

Chapitre 8. Lois élasto-plastiques avec écrouissage	2
8.1 . Comportement des argiles idéales reconstituées et saturées, dans le domaine normalement consolidé. Notion d'état critique.....	2
8.1.1 Compression isotrope	2
8.1.2 Essais triaxiaux dans le domaine normalement consolidé	4
8.2 . Comportement des argiles idéales reconstituées et saturées, dans le domaine surconsolidé. Notion de surface d'état limite	9
8.3 . Lois de Cam - Clay	10
8.3.1 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, drainé, CID, d'une argile saturée légèrement surconsolidée	12
8.3.2 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, non drainé, CIU, d'une argile saturée légèrement surconsolidée	14
8.3.3 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, drainé, CID, d'une argile saturée fortement surconsolidée	15
8.3.4 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, non drainé, CIU, d'une argile saturée fortement surconsolidée	17
8.4. Exploitation des essais triaxiaux sur des argiles saturées	18
8.5. Déterminations expérimentales de l'état limite et de l'état critique des argiles naturelles	18
8.5.1 Formes des courbes d'état limites des argiles naturelles	19
8.5.2 Exemples de détermination de courbes d'état limite	19
8.5.3 Exemple de détermination de l'enveloppe de rupture	21

Chapitre 8. Lois élasto-plastiques avec écrouissage

On a vu que la loi élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est ouverte sur l'axe des compressions et ne permet pas de prendre en compte l'écrouissage des sols. Dans cette première approche on a séparé le comportement drainé et non drainé des argiles, ainsi que les problèmes de résistance et de déformation.

Les problèmes délicats de construction de remblais sur sols argileux mous ont amené les géotechniciens depuis une vingtaine d'années à adopter des concepts qui permettent d'intégrer une approche globale, de générer des déformations plastiques lors d'une compression isotrope, de tenir compte de l'écrouissage des sols argileux. Les concepts **d'état critique** et **d'état limite** développés à l'université de **Cambridge** (Roscoe K-H., Schofield A.N., et Wroth C-P., 1958) ont permis de développer les modèles de **CAM-CLAY**. Ils ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées, isotropes, mais tous les principes sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, fortement surconsolidées et anisotropes.

Après avoir présenté le comportement des argiles reconstituées au laboratoire et posé les principes d'état critique et d'état limite, on introduit les lois de Cam-Clay et on poursuit par les applications aux argiles naturelles.

8.1 . Comportement des argiles idéales reconstituées et saturées, dans le domaine normalement consolidé. Notion d'état critique

Les essais de consolidation isotrope et les essais triaxiaux sur des *argiles isotropes reconstituées* au laboratoire introduisent les concepts d'**état critique** et d'**état limite**.

8.1.1 Compression isotrope

On examine la compression isotrope (également appelée consolidation isotrope) d'une argile dans les axes e (indices des vides), $\log p'$ (p' : pression isotrope) **ou** dans les axes v (volume spécifique : $v = V/V_s = 1 + e$), $\ln p'$ (Fig.8.1).

Si on consolide l' argile vierge , à partir d'un état initial proche de la limite de liquidité w_l , sous une contrainte isotrope ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'_a$) croissante, la courbe de consolidation OA montre que l'indice des vides décroît suivant une loi linéaire dans les coordonnées semi – logarithmiques e ou v en fonction de $\log p'$ ou $\ln p'$ (Fig.8.1). La variation de l'indice des vides sera égale à $\Delta e = - C_c \Delta \log p'$; avec C_c , indice de compression du sol dans les axes e , $\log p'$; la variation du volume spécifique sera égale à $\Delta v = -\lambda \Delta \ln p'$, avec λ : pente de la droite de compression isotropique dans les axes e ou v , $\ln p'$.

La courbe suivie, sous ce premier chargement, constitue la courbe vierge isotrope **CVI**. Si après cette première consolidation sous le chargement p'_A on décharge l'argile, le sol ne revient pas suivant le chemin AO mais suit une droite de plus faible pente AA' tel que : $\Delta e = - C_s \Delta \log p'$, avec C_s : indice de décompression-recompression dans les axes e , $\log p'$, respectivement avec κ : : indice de décompression-recompression dans les axes e , $\ln p'$. Si on applique un nouveau cycle de chargement à partir de A', l'argile suit d'abord la droite A'A, courbe de recompression jusqu'à la valeur antérieure de consolidation p'_A . Au-delà, elle reprend la même droite de courbe vierge isotrope, par exemple jusqu'au point B ; si on décharge à nouveau à partir de B, le chemin BB' est parallèle au chemin AA'.

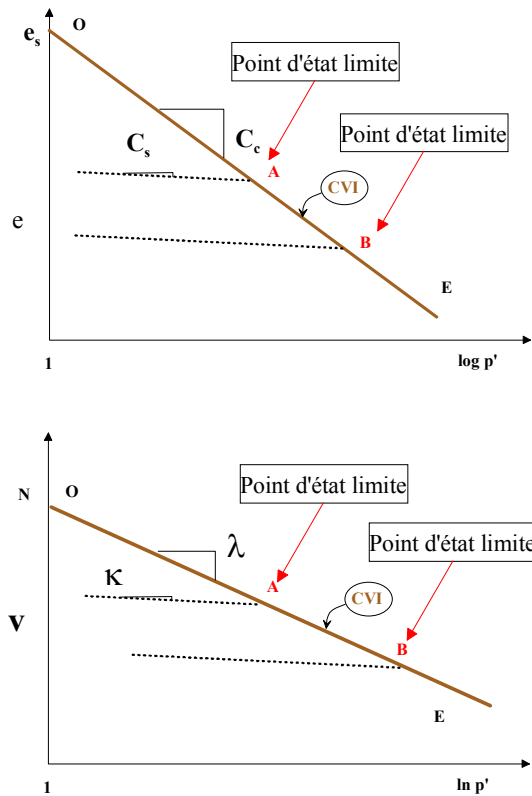


Fig.8.1 Courbes de compression isotrope

On déduit de cet essai de consolidation isotrope que :

- Le long de la **courbe vierge isotrope CVI**, le sol est **normalement consolidé**, les déformations volumiques sont importantes, elles ne sont pas réversibles. Le sol se trouve à **l'état plastique**.
- Le long des courbes de **décompression - recompression** le sol est **surconsolidé**, les déformations volumiques sont, généralement, assez faibles et presque réversibles. Le sol se trouve pratiquement dans un **état élastique non linéaire**.

Les points **A** et **B** sont des points de passage d'un état de comportement élastique à un état de comportement plastique. Ce sont des « seuils d'écoulement plastique » ou **points d'états limites**.

En définissant e_s , l'indice des vides de référence pour une pression $p' = 1$ kPa et N , le volume spécifique de référence pour une pression $p' = 1$ kPa aura les relations suivantes.

Dans le domaine **normalement consolidé** :

$$e = e_s - C_c \Delta \log p' \quad (8.1)$$

ou

$$v = N - \lambda \Delta \ln p' \quad (8.2)$$

Dans le **domaine surconsolidé** :

$$\Delta e = -C_s \Delta \log p' \quad (8.3)$$

ou

$$\Delta v = -\kappa \Delta \ln p' \quad (8.4)$$

On montre facilement que les valeurs de C_c et C_s sont les mêmes que celles qu'on détermine dans un **essai oedométrique** pour lequel $\sigma'_3 = \sigma'_2 = K_0 \sigma'_1$.

D'autre part on a directement

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (8.5)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2,3} \quad (8.6)$$

8.1.2 Essais triaxiaux dans le domaine normalement consolidé

On réalise des essais triaxiaux à partir d'un état de consolidation A quelconque de la CVI (Fig.8.1), drainés ou non drainés, d'une argile **normalement consolidée** sous p'_A . Puisque l'argile est normalement consolidée, dès qu'on applique un déviateur de contraintes l'argile se plastifie. Pour des grandes déformations l'argile va atteindre un **état critique**.

