

Résistance au cisaillement

par **Jean-Pierre MAGNAN**

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées

Docteur ès Sciences

Directeur technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Professeur adjoint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

1. Rappel : contraintes et déformations dans les sols	C 216 - 2
1.1 État de contraintes en un point d'un milieu continu	— 2
1.2 État de déformation en un point d'un milieu continu	— 5
1.3 Relations entre contraintes et déformations	— 5
2. Résistance et rupture des sols	— 6
2.1 Modes de rupture	— 6
2.2 Définition de la rupture du sol	— 6
2.3 Comportement drainé et non drainé d'un sol	— 6
2.4 Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées	— 7
2.5 Calculs à court terme et à long terme	— 7
3. Essais de laboratoire	— 8
3.1 Essais à l'appareil triaxial de révolution	— 8
3.2 Essais de compression simple	— 10
3.3 Essais de cisaillement direct à la boîte	— 10
3.4 Essais de cisaillement direct alterné à la boîte	— 11
3.5 Essais au scissomètre de laboratoire	— 12
4. Essais en place	— 12
4.1 Essais au scissomètre de chantier	— 12
4.2 Essais au pénétromètre statique	— 13
4.3 Essais au pressiomètre autoforeur	— 13
5. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents	— 14
5.1 Courbe effort-déformation. Résistance au cisaillement	— 14
5.2 Courbe intrinsèque	— 14
5.3 Angle de frottement interne	— 15
5.4 Variation de volume en cours de cisaillement. Indice des vides critique. État caractéristique	— 15
5.5 Essai pressiométrique	— 17
6. Résistance au cisaillement des sols cohérents	— 17
6.1 Comportements drainé et non drainé	— 17
6.2 Caractéristiques drainées	— 17
6.3 Caractéristiques non drainées	— 20
6.4 Variation de volume en cours de cisaillement	— 22
7. Conclusions	— 22
7.1 Expression générale de la résistance au cisaillement	— 22
7.2 Choix des paramètres	— 23
Références bibliographiques	— 25

Les symboles et unités recommandés pour le traitement des problèmes de résistance au cisaillement ont été définis par la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations [\[1\]](#) [Form. C 201].

Symboles et unités des paramètres mécaniques des sols utilisés dans cet article			
Paramètre	Symbole	Unité	Dimension
Cohésion	c	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Angle de frottement interne	φ	degré	
Cohésion effective	c'	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Angle de frottement effectif	φ'	degré	
Cohésion non drainée	c_u	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Cohésion apparente	c_{uu}	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Angle de frottement apparent	φ_{uu}	degré	
Cohésion remaniée	c_r	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Sensibilité	S_t		
Cohésion résiduelle	c'_R	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Angle de frottement résiduel	φ'_R	degré	
Taux d'augmentation de c_u	λ_{cu}		
Résistance à la compression simple	R_c	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Effort de pointe statique	Q_c	kN	LMT^{-2}
Résistance de pointe statique	q_c	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$
Effort de frottement latéral	Q_s	kN	LMT^{-2}
Frottement latéral unitaire	f_s	kPa	$L^{-1}MT^{-2}$

1. Rappel : contraintes et déformations dans les sols

Les notions de contraintes et de déformations font partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques et le présent article est limité au rappel des définitions et des principaux résultats utilisés pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols.

1.1 État de contraintes en un point d'un milieu continu

1.1.1 Tenseur des contraintes

L'état de contraintes en un point M d'un milieu continu est complètement défini par le tenseur à six composantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

dont on utilise souvent la représentation dans le repère des directions principales :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Les trois contraintes principales majeure σ_1 , intermédiaire σ_2 et mineure σ_3 ne déterminent pas de façon complète l'état de contraintes au point M, qui dépend aussi de l'orientation des axes principaux (par exemple, des trois cosinus directeurs de la contrainte principale majeure).

Le tenseur des contraintes $\bar{\sigma}$ est souvent décomposé en la somme d'un tenseur sphérique \bar{S} et d'un tenseur déviatorique \bar{D} :

$$\bar{\sigma} = \bar{S} + \bar{D}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_m \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y - \sigma_m & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix}$$

Le terme σ_m est la moyenne arithmétique des termes de la diagonale du tenseur des contraintes (premier invariant), appelée contrainte moyenne (ou contrainte moyenne octaédrique σ_{oct}) :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

Le tenseur déviatorique a une trace nulle et est souvent représenté par le déviateur des contraintes, noté q et égal au second invariant du tenseur déviatorique. En termes de contraintes principales, ce déviateur des contraintes est égal à :

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6}}$$

Le vecteur de contrainte \vec{f} s'exerçant sur un plan Π passant par le point M, plan repéré par les cosinus directeurs de sa normale \vec{n} (figure 1a), est égal à :

$$\vec{f} = \bar{\sigma} \cdot \vec{n}$$

Le vecteur de contrainte \vec{f} peut être représenté par ses projections sur la normale \vec{n} (contrainte normale σ) et sur le plan Π (contrainte tangentielle τ).

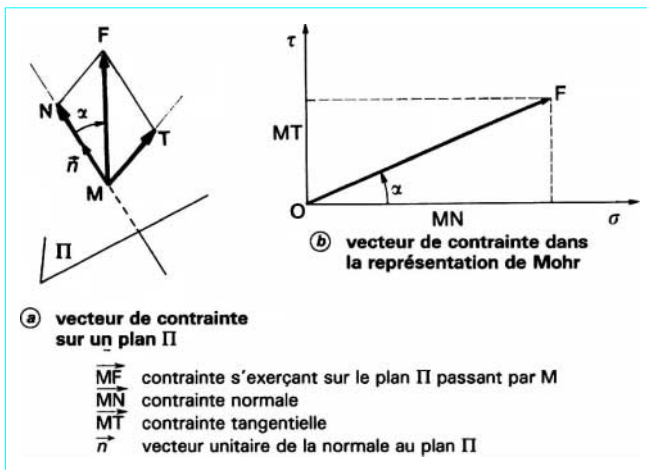


Figure 1 – État de contraintes en un point d'un milieu continu

1.1.2 Représentation de Mohr. Cercle de Mohr

La représentation des variations de σ et τ quand le plan Π tourne autour du point M est équivalente à la donnée du tenseur des contraintes à six composantes $\bar{\sigma}$. Le point F de coordonnées (σ, τ) est tel que $OF = |\vec{f}|$ et l'angle $(O\sigma, OF)$ est égal à l'angle α du vecteur contrainte \vec{f} avec la normale \vec{n} au plan Π (figure 1b). Cette représentation, dite de Mohr, est très utilisée pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols à cause des propriétés du cercle de Mohr.

Lorsque le plan Π balaie l'ensemble des orientations possibles autour du point M , le point F de coordonnées (σ, τ) se déplace dans la zone hachurée du diagramme de la figure 2. Ce domaine est limité par trois cercles centrés sur l'axe des contraintes normales $O\sigma$ et dont les points extrêmes correspondent aux contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 . Chacun de ces cercles est le lieu des états de contraintes (σ, τ) lorsque le plan Π tourne autour de la direction de l'autre contrainte principale (par exemple, le cercle de diamètre $\sigma_1 - \sigma_3$ correspond aux états de contraintes sur les plans Π tournant autour de la direction de la contrainte principale σ_2). Le plus grand de ces cercles est appelé cercle de Mohr.

Ce cercle est très utilisé en mécanique des sols pour l'interprétation des essais de cisaillement en laboratoire (§ 3.1.3) et pour l'analyse des problèmes dans lesquels l'une des directions principales reste constante (calculs bidimensionnels, par exemple).

Le cercle de Mohr (figure 3) possède des propriétés géométriques utiles :

- lorsque le plan Π tourne d'un angle β autour de l'axe $M\sigma_2$ (figure 3a), le point F se déplace sur le cercle de Mohr d'un angle -2β ;
- si l'on trace par le point F' , symétrique de F par rapport à l'axe $O\sigma$, la parallèle à la trace du plan Π dans le plan des contraintes principales $M\sigma_1\sigma_3$, cette droite recoupe le cercle de Mohr en un point P appelé pôle, dont on démontre qu'il est fixe quand le plan tourne autour de l'axe $M\sigma_2$;
- connaissant le pôle du cercle de Mohr, on obtient les traces des plans sur lesquels s'exercent les contraintes principales majeure et mineure en traçant les droites PA et PB (les directions des contraintes principales correspondantes sont perpendiculaires à ces plans, de sorte que la contrainte principale majeure σ_1 est dirigée selon PB et la contrainte principale mineure est dirigée selon PA) (figure 3b);
- le rayon du cercle de Mohr est égal à $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, et son centre C a pour abscisse $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$.

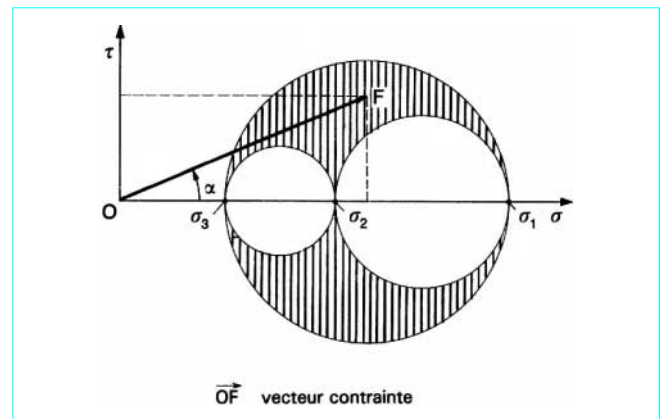


Figure 2 – Représentation de Mohr : états de contraintes possibles

1.1.3 Représentations de Lambe et de Cambridge. Chemins de contraintes

Dans la plupart des problèmes de mécanique des sols, l'état de contraintes varie au cours du temps et il est important de pouvoir représenter simplement ces variations. La représentation de Mohr, dans laquelle à chaque état de contraintes correspond un cercle, n'est pas utilisable en pratique et d'autres représentations ont dû être recherchées. Deux d'entre elles sont fréquemment utilisées, celle de Lambe et celle de Roscoe et de ses collaborateurs à l'université de Cambridge.

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr, en ce sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet, de coordonnées :

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne σ_m , notée p , et le déviateur des contraintes q . Elle permet donc de prendre en compte l'influence de la contrainte principale intermédiaire σ_2 . Néanmoins, pour certaines applications, les expressions se simplifient ; ainsi, pour l'analyse des essais triaxiaux (§ 3.1), on a toujours $\sigma_2 = \sigma_3$ d'où :

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

On appelle chemin de contraintes l'ensemble des points représentant les états de contraintes successifs d'un point du milieu continu considéré. La figure 4 montre quelques chemins de contraintes dans les deux représentations de Lambe (figure 4a) et de Cambridge (figure 4b).

1.1.4 Contraintes totales et contraintes effectives

Suivant les circonstances, différents systèmes de contraintes sont utilisés pour l'étude des problèmes de mécanique des sols. Dans les sols saturés, on distingue classiquement (cf. article *L'eau dans le sol* [C 212] dans cette rubrique) :

- les contraintes totales $\bar{\sigma}$;
- les pressions interstitielles $u \cdot \bar{1}$;
- les contraintes effectives $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - u \cdot \bar{1}$.

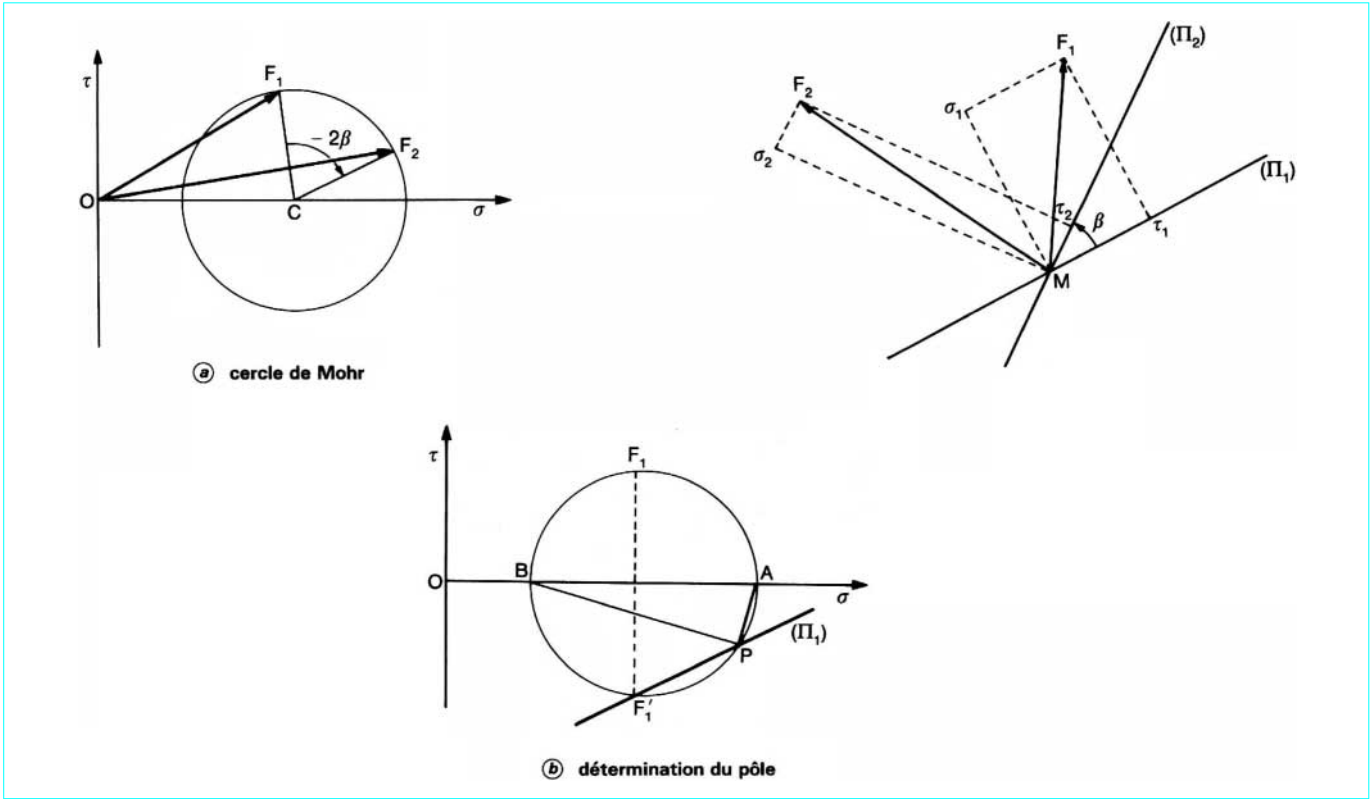


Figure 3 – Cercle de Mohr

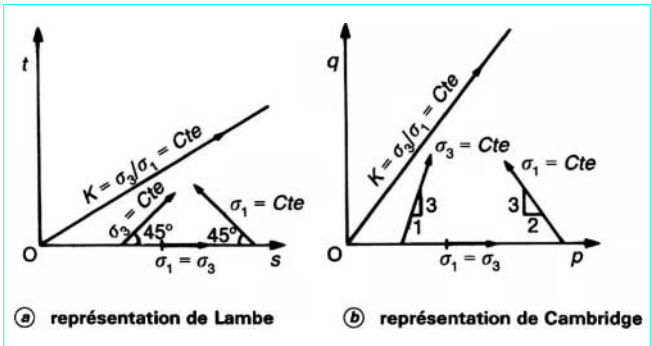


Figure 4 – Chemins de contraintes

Les définitions données dans les paragraphes précédents peuvent être appliquées aux contraintes totales comme aux contraintes effectives.

Dans la représentation de Mohr, les cercles de Mohr en contraintes effectives se déduisent des cercles de Mohr en contraintes totales par une translation d'amplitude égale à la pression interstitielle u , parallèlement à l'axe des contraintes normales (figure 5a). On a en effet :

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u \\ \tau' &= \tau\end{aligned}$$

Dans les représentations de Lambe et de Cambridge, les points et les chemins de contraintes effectives se déduisent également des états et chemins de contraintes totales par une translation de u parallèlement à l'axe des s (ou des p). Des exemples de chemins de contraintes totales et effectives sont représentés sur les figures 5b et c. Ces exemples illustrent l'existence des relations :

$$\begin{aligned}s' &= s - u \\ t' &= t \\ p' &= p - u \\ q' &= q\end{aligned}$$

et

entre les contraintes totales et effectives.

Dans les sols secs, la pression interstitielle n'existe pas et l'on utilise un seul système de contraintes. On peut formellement définir des contraintes effectives identiques aux contraintes totales et une pression interstitielle identiquement nulle.

Dans les sols fins non saturés, l'existence de forces capillaires variables avec le degré de saturation rend inopérante la notion de contrainte effective. En l'absence de modèle mieux adapté, on analyse la résistance au cisaillement en termes de contraintes totales.

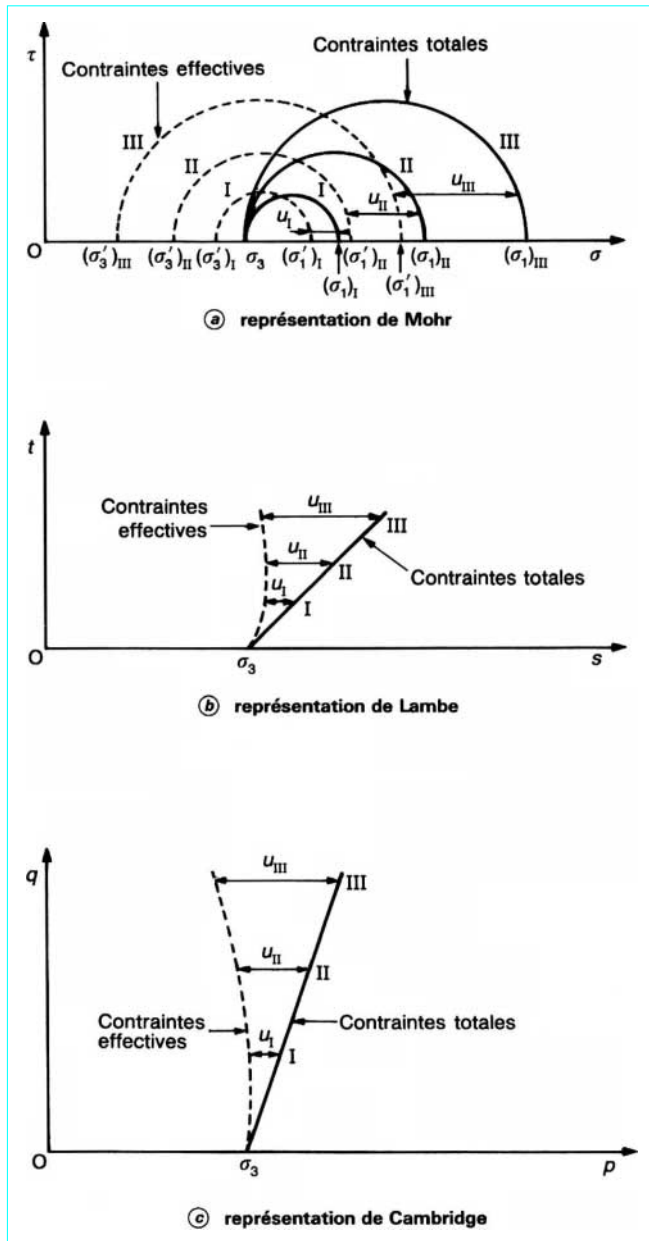


Figure 5 – Contraintes totales et contraintes effectives

1.2 État de déformation en un point d'un milieu continu

Dans les conditions habituelles de la mécanique des sols, où les déformations restent petites (au plus de 10 à 20 %), l'état de déformation en un point peut être caractérisé par le tenseur des déformations :

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \gamma_{xy}/2 & \gamma_{xz}/2 \\ \gamma_{xy}/2 & \varepsilon_y & \gamma_{yz}/2 \\ \gamma_{xz}/2 & \gamma_{yz}/2 & \varepsilon_z \end{bmatrix}$$

Les six composantes du tenseur des déformations s'expriment en fonction des composantes (u, v, w) du vecteur de déplacement par les relations :

$$\varepsilon_x = \partial u / \partial x \quad \gamma_{xy} = \partial v / \partial x + \partial u / \partial y$$

$$\varepsilon_y = \partial v / \partial y \quad \gamma_{yz} = \partial w / \partial y + \partial v / \partial z$$

$$\varepsilon_z = \partial w / \partial z \quad \gamma_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x$$

Il existe également trois directions principales orthogonales, par rapport auxquelles le tenseur des déformations s'écrit sous la forme :

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

Les déformations $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 sont appelées déformations principales. La déformation volumique ε_{vol} est égale à la trace du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

1.3 Relations entre contraintes et déformations

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- de la loi de comportement, qui relie à tout instant t et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité. Pour les calculs de déformations, on utilise notamment les méthodes décrites dans l'article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] de cette rubrique. Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture.

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes (espace à six dimensions), à l'intérieur d'un certain domaine. La frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement. Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent. L'équation de la frontière d'écoulement dans l'espace des contraintes est appelée **critère d'écoulement** ou **critère de plasticité**. Sa forme générale est :

$$G(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \dot{\varepsilon}_{ij}, t \dots) = 0$$

car elle peut dépendre des déformations ε_{ij} , des vitesses de déformation $\dot{\varepsilon}_{ij}$, du temps t , etc.

Les formes les plus simples utilisées en pratique supposent que seules interviennent les contraintes principales, et parfois même seulement certaines d'entre elles.

Des formes plus complexes de la loi de comportement des sols ont été mises au point et sont utilisées pour les études numériques, le plus souvent par la méthode des éléments finis. Elles ne sont pas traitées dans le présent article, qui se limite à l'exposé de la résistance des sols au cisaillement dans l'optique de l'utilisation des méthodes classiques d'analyse de la stabilité des ouvrages en mécanique des sols.

2. Résistance et rupture des sols

2.1 Modes de rupture

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

La représentation de la résistance au cisaillement des sols par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ correspond au premier mode de rupture, qui est celui qui a été mis en évidence et analysé le plus tôt. Les essais de cisaillement direct à la boîte (§ 3.3) en sont la traduction expérimentale.

Les ruptures par plastification de la masse du sol sont plus difficiles à analyser et leur compréhension nécessite l'emploi de la théorie de la plasticité. Dans l'analyse de la plastification des massifs de sols, on raisonne sur les états de contraintes en chaque point, en utilisant les cercles de Mohr pour les calculs analytiques. Les essais triaxiaux (§ 3.1), dont le développement date des années 30, s'interprètent de la même façon, en utilisant les cercles de Mohr. À part le cas des surfaces de rupture préexistantes, que l'on rencontre pour l'essentiel dans les pentes naturelles, toutes les ruptures commencent par la plastification du sol en un ou plusieurs points et évoluent, suivant les circonstances, vers une rupture par plastification d'un certain volume de sol ou vers la formation d'une surface de rupture. Les recherches en cours sur la théorie de la bifurcation (création de surfaces de rupture) visent à modéliser ce dernier type de phénomène. Néanmoins, dans l'état actuel des connaissances et de la pratique, les ruptures par plastification et les glissements sur des surfaces de rupture s'analysent séparément, même si l'on peut utiliser dans les deux cas les mêmes critères de rupture.

2.2 Définition de la rupture du sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement **résistance au cisaillement**.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol (ou du sol autour de la sonde de mesure, dans le cas des essais en place) s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement, expansion volumique du pressiomètre, rotation du scissomètre) en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial, contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement à la boîte, pression dans la sonde pressiométrique, couple appliqué au scissomètre). Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 6 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{\lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

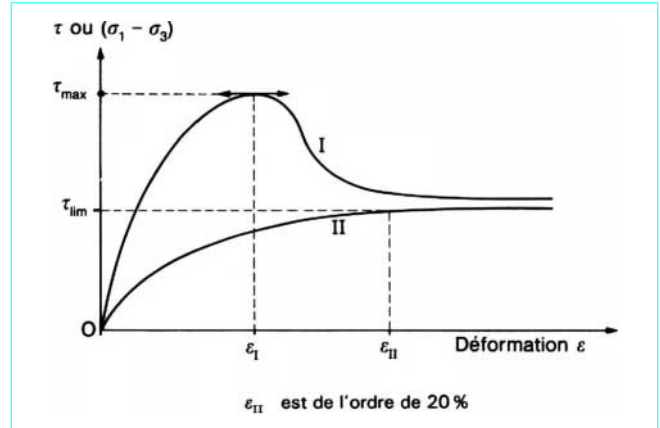


Figure 6 – Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée n'est pas spécifique d'un mode de rupture : la diminution de la contrainte ou du couple appliqué au-delà d'un pic s'observe tant pour les ruptures sur surfaces de glissement que pour les ruptures par plastification de la masse du sol. Elle est, par contre, révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

2.3 Comportement drainé et non drainé d'un sol

2.3.1 Introduction

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon les relations connues :

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau = \tau'$$

- avec σ composante normale de la contrainte totale \vec{f} ,
 τ composante tangentielle de la contrainte totale,
 σ' composante normale de la contrainte effective \vec{f}' ,
 τ' composante tangentielle de la contrainte effective,
 u pression interstitielle.

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

- le comportement drainé ;
- le comportement non drainé.

Nota : pour les sols non saturés, la succion créée par la présence simultanée d'eau et de gaz dans les pores du sol fait que les déformations et la rupture suivent des lois complexes et encore mal connues. On ne peut plus utiliser les notions de contraintes totales et effectives et de pression interstitielle, mais la distinction entre le comportement du sol en l'absence de drainage et avec possibilité de drainage reste importante et l'on caractérise ces deux aspects du comportement des sols non saturés.

2.3.2 Comportement drainé

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- elle est suffisamment lente (§ 6.2), compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol, cf. article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214]) et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol ;

- elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

Les surpressions interstitielles dont il est question ici sont celles qu'a provoquées l'application de la charge, en sus des pressions interstitielles existant en permanence dans le sol (distribution hydrostatique, écoulement permanent).

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées **caractéristiques drainées**. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

2.3.3 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée. Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette.

Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites **caractéristiques non drainées**. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

2.3.4 Relation avec la nature du sol

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature. En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohérents ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit.

Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.

Pour les sols pulvérulents ou grenus de faible perméabilité (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les sols cohérents ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Le comportement de ces sols en

cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé, tandis que le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents.

2.3.5 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

Enfin, on peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents :

- la **résistance de pic**, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;

- la résistance stabilisée après le pic, ou **résistance à l'état critique**, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique ;

- la résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée **résistance résiduelle**.

2.4 Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol ou préparées spécialement à cette fin, dans le cas des matériaux de remblai ou des sols que l'on ne sait pas prélever à l'état intact (sables, graviers, etc.). Les conditions d'application des contraintes s'efforcent de reproduire le caractère drainé ou non drainé du comportement du sol en jouant sur deux facteurs :

- l'existence ou l'absence de possibilités de drainage ;
- la vitesse de l'essai.

2.5 Calculs à court terme et à long terme

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont exploitées dans deux types principaux de calculs de stabilité :

- les calculs dits à **court terme**, qui correspondent à une situation faisant immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées les caractéristiques non drainées. Ces calculs sont habituellement effectués en contraintes totales dans les sols fins (pour les sols perméables inclus dans le calcul, on utilise simultanément les caractéristiques drainées et les contraintes effectives). Les termes « rapide » ou « lent » caractérisant l'application de l'effort sont appréciés par référence à la vitesse de consolidation. Des ordres de grandeur de la vitesse sont donnés dans le paragraphe 6.2 ;

- les calculs dits à **long terme**, qui correspondent à l'une des situations suivantes, auxquelles sont associées les caractéristiques drainées :

- application lente de l'effort (par rapport à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles),
- délai suffisant pour la dissipation des surpressions interstitielles après une application rapide de l'effort.

Tableau 1 – Calculs de stabilité en mécanique des sols

Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristiques	Contraintes induites	Pression interstitielle induite	Drainage
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
	Faible	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible	et court terme	Non drainées	Totales	$u \neq 0$	Autorisé ou empêché

Cette distinction, essentielle en mécanique des sols, est résumée dans le tableau 1.

3. Essais de laboratoire

Cinq types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols [2] [3] [4] [5] [6] [7] :

- les essais à l'appareil triaxial de révolution ;
- les essais de compression simple ;
- les essais de cisaillement direct à la boîte ;
- les essais de cisaillement direct alterné à la boîte ;
- les essais au scissomètre de laboratoire.

3.1 Essais à l'appareil triaxial de révolution

3.1.1 Appareillage

L'appareil triaxial de révolution, appelé couramment **appareil triaxial**, est constitué d'une cellule triaxiale et d'un système de chargement comportant une presse et différents dispositifs de mise en pression.

L'éprouvette de sol, de forme cylindrique (figure 7), est placée sur une embase métallique munie d'une pierre poreuse, à l'intérieur d'une enceinte étanche. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une gaine imperméable. Au-dessus de l'éprouvette, on place une pièce métallique, munie ou non d'une pierre poreuse, sur laquelle vient s'appuyer un piston.

Les essais s'effectuent en imposant une vitesse de déformation verticale constante à l'éprouvette, au moyen d'une presse. L'éprouvette est soumise à :

- une pression horizontale hydrostatique σ_3 , imposée par l'intermédiaire d'un fluide (en général de l'eau ou de l'huile) ;
- une force verticale V , par l'intermédiaire du piston, qui pénètre à l'intérieur de l'enceinte et agit sur la face supérieure de l'éprouvette.

La pierre poreuse inférieure (comme la pierre poreuse supérieure éventuelle) est en relation avec un circuit qui :

- soit assure le transfert de l'eau interstitielle expulsée de l'éprouvette (ou qui y entre), avec, le cas échéant, mesure du volume correspondant ;
- soit mesure, à volume constant, la pression interstitielle existant dans l'éprouvette (Cette mesure s'effectue le plus souvent au moyen d'un capteur de pression à très faible variation de volume) ;
- soit, s'il est fermé, empêche tout échange d'eau entre l'éprouvette et l'extérieur.

On mesure, au cours de l'essai :

- la pression latérale hydrostatique imposée σ_3 , que l'on maintient constante dans les essais courants ;
- la force verticale V transmise par le piston ;

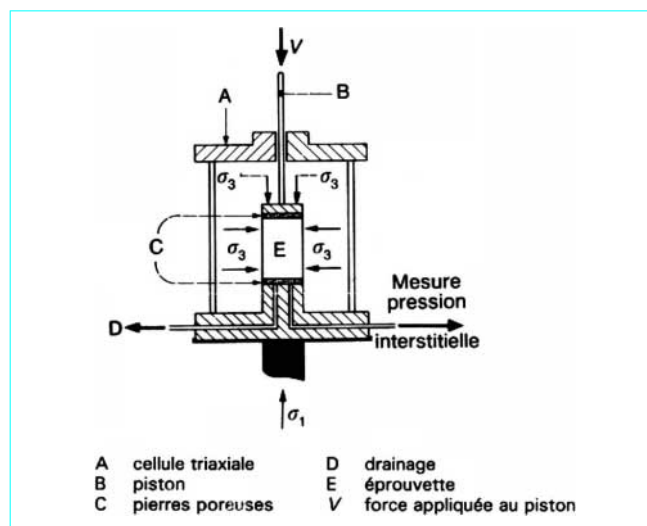


Figure 7 – Appareil triaxial

- le déplacement vertical du piston δh , qui peut atteindre 20 % de la hauteur initiale de l'éprouvette dans certains essais ;
- la variation de volume de l'éprouvette (soit par mesure des dimensions de l'éprouvette, soit par mesure du volume d'eau interstitielle sortant de l'éprouvette) dans les essais drainés, ou la pression interstitielle u dans l'éprouvette, dans les essais non drainés. Pour mesurer correctement la pression interstitielle, il faut que l'éprouvette soit parfaitement saturée, ce qui nécessite en général l'application d'une contre-pression (application simultanée d'une pression interstitielle et d'une contrainte totale isotrope qui restent constantes pendant tout l'essai).

L'application des pressions imposées (contre-pression interstitielle, pression dans la cellule) s'effectue soit au moyen de pots de mercure, soit au moyen de générateurs de pression à piston.

L'application de la charge verticale s'effectue généralement par déplacement à vitesse constante du plateau de la presse sur lequel est placée la cellule triaxiale. La valeur de l'effort est mesurée au moyen d'un anneau dynamométrique ou d'un peson.

On utilise des cellules triaxiales de différentes dimensions suivant la nature des sols et les modalités expérimentales :

- les éprouvettes ont en général des diamètres de 3,75-5-7,5 ou 10 cm (les grandes éprouvettes sont indispensables dans le cas des sols grossiers, tels que gros sables ou sables et graviers) ;
- l'éclatement des éprouvettes est normalement égal à 2 (hauteur double du diamètre) ;
- dans certains cas, on utilise des dispositifs d'antifrottement (pour éviter les frottements parasites sur les extrémités planes de l'éprouvette).

3.1.2 Types d'essais

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants :

- **essais non consolidés-non drainés (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;
- **essais consolidés-non drainés (CU)** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'**essais CU avec mesure de u**) ;
- **essais consolidés-drainés (CD)** : la première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

Suivant le chargement appliqué pendant l'étape de consolidation (pression isotrope ou contrainte anisotrope) et suivant la façon dont est augmenté le déviateur des contraintes (par *compression* ou augmentation de la contrainte axiale, ou par *extension* ou diminution de la contrainte horizontale), on précise parfois la dénomination des essais triaxiaux de la façon suivante :

- essai CIU-C (essai de compression consolidé sous pression isotrope, non drainé) ;
- essai CIU-E (essai d'extension consolidé sous pression isotrope, non drainé) ;
- essai CID-C (essai de compression consolidé sous pression isotrope, drainé) ;
- essai CID-E (essai d'extension consolidé sous pression isotrope, drainé) ;
- essai CAU-C (essai de compression consolidé sous pression anisotrope, non drainé) ;
- essai CAU-E (essai d'extension consolidé sous pression anisotrope, non drainé) ;
- essai CAD-C (essai de compression consolidé sous pression anisotrope, drainé) ;
- essai CAD-E (essai d'extension consolidé sous pression anisotrope, drainé).

Suivant la perméabilité du sol, les phases de consolidation et de cisaillement peuvent être rapides (de l'ordre de quelques minutes à une heure pour les essais sur les sols pulvérulents et pour les essais non consolidés-non drainés sur sols fins) ou beaucoup plus lentes (de l'ordre du mois pour les essais drainés sur les argiles peu perméables).

3.1.3 Exploitation des résultats

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial sont traditionnellement exploités en utilisant la représentation de Mohr pour les états de contraintes totales ou effectives. Suivant les cas, on retient l'état des contraintes au pic de la courbe effort-déformation ou la valeur asymptotique du déviateur (§ 2.2).

3.1.3.1 Détermination des contraintes et courbe déviateur-déformation axiale

L'interprétation de l'essai nécessite le calcul des contraintes verticale et horizontale et la détermination de la pression interstitielle dans les essais non drainés. La contrainte totale horizontale σ_3 est égale à la pression exercée dans la cellule, corrigée pour tenir compte de la pression ajoutée par l'extension de la membrane lorsque l'éprouvette augmente de diamètre. La contrainte totale verticale σ_1 est déduite de l'effort mesuré sur le piston et du diamètre moyen de l'éprouvette, qui dépend lui aussi de la déformation horizontale en cours d'essai.

Une fois ces contraintes calculées pour différents moments de l'essai, on trace la courbe « déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) – déformation axiale ε_1 », sur laquelle on définit la valeur du déviateur correspondant à la rupture (pic) ou à l'état limite (§ 2.2).

3.1.3.2 Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque

On peut admettre que le tenseur de contraintes appliqué en un point M de l'axe de l'éprouvette (figure 8) est défini par un repère Oxyz et par les valeurs $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3, \sigma_3$ des contraintes appliquées, qui sont les contraintes principales.

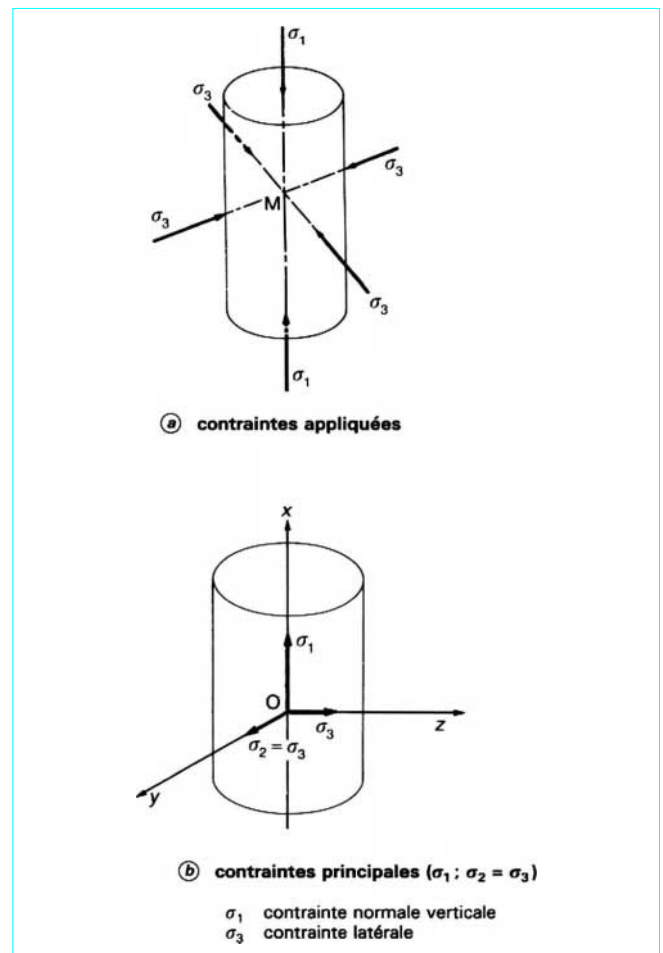


Figure 8 – État de contraintes de l'éprouvette dans l'essai triaxial

On en déduit le cercle de Mohr correspondant à l'état limite considéré (σ_1 , σ_3). En reproduisant l'essai pour d'autres valeurs de σ_3 , on obtient plusieurs cercles de Mohr.

On définit le critère d'écoulement (ou de plasticité du sol), habituellement appelé **courbe intrinsèque**, comme l'enveloppe de ces cercles (figure 9). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales $\overrightarrow{O\sigma}$ et la courbe intrinsèque. À la rupture, le cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque en un point C qui correspond, conformément aux principes généraux rappelés au paragraphe 1.1.2, à l'orientation du plan de rupture dans l'éprouvette et dont les coordonnées (σ , τ) sont égales aux contraintes normale et tangentielle qui s'exercent sur ce plan. Cette propriété de la courbe intrinsèque de pouvoir être décrite soit comme enveloppe des cercles de Mohr, soit comme ensemble des valeurs de σ et τ à la rupture, explique pourquoi l'on peut utiliser les essais triaxiaux pour analyser le frottement sur des surfaces de rupture.

3.1.3.3 Chemins de contraintes. Critère d'écoulement

La représentation sur un diagramme (s , t) ou (p , q) de la succession des états de contraintes totales ou effectives de l'éprouvette de sol pendant l'essai permet également de déterminer les valeurs maximales des contraintes que le sol peut supporter. Dans ce cas, la courbe intrinsèque est définie comme l'ensemble des sommets des chemins de contraintes (figure 10). Comme les valeurs de t ou q sont proportionnelles à la différence maximale des contraintes principales en cours d'essai, le pic de la courbe « effort-déformation » correspond au maximum de t et q . Pour les courbes « effort-déformation » qui n'ont pas de pic, on doit évidemment choisir des critères équivalents pour définir le moment de la rupture.

Le chemin de contraintes suivi en cours d'essai fournit des informations intéressantes sur l'état de surconsolidation du sol (d'après la concavité du chemin de contraintes, qui dépend du signe des suppressions interstitielles, positives dans les sols normalement consolidés ou faiblement surconsolidés, négatives dans les sols fortement surconsolidés). Toutefois, la représentation des chemins de contraintes ne traduit pas complètement le comportement mécanique du sol et l'analyse de la courbe déviateur-déformation axiale et de la courbe déviateur-déformation volumique reste indispensable pour juger de deux aspects importants du comportement du sol : sa dilatance et le remaniement éventuel de l'éprouvette avant l'essai.

3.2 Essais de compression simple

L'essai de compression simple est une forme très simplifiée d'essai triaxial dans laquelle l'éprouvette n'est pas soumise à une pression latérale σ_3 lors de la compression. Cet essai est exécuté

sur des éprouvettes cylindriques posées simplement sur le plateau d'une presse capable de les déformer à vitesse constante. L'essai n'est exécuté que sur des éprouvettes de sols fins cohérents.

3.3 Essais de cisaillement direct à la boîte

Les essais de cisaillement sur des surfaces de rupture prédéfinies sont les plus anciens des essais de cisaillement utilisés en mécanique des sols. Jusqu'aux années 30, ils étaient les seuls essais possibles. Néanmoins, depuis le développement des procédures d'essais triaxiaux, ces essais sont l'objet de nombreuses critiques qui ont conduit à restreindre fortement leur utilisation au cas des sols que l'on ne peut pas tester à l'appareil triaxial. En particulier, il est déconseillé d'effectuer des essais non drainés à la boîte de cisaillement.

3.3.1 Appareillage

L'appareil utilisé pour l'essai, appelé boîte de cisaillement ou boîte de Casagrande, