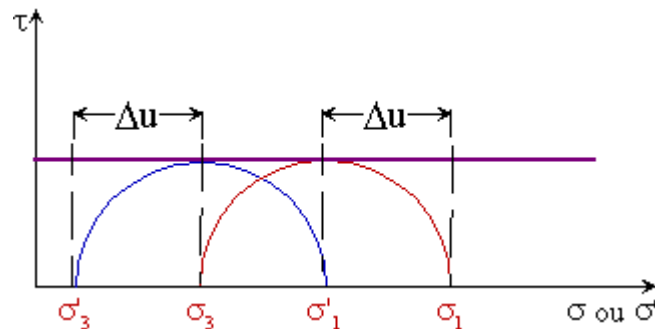


Fig.6.10 Cercles de Mohr en contraintes totales et en contraintes effectives pour un essai non drainé avec mesure de la pression interstitielle (exemple avec $\Delta u > 0$)

6.3.2 Chemin de contraintes dans les axes de Cambridge

Il est tracé en fonction des contraintes normale et de cisaillement octaédrique qui dépendent du premier invariant du tenseur des contraintes I_1 et du deuxième invariant du tenseur déviatorique des contraintes J_2 .

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3} I_1$$

$$J_2 = \frac{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]}{6}$$

$$J_2 = 3 \frac{\tau_{oct}^2}{2}$$

$$q = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct}$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]}$$

Pour un essai **triaxial** classique $\sigma_2' = \sigma_3'$, on a les relations (6.1)

$$\sigma_{oct} = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

D'où (6.2)

$$q = 3p - 3\sigma_3$$

$$p = \frac{q}{3} + \sigma_3$$

Pour un essai triaxial de compression, σ_3' est constant et σ_1' augmente. Le chemin de contraintes totales, pour un essai triaxial non drainé, ou effectives, pour un essai triaxial drainé, démarre au point A, $p = \sigma_3'$ et suit ensuite une droite de **pente 3** (6.2). Le chemin des contraintes effectives, pour un essai consolidé non drainé avec mesure de Δu , est déduit du chemin des contraintes totales en application du principe des contraintes effectives $\sigma' = \sigma - u$. On porte la valeur de $-\Delta u$ (avec son signe) parallèle à l'axe p, puisque q est identique en contraintes totales et effectives et que $p' = p - u$ (Fig.6.11)

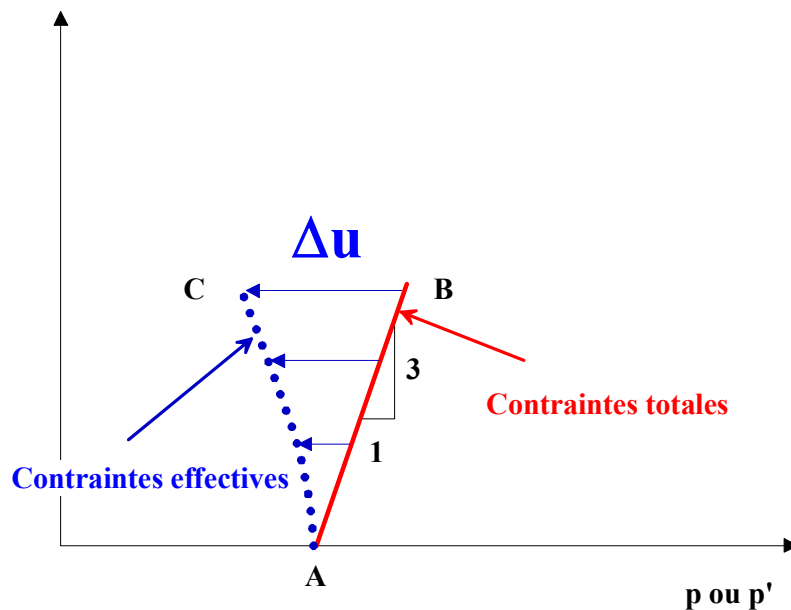


Fig.6.11 Chemins des contraintes totales et effectives dans la représentation de Cambridge

6.3.3 Chemin de contraintes dans les axes de Lambe

C'est celui qui est utilisé en France et qui figure dans les normes NF P 94-070 et 94-074.

Dans la représentation de Lambe le cercle de Mohr est complètement défini par son sommet (Fig.6.12). On a donc les coordonnées de Lambe suivantes (6.3):

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Avec s , abscisse du centre du cercle et t rayon du cercle (Fig.6.9 et 6.12).