Quand on atteint les **états critiques** pour de grandes déformations

Si les essais sont **drainés** ($\Delta u = 0$) et Δe ou $\Delta v \neq 0$ (Fig.8.2, argiles normalement consolidées)

- e ou v devient constant (critical void ratio) : $\frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_1} = 0$
- q devient constant : $\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = 0$

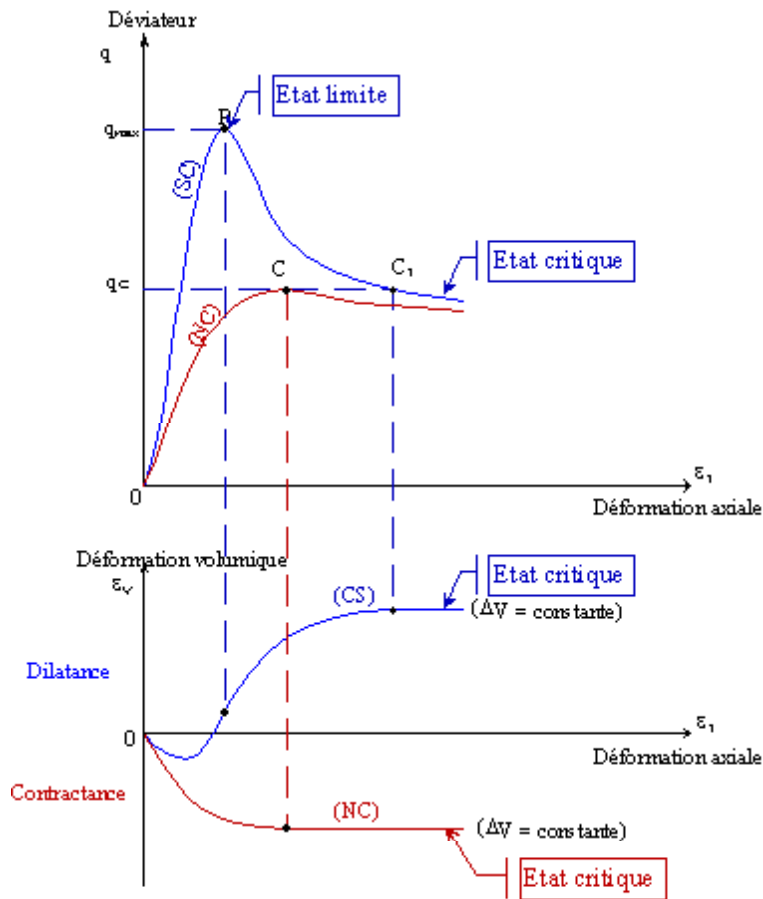


Fig.8.2 Exemples d'état limite et d'états critiques pour un essai triaxial consolidé - drainé sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

Si les essais sont **non drainés** ($\Delta u \neq 0$) et $\Delta \epsilon$ ou $\Delta v = 0$ (Fig.8.3, argiles normalement consolidées)

- la surpression interstitielle Δu devient constante : $\frac{\partial u}{\partial \epsilon_1} = 0$
- q devient constant : $\frac{\partial q}{\partial \epsilon_1} = 0$

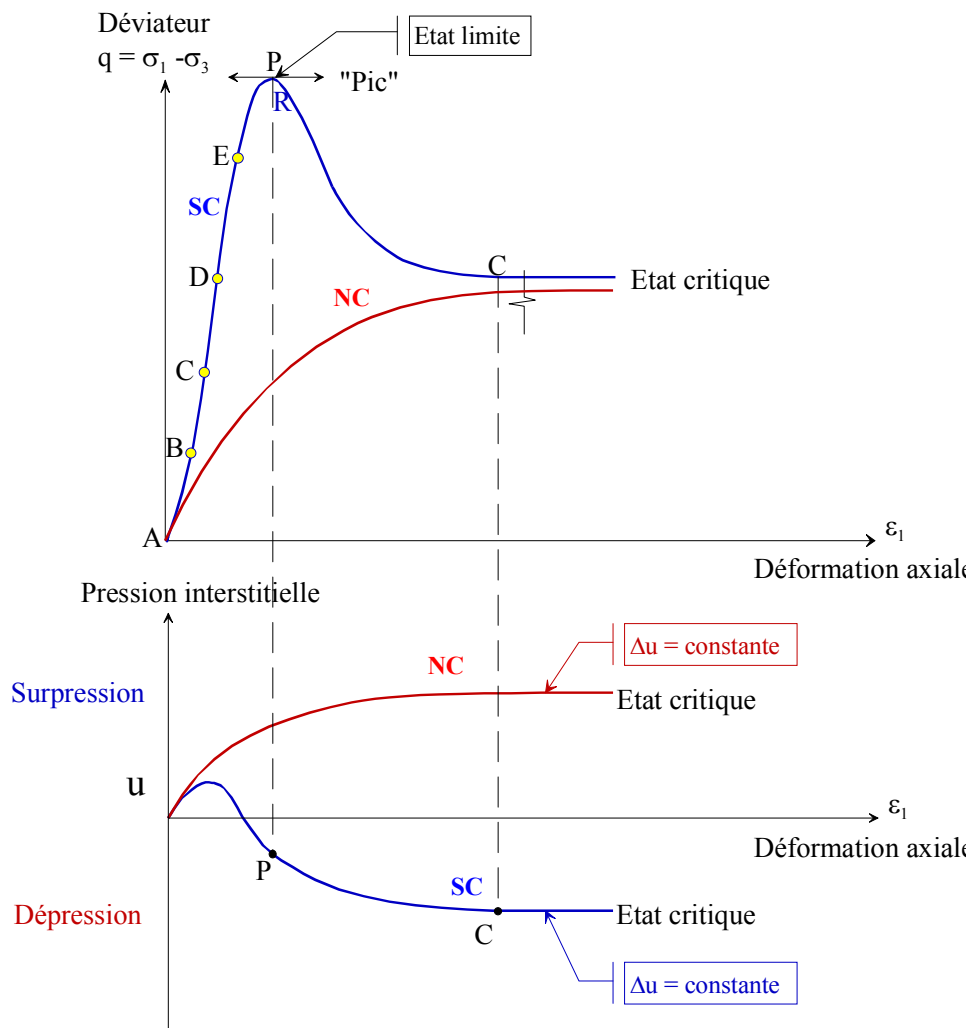


Fig.8.3 Exemples d'état limite et d'états critiques pour un essai triaxial consolidé - non drainé sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

Les chemins d'état qui partent du point A atteignent sur le chemin de contraintes la ligne d'état critique **LEC** définie dans les axes de Cambridge (ou de Lambe) et sur le chemin de déformation la courbe d'état critique **CEC** (Fig. 8.4). Tous les chemins d'état, pour une argile normalement consolidée, aboutiront sur la ligne d'état critique et la courbe d'état critique.

La figure 8.4 indique les chemins d'état pour un essai **drainé**. Le chemin de contraintes effectives part du point A pour aboutir sur la LEC au point B' ; le chemin de déformations, imposé par le chemin de contraintes, part du point A pour aboutir sur la CEC au point B', on peut constater que le volume spécifique a diminué, l'argile a subi une contractance (Fig.8.2) ;

La figure 8.4 indique, également, les chemins d'état pour un essai **non drainé**. La déformation volumique étant nulle pour un essai non drainé, le chemin de déformations, parallèle à p', part du point A pour aboutir sur la CEC au point C', le chemin de contraintes effectives, imposé par le chemin de déformations, part du point A pour aboutir sur la LEC au point C', le chemin de contraintes totales est donc AC. On peut constater que la surpression interstitielle est positive (Fig.8.3).

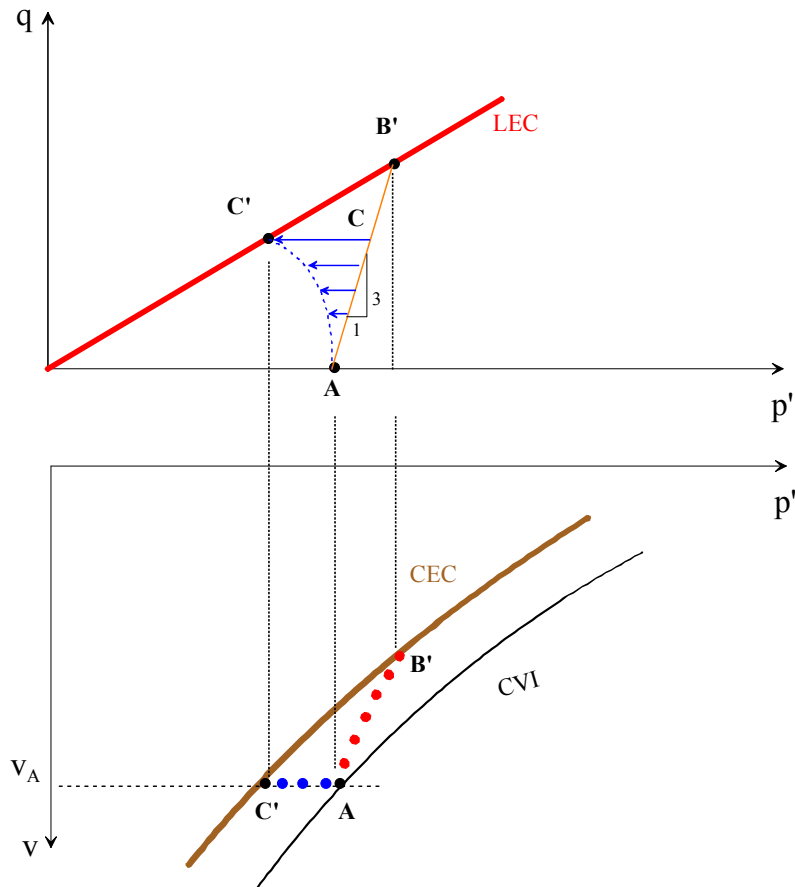


Fig.8.4 Chemins de contrainte et de déformation vers l'état critique

On peut représenter les chemins d'état dans l'espace p', q, v . Tous les **chemins d'état** sont situés sur une surface appelée **surface de Roscoe** pour une argile donnée. Cette surface a comme trace la courbe OE dans le plan p', v ou e (Fig.8.4). Elle représente le lieu de tous les états normalement consolidés de l'argile. Lorsqu'on poursuit les essais de cisaillement jusqu'à des grandes déformations on atteint des états critiques pour les essais drainés et pour les essais non drainés qui aboutissent tous sur la **courbe d'état critique** dans l'espace p', q, v (ou e).

Cette courbe d'état critique se projette suivant la ligne d'état critique **LEC** dans le plan p', q . Elle correspond à la droite de Mohr-Coulomb d'angle de frottement ϕ' , la cohésion étant nulle dans l'état normalement consolidé (Fig.8.4).

La projection de la courbe d'état critique dans le plan $e, \log p'$, ou $v, \ln p'$, **CEC**, est généralement une droite, on admet qu'elle est parallèle à la CVI (Fig.8.5). La distance qui sépare les deux droites est caractéristique du type d'argile.

On aura donc :

$$e = e_c - C_c \Delta \log p' \quad (8.7)$$

$$v = \Gamma - \lambda \Delta \ln p' \quad (8.8)$$

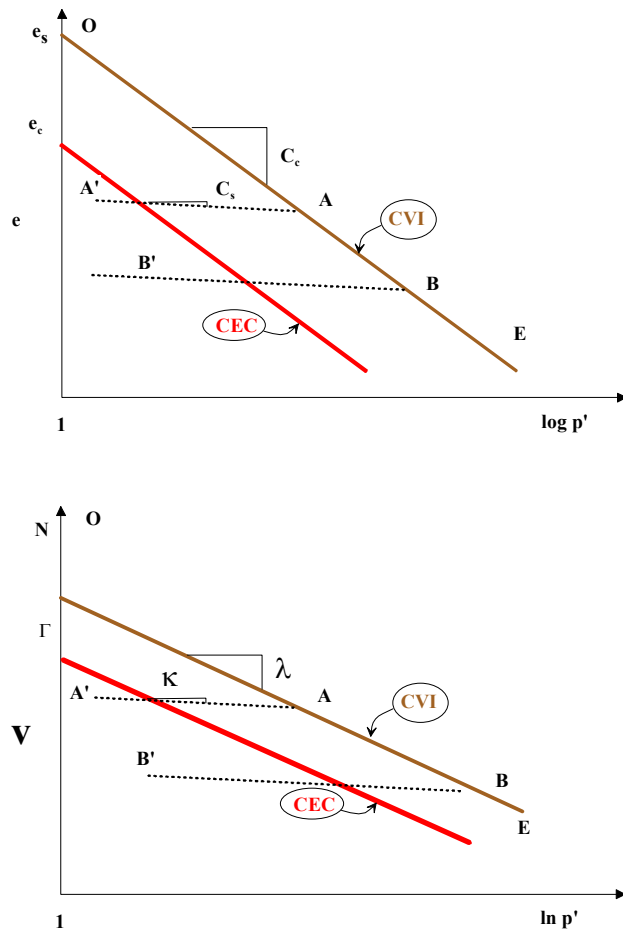


Fig.8.5 Représentation des courbes vierges isotropes CVI et des courbes d'état critiques CEC

Les connaissances de la CVI, de la CEC et de la LEC d'une argile **normalement consolidée** permet d'en décrire complètement le comportement.

Son comportement est défini par la connaissance des paramètres suivants en coordonnées de Cambridge ou de Lambe. Le tableau ci-dessous résume les différents paramètres en coordonnées de Lambe et de Cambridge.

Tableau1. Paramètres de la CVI, CEC et LEC.

Paramètres	Lambe : s', t, e	Cambridge : p', q, e	Relations entre paramètres
Coordonnées	$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$	$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$	$p' = (3 s' - t) / 3$
	$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$	$q = \sigma_1 - \sigma_3$	$q = 2 t$
	e	e ou $v = V / V_s$	$v = e + 1$
CVI	e_s	N	$N = e_s + 1$
	C_c	λ	$\lambda = C_c / 2,3$
CEC	e_c	Γ	$\Gamma = e_c + 1$
	C_c	λ	$\lambda = C_c / 2,3$
Droite de déchargement-rechargement	C_s	κ	$\kappa = C_s / 2,3$
LEC	$t = s' \tan\theta$ $\theta = \arctan(\sin\varphi')$	$q = M p'$ $M = (6 \sin\varphi') / (3 - \sin\varphi')$	

On montre facilement que dans les coordonnées de Lambe on a entre les paramètres de la CVI et la CEC, puisqu'on les suppose parallèles :

- $e_s - e_c = C_c - C_s$
- $N - \Gamma = \lambda - \kappa$

8.2 . Comportement des argiles idéales reconstituées et saturées, dans le domaine surconsolidé. Notion de surface d'état limite

Pour réaliser un essai triaxial dans le domaine surconsolidé, on consolide d'abord l'argile saturée sous une contrainte isotrope p'_A . Pour créer un état de surconsolidation on diminue ensuite la contrainte isotrope jusqu'en $p'_{D'1}$. Suivant le rapport de surconsolidation $ROC = p'_A / p'_{D'1}$ l'argile sera faiblement ou fortement surconsolidée. Sur la courbe de consolidation isotrope, le point A' s'est déplacé sur la courbe de décompression-recompression en D'_1 et indique que l'argile a légèrement gonflé.

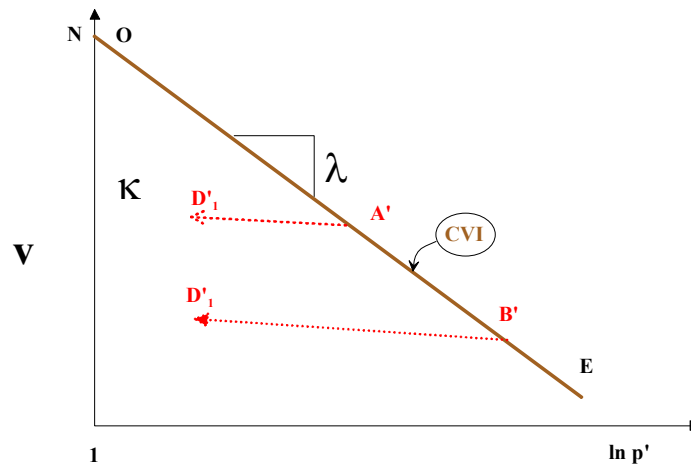


Fig.8.6 Chemin de surconsolidation de l'argile

On a ainsi créé un domaine surconsolidé entre les contraintes $p'_{D'1}$ et $p'_{A'}$, à l'intérieur duquel le sol a un comportement élastique non linéaire. On peut alors définir, pour chaque contrainte de consolidation un domaine surconsolidé, par exemple pour une contrainte de consolidation $p'_{B'}$, supérieure à $p'_{A'}$, si on diminue ensuite la contrainte jusqu'à la même valeur $p'_{D'1}$ on aura augmenté le domaine d'élasticité par rapport au cas précédent. Le sol aura subi un écoulement.

On définit dans le domaines des contraintes, dans le chemin de contraintes de Lambe ou de Cambridge le domaine à l'intérieur duquel le comportement du sol surconsolidé peut être considéré comme élastique. On verra qu'on peut définir ce domaine expérimentalement au laboratoire ou l'établir à partir des lois de la plasticité.

8.3 . Lois de Cam - Clay

Les modèles de **Cam-Clay** sont des modèles **élastoplastiques avec écoulement**. Le modèle de **Cam-Clay modifié**, qu'on utilisera, est décrit à partir des principales hypothèses suivantes :

- le sol est isotrope, l' élasticité est non linéaire, l'isotropie est conservée lors de l'écoulement.

Les **surfaces de charge**, notées ici surface d'état limite **CEL**, déterminées par un paramètre d'écoulement p'_0 sont des **ellipses**.

L'équation de l'ellipse dans p', q est pour une consolidation p'_0 :

$$q^2 = M^2 p' (p'_0 - p') \quad (8.9)$$

La droite d'état critique **LEC** recoupe donc l'ellipse **CEL** au point $p' = p'_0 / 2 , q = M p'_0 / 2$ (Fig.8.7).

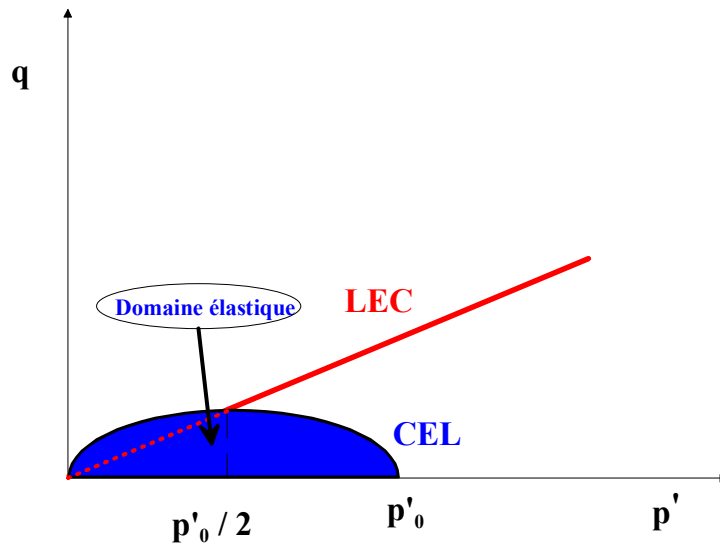


Fig.8.7 Surface de charge du modèle de Cam-Clay modifié pour une pression de consolidation p'_0

Quand le point d'état est à l'intérieur de la surface de charge les déformations sont élastiques (Fig.8.7). Si le point d'état est sous la surface de charge CEL, ou sous un déchargement à partir de la frontière de la CEL, on a seulement des déformations élastiques. Généralement lors de l'introduction de la loi de Cam-Clay dans les codes de calculs par éléments finis on linéarise cette élasticité.

Il y a une ellipse CEL pour **chaque** état de consolidation p'_0 .

Les différentes ellipses qui représentent les différentes surfaces de charge augmentent le domaine d'élasticité de l'argile pendant l'écroutissage. Les CEL, qui sont prises comme **surfaces de charge**, correspondant à des états de **préconsolidation** différents sont **homothétiques** par rapport à l'origine dans le rapport des pressions de consolidation (Fig.8.8)

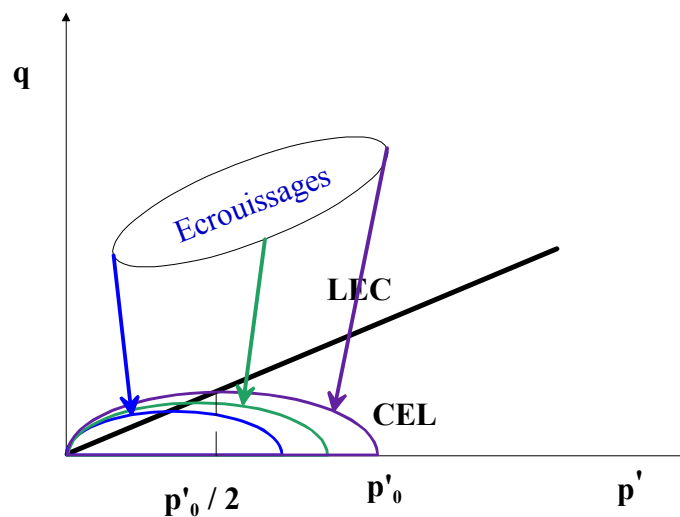


Fig.8.8 Ecroutissage de l'argile : surfaces de charge du modèle de Cam-Clay modifié pour plusieurs pressions de consolidation p'_0

Quand les chemins de contraintes traversent la frontière de la surface de charge CEL, il se développe des déformations élastiques et des déformations plastiques. Ensuite pour de grandes déformations le point d'état aboutit sur la **LEC**, en chemin de contraintes, dans les axes p' , q (ou s' , t) et sur la **CEC**, en chemin de déformation, dans les axes p' , v (ou p' , e). **Tous les chemins d'état** aboutissent sur la ligne d'état critique **LEC** et sur la courbe d'état critique **CEC** qui sont **uniques**.

Au passage la surface de charge est entraînée et rend compte de l'écroutissement de l'argile. La figure 8.9 indique la surface de charge initiale et la surface de charge finale, après le chargement, qui rend compte de l'écroutissement du sol.

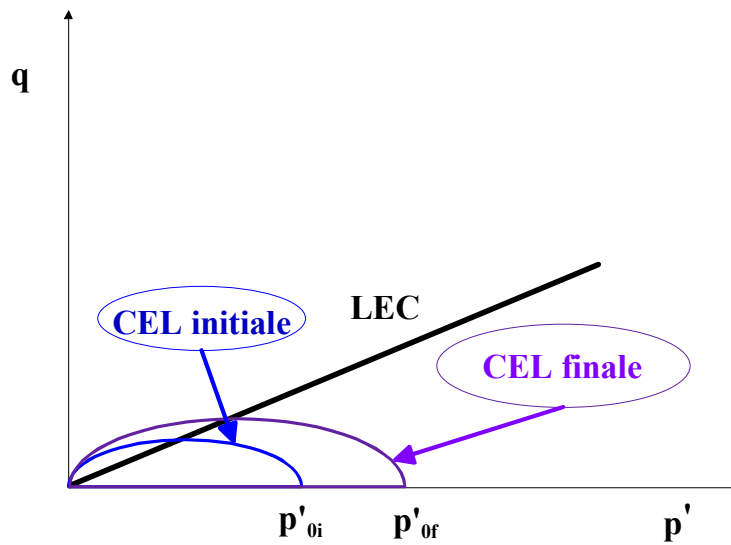


Fig.8.9 Ecroutissement de l'argile pendant un essai triaxial

En application des lois de Cam-Clay on étudie le comportement d'une argile saturée légèrement surconsolidée et fortement surconsolidée lors d'essais triaxiaux drainés et non drainés.

8.3.1 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, drainé, CID, d'une argile saturée légèrement surconsolidée

L'échantillon consolidé sous p'_A est cisailé sous une contrainte p'_{D1} légèrement inférieure à p'_A (Fig.8.10). Le cisaillement s'opère donc dans un domaine légèrement surconsolidé.

Dans le diagramme de Cambridge, le **chemin de contraintes** effectives part de D'_1 et suit la droite $q = 3(p' - \sigma'_3)$ (Fig.8.10).

Le **chemin de contraintes** comporte :

Une partie **élastique** entre D'_1 et D'_2 ,

A partir de D'_2 , il rentre dans le domaine **plastique** et aboutit en D'_3 sur la LEC.

Le **chemin de déformations** est commandé par le chemin de contraintes, dans le domaine élastique l'échantillon diminue légèrement de volume entre les points D'_1 et D'_2 sur la courbe de déchargement-rechargement, ensuite il développe des déformations importantes et diminue fortement de volume jusqu'en D'_3 sur la CEC pour la pression $p'_{D'3}$ imposée par le chemin de contraintes.

La courbe déviateur q , déformation axiale ε_1 présente une première partie « élastique » et ne présente pratiquement pas de pic.

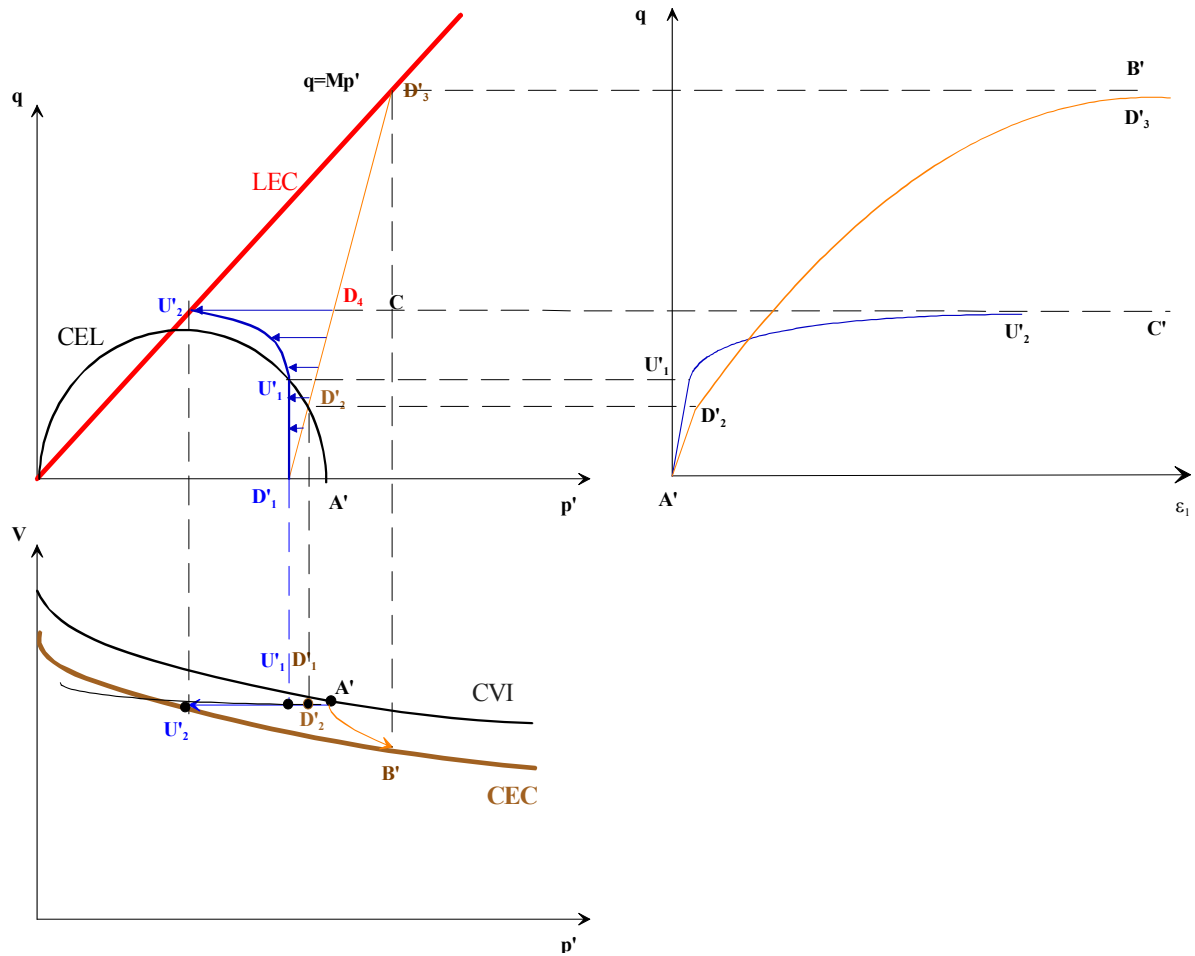


Fig.8.10 Essais triaxiaux CID et CIU de compression d'une argile saturée légèrement surconsolidée

8.3.2 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, non drainé, CIU, d'une argile saturée légèrement surconsolidée

Il n'y a pas de variation de volume, puisque l'essai est non drainé $dv = 0$.

Dans le domaine élastique, en essai non drainé, la non variation de volume $dv = 0$, entraîne que $dp' = 0$, puisque d'après (7.10)

$$tr \underline{\underline{t}} = 3K(tr \underline{\underline{\epsilon}})$$

donc

$$dp' = d\sigma'_1 + 2d\sigma'_3 = 0$$

Le **chemin de déformation** part de D'_1 , le chemin de contraintes $D'_1 U'_1$ qui est donc une verticale du point D'_1 au point U'_1 dans le domaine élastique montre que le point U'_1 dans le chemin de déformation est confondu avec D'_1 sur la courbe de déchargement-rechargement. En U'_1 le sol rentre dans le domaine plastique et se déplace sur la CEC jusqu'en U'_2 avec $v_{D'_1} = v_{U'_2}$.

Le **chemin de contraintes effectives** est commandé, dans le domaine plastique, par le chemin de déformation, il part de U'_1 et aboutit sur la LEC pour la pression $p'_{U'_2}$ imposée par le chemin de déformation (Fig.8.10).

Le chemin de contraintes effectives est donc $D'_1U'_1U'_2$. Le chemin de contraintes totales est D'_1D_4 , il suit la droite $q = 3(p' - \sigma'_3)$. La différence entre les deux indique les valeurs de la surpression interstitielle, positive, (l'échantillon a tendance à diminuer de volume, il est en contractance) qui est maximum en U'_2 (Fig.8.10).

Pendant le cisaillement les surpressions interstitielles faibles dans le domaine élastique augmentent rapidement dans le domaine plastique.

La courbe déviateur q , déformation axiale ε_1 présente une première partie « élastique » et ne présente pratiquement pas de pic. Le maximum du déviateur est inférieur à celui de l'essai drainé.

8.3.3 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, drainé, CID, d'une argile saturée fortement surconsolidée

L'échantillon consolidé sous $p'_{A'}$ est cisailé sous une contrainte $p'_{E'_1}$, contrainte très inférieure à $p'_{A'}$ (Fig. 8.11). Le cisaillement s'opère donc dans un domaine fortement surconsolidé.

Dans le diagramme de Cambridge, le **chemin de contraintes** effectives part de E'_1 et suit la droite $q = 3(p' - \sigma'_3)$ (Fig. 8.11).

Le **chemin de contraintes** comporte :

Une partie **élastique** de E'_1 jusqu'à E'_2 à son intersection avec la CEL ;

A partir de E'_2 , il rentre dans le domaine **plastique** et peut, *si l'appareillage le permet*, redescendre le long de la droite $q = 3(p' - \sigma'_3)$ jusque sur la LEC en E'_3 .

Le **chemin de déformation** est commandé par le chemin de contraintes. Entre E'_1 et E'_2 le sol est dans le domaine élastique, il diminue légèrement de volume entre les points E'_1 et E'_2 en suivant la courbe de déchargement-rechargement.. Ensuite si on poursuit suffisamment l'essai le sol rentre en plasticité et va augmenter de volume (dilatance), le point E'_2 aboutissant en E'_3 sur la CEC pour la pression $p'_{E'_3}$ imposée par le chemin de contraintes.

La courbe déviateur q , déformation axiale ε_1 présente une première partie « élastique », en E'_2 le déviateur atteint son maximum et marque un **pic** important ; ensuite le déviateur doit donc diminuer pour atteindre le palier E'_3 (Fig.8.2) . En général le **critère de rupture** sera pris au **pic**, pour une faible déformation, au sommet de la partie élastique. Si, par contre, le sol peut subir de grandes déformations, par exemple lors de la réactivation d'anciens glissements de terrain, on devra en tenir compte en prenant le critère de rupture au palier E'_3 sur la CEC.

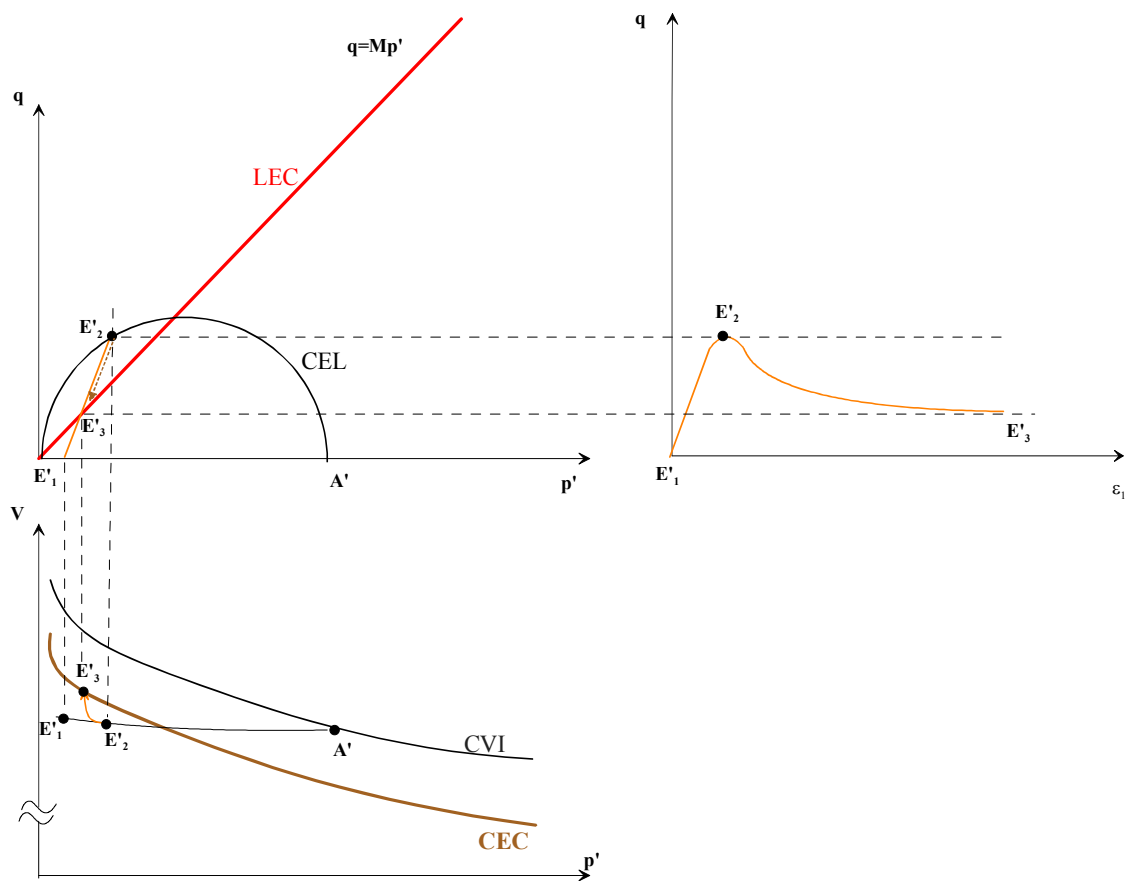


Fig.8.11 Essais triaxiaux CID de compression d'une argile saturée fortement surconsolidée

8.3.4 Essai triaxial de compression, avec consolidation isotrope, non drainé, CIU, d'une argile saturée fortement surconsolidée

Le **chemin de déformation** part de E'_1 , le chemin de contraintes $E'_1 V'_1$ qui est donc une verticale du point E'_1 au point V'_1 , sur la CEL, dans le domaine élastique, montre que le point V'_1 dans le chemin de déformation est confondu avec E'_1 sur la courbe de déchargement-rechargement. En V'_1 le sol rentre dans le domaine plastique et se déplace vers la CEC jusqu'en V'_2 sans changement de volume (Fig.8.12)

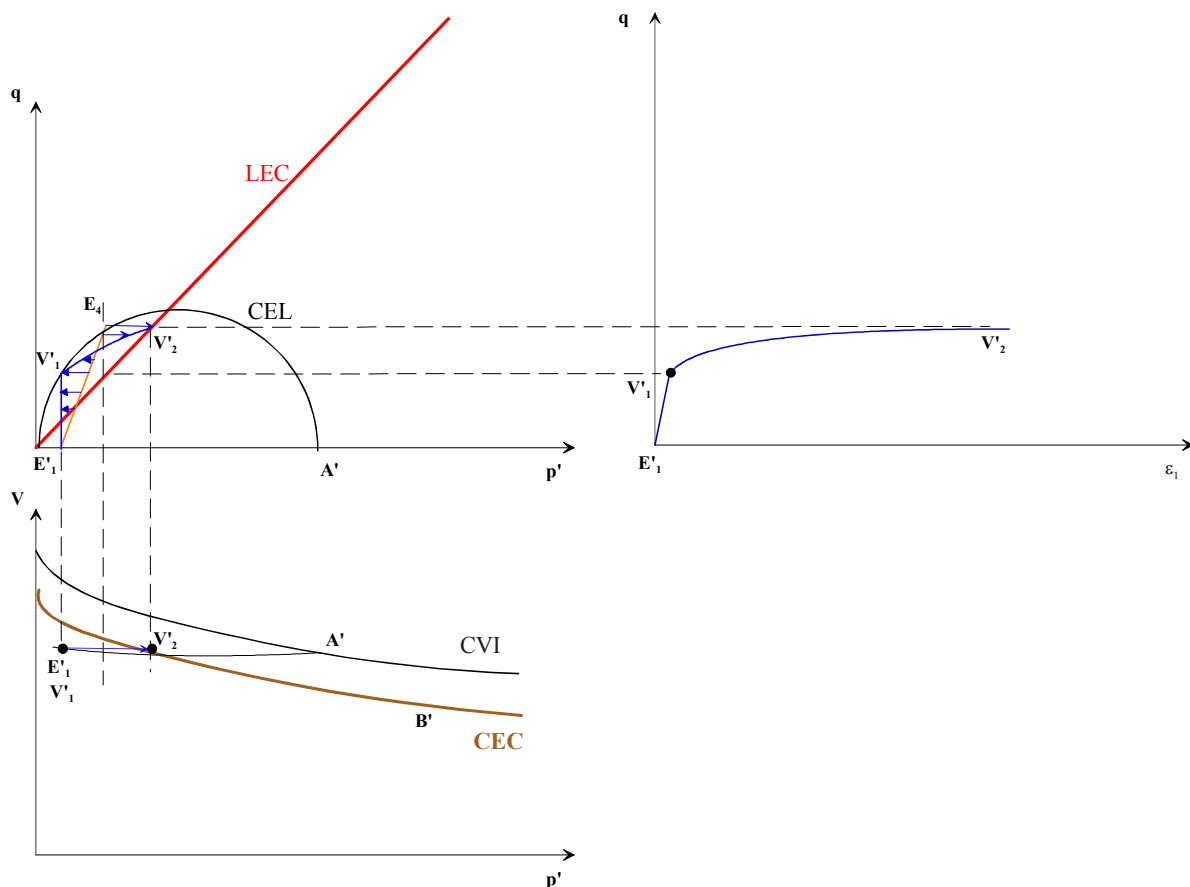


Fig.8.12 Essais triaxiaux CIU de compression d'une argile saturée fortement surconsolidée

Le **chemin de contraintes effectives** est commandé, dans le domaine plastique, par le chemin de déformation, il part de V'_1 , sur la CEL, et aboutit sur la LEC pour la pression $p'_{V'_2}$ imposée par le chemin de déformation (Fig.8.12).

Le chemin de contraintes effectives est donc $E'_1 V'_1 V'_2$. Le chemin de contraintes totales est $E'_1 E_4$, il suit la droite $q = 3(p' - \sigma_3)$. La différence entre les deux indique les valeurs de la **surpression interstitielle**, elles sont positives dans le domaine élastique et deviennent négatives dans le domaine plastique (l'échantillon a tendance à augmenter de volume, dilatance).

La courbe déviateur q , déformation axiale ε_1 présente une première partie « élastique » et une seconde partie plastique.

En conclusion le modèle de Cam-Clay modifié, bien qu'il ne s'applique qu'à des argiles idéales isotropes, va nous servir de guide pour l'exploitation des essais triaxiaux sur des argiles naturelles.

8.4. Exploitation des essais triaxiaux sur des argiles saturées

Les détermination de la courbe d'état limite et de la droite d'état critique permettent de déterminer complètement le domaine de rupture de l'argile, que ce soit dans le domaine normalement consolidé ou surconsolidé.

On retiendra, généralement pour les ouvrages courants, comme **critère rupture** :

- dans le domaine **normalement consolidé** et légèrement surconsolidé la droite d'état critique et donc le déviateur q qui atteint la **LEC** ;
- dans le domaine **fortement surconsolidé**, la courbe d'état limite et donc le déviateur q qui atteint la **CEL**.

On retiendra comme enveloppe de rupture la droite d'état critique pour la zone en dessous de la droite LEC et la courbe CEL pour la zone au-dessus. (Fig.8.13)

Dans le domaine normalement consolidé, l'argile a un angle de frottement et une cohésion nulle, dans le domaine surconsolidé l'argile a un angle de frottement beaucoup plus faible et une cohésion due à la forte surconsolidation.

Dans le domaine normalement consolidé il y a proportionnalité entre q et p' avec $q = M p'$ par contre on peut constater qu'il n'y a pas proportionnalité entre q et p' dans le domaine fortement surconsolidé avec le modèle de Cam-Clay modifié. Généralement on linéarise la relation entre q et p' dans le domaine surconsolidé.

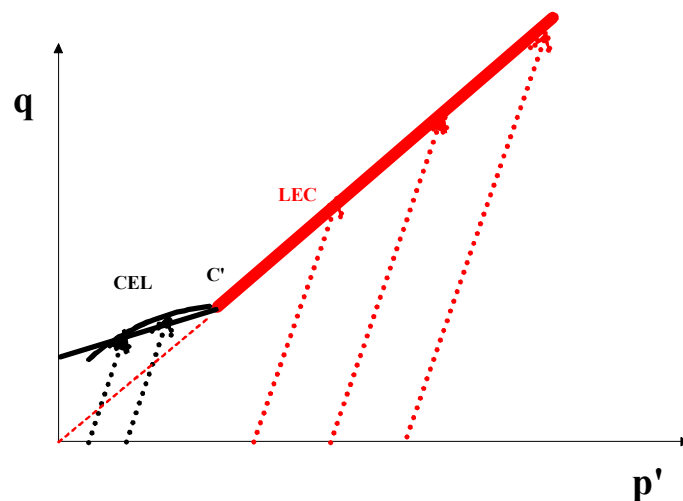


Fig.8.13 Enveloppe de rupture en compression

8.5. Déterminations expérimentales de l'état limite et de l'état critique des argiles naturelles

8.5.1 Formes des courbes d'état limites des argiles naturelles

Les argiles naturelles ne sont pas isotropes mais généralement on pourra considérer qu'elles sont seulement orthotropes.

La coupe de la SEL présente une forme elliptique à peu près centrée sur la droite K_0 ($K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$), elle recoupe cette droite à une valeur de $\sigma'_1 = \sigma'_p$. Si on compare ce résultat à la solution théorique correspondant au modèle Cam-Clay modifié, on retrouve dans les deux cas une forme elliptique, mais l'état de contrainte orthotrope K_0 , sous lequel l'argile naturelle a été déposée et consolidée conduit à un déplacement de l'axe de symétrie de la SEL. La forme et la position des coupes de la SEL dans des plans e ou $v = \text{cte}$ dans l'espace e, p', q , sont fixées par l'état de contrainte maximum ayant régné en cours de la formation de l'argile étudiée. Les coupes de la SEL sont homothétiques entre elles, le rapport des pressions de préconsolidation σ'_p représentant le rapport d'homothétie (Fig.8.14).

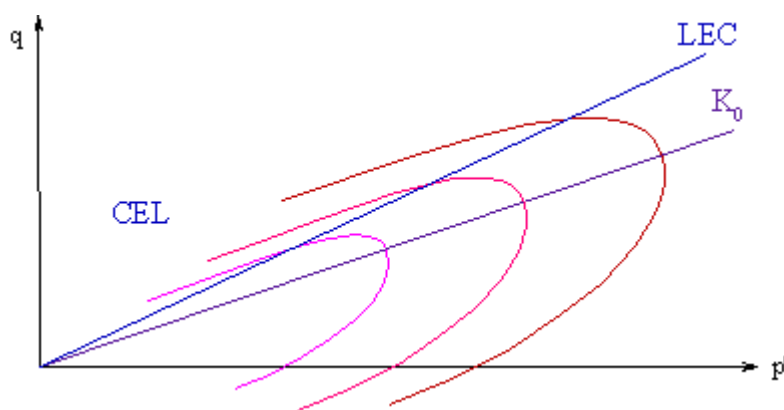


Fig.8.14 Courbes d'état limite des argiles naturelles

8.5.2 Exemples de détermination de courbes d'état limite

Les courbes d'état limite sont déterminées à partir des essais suivants :

- Essais **oedométrique** permettent de mesurer la pression de préconsolidation σ'_p et de déterminer dans quel domaine sont exécutés les essais triaxiaux, surconsolidé ou normalement consolidé.
- **Essais triaxiaux de cisaillement**, consolidés sous une pression isotrope, non drainés, avec mesure de la pression interstitielle en compression (**CIU**) et en extension (**EIU**). Dans l'essai CIU, en compression, σ'_3 est maintenu constant et on augmente σ'_1 et donc le déviateur $\sigma'_1 - \sigma'_3$. Dans l'essai EIU, en extension, σ'_3 est maintenu constant et on diminue σ'_1 et donc le déviateur $\sigma'_1 - \sigma'_3$.
- **Essais triaxiaux de consolidation**, à chemin de contraintes contrôlé tels que le rapport des contraintes effectives radiale et axiale reste constant au cours des essais.

$$K = \sigma'_3 / \sigma'_1, \text{ ou } \eta = q / p',$$

On a alors les relations suivantes entre q et p' :

$$q = \frac{3(1-K)}{1+2K} p'$$

En coordonnées de Cambridge (ou de Lambe), si $K < 1$, la pente est positive et si $K > 1$, la pente est négative.

- Essais K_0 drainés à déformation radiale nulle $\varepsilon_3 = 0$

Les **points d'état limites** nécessaires au tracé de la Courbe d'Etat Limite **CEL**, sont définis à partir des états correspondant :

- aux **pics** des courbes contraintes-déformations des essais triaxiaux CIU (Fig.8.3) et EIU effectués dans le domaine surconsolidé
- aux **coudes** des courbes de consolidation des essais triaxiaux de consolidation, essais oedométriques (Fig.6.3) , essais K_0 .

La figure 8.15 présente la CEL d'une argile molle (Khemissa, Magnan, Josseaume, 1997), la figure 8.16 la CEL d'une argile raide (Josseaume, Azizi, 1991). On constate que dans les deux cas les courbes d'état limite CEL présentent bien une forme elliptique, à peu près centrées sur la droite K_0 .

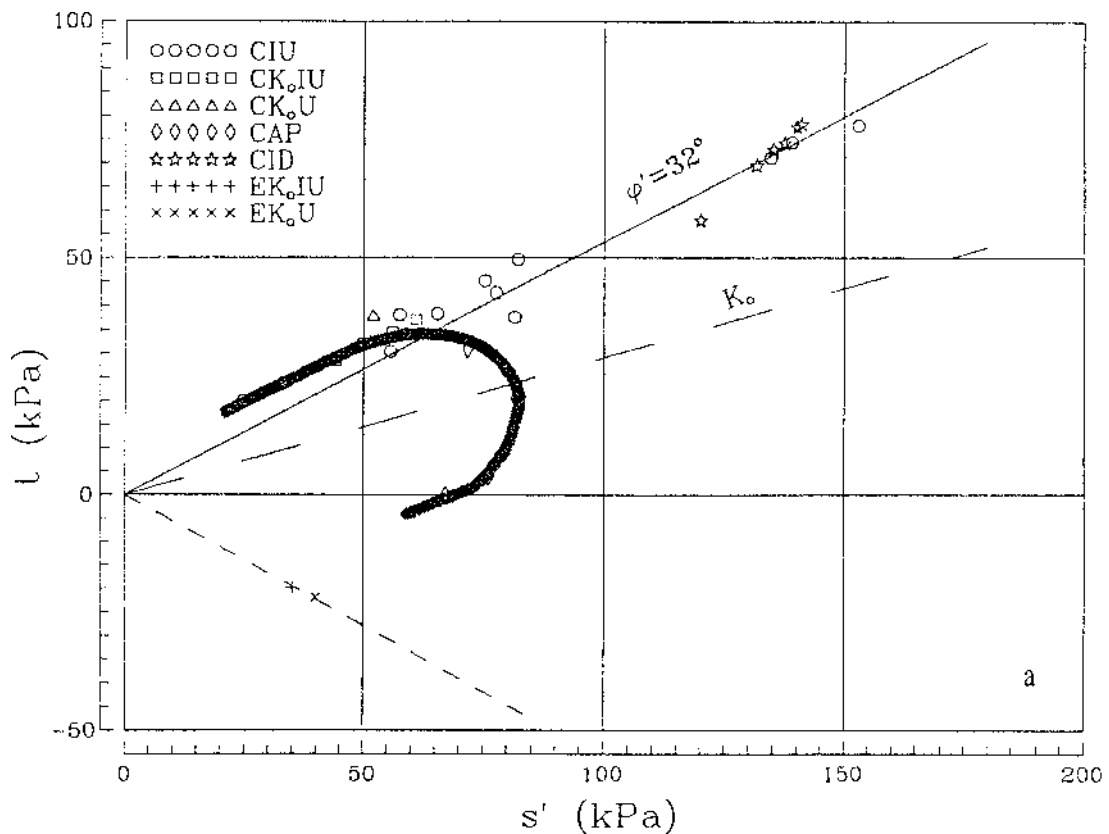


Fig.8.15 Courbe d'état limite d'une argile molle (Khemissa, Magnan, Josseaume, 1997)

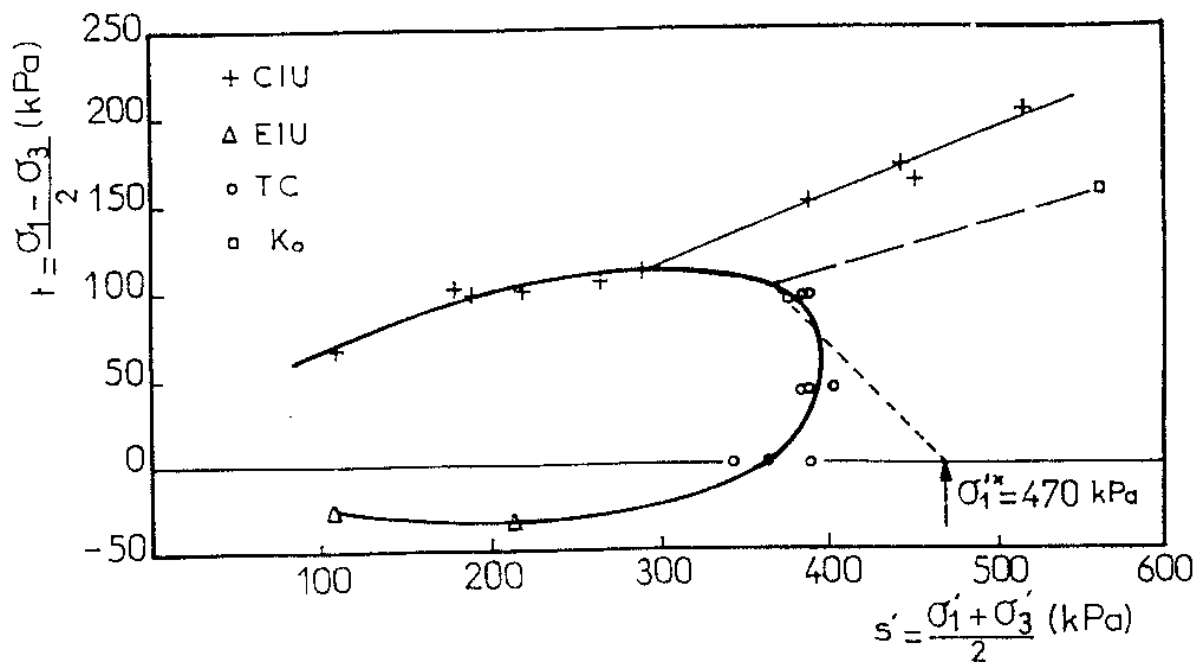


Fig.8.16 Courbe d'état limite d'une argile raide
(Josseaume, Azizi, 1991)

8.5.3 Exemple de détermination de l'enveloppe de rupture

Pour des sols soumis à des sollicitations monotones croissantes ou décroissantes et pour des déformations limitées on établit l'enveloppe de rupture dans le domaine **surconsolidé** et dans le domaine **normalement consolidé**.

- Dans le domaine surconsolidé, on effectue des essais triaxiaux consolidés non drainés (CIU) sous des pressions σ'_3 inférieures à la pression de préconsolidation σ'_p . L'enveloppe de rupture est la partie supérieurs de la CEL, elle n'est pas linéaire. Comme

on l'a déjà indiqué généralement on linéarise cette enveloppe, ce qui permettra de donner la valeur de la cohésion $C'_{\text{surconsolidé}}$ et de $\varphi'_{\text{surconsolidé}}$.

- Dans le domaine normalement consolidé on effectue des essais triaxiaux consolidés non drainés (CIU) sous des pressions σ'_3 supérieures à la pression de préconsolidation σ'_p . L'enveloppe de rupture correspond à la LEC, elle est linéaire, la cohésion C' est nulle dans ce domaine.

La figure 8.17 (Josseaume, Azizi, 1991) montre bien les 2 parties de l'enveloppe de rupture pour une argile raide surconsolidée.

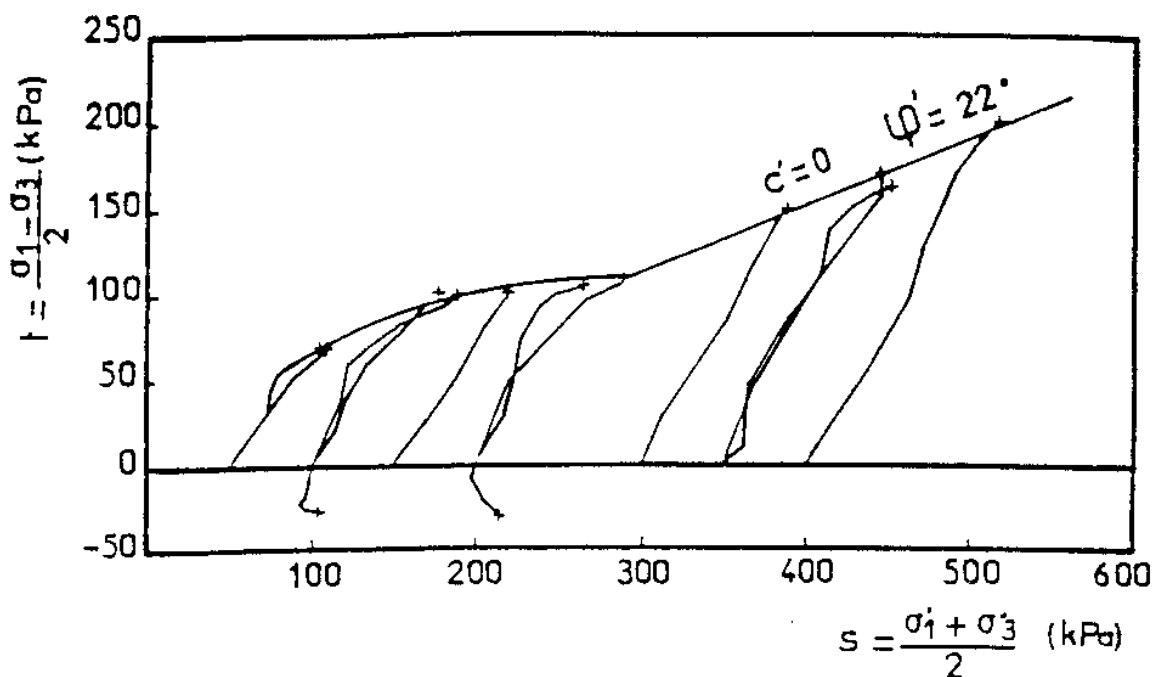


Fig.8.17 Enveloppe de rupture d'une argile raide surconsolidée (Josseaume, Azizi, 1991)

Pour des sols qui sont soumis à des déformations importantes, dans le cas de mouvements de terrain, par exemple, le déviateur de contraintes peut redescendre sur la LEC. Dans ce cas

l'enveloppe de rupture serait constituée par la seule LEC et la cohésion sera nulle également dans le domaine surconsolidé.