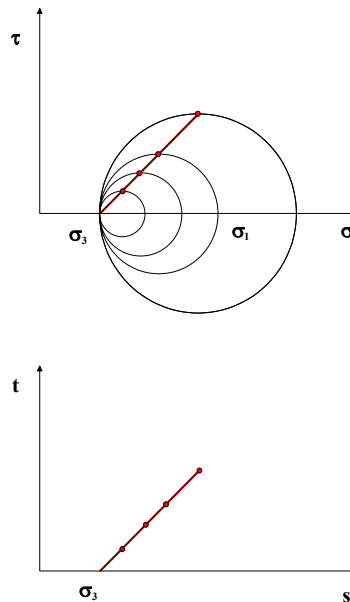


Fig.6.12 Evolution des cercles de Mohr pendant un essai triaxial

Chemin de contraintes de Lambe

D'où (6.4)

$$t = s - \sigma_3$$

$$s = t + \sigma_3$$

Pour un essai triaxial de compression, σ_3' est constant et σ_1' augmente. Le chemin de contraintes totales pour un essai triaxial non drainé ou effectives pour un essai triaxial drainé démarre au point A, $p = \sigma_3'$ et suit ensuite une droite de pente 1 (6.4). Le chemin des contraintes effectives, pour un essai consolidé non drainé avec mesure de Δu , est déduit du chemin des contraintes totales en application du principe des contraintes effectives $\sigma' = \sigma - u$. On porte la valeur de $-\Delta u$ (avec son signe) parallèle à l'axe s , puisque t est identique en contraintes totales et effectives et que $s' = s - u$ (Fig.6.13)

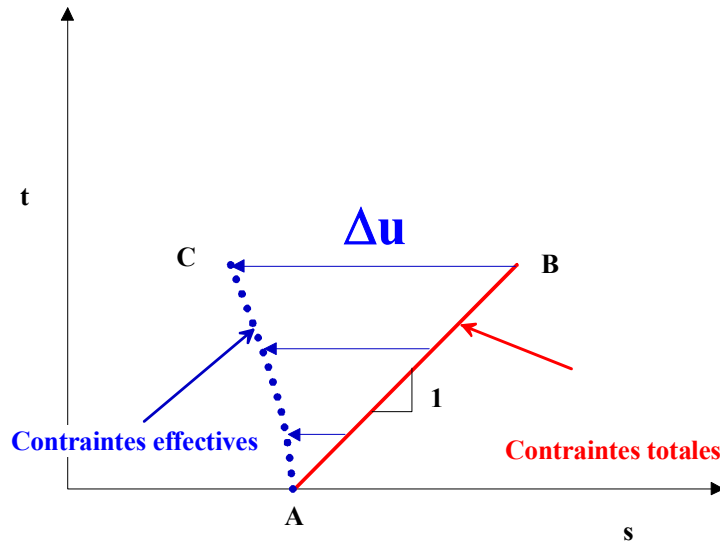


Fig.6.13 Chemins des contraintes totales et effectives dans la représentation de Lambe

6.4 Principaux comportements du squelette du sol

Les résultats des essais triaxiaux sous différents chemins de contrainte et des essais oedométriques vont permettre de proposer des lois de comportement pour le squelette du sol afin déterminer la résistance et la déformation du massif de sol.

Le comportement le plus général du sol est du type **élastique, plastique, visqueux**.

Concernant le comportement *élastoplastique* des sols, les résultats des essais montrent généralement l'existence d'un domaine d'**élasticité initial** pour les sols compacts ou consolidés. Pour tout chemin de contraintes situé dans ce domaine les déformations sont réversibles (élastiques). L'élasticité peut être **linéaire** ou **non linéaire**.

Quand, ensuite, un point du sol atteint la frontière d'élasticité il entre en **plasticité**.

Si la **plasticité** est **parfaite**, le domaine d'élasticité actuel reste identique au domaine d'élasticité initial et ne varie pas en fonction de l'histoire du chargement comme pour l'acier doux.

Par contre, si le sol est **écrouissable**, le chargement peut être poursuivi au-delà du domaine d'élasticité initial comme pour l'acier écroui. Lorsque le chemin de contraintes franchit la frontière du domaine d'élasticité initial il l'entraîne avec lui et modifie la forme de la frontière du domaine initial d'élasticité. A chaque stade de l'histoire du chargement il existe une limite actuelle d'écoulement dépendant des déformations antérieures.

Enfin il est nécessaire de déterminer la surface de **rupture** qui se produira généralement après des grandes déformations.

Concernant le comportement *visqueux* des sols les résultats, principalement des essais oedométriques, permettent de proposer des lois de **fluage**.

On étudie dans les chapitres suivants les différents types de loi de comportement généralement utilisés dans les études de géotechnique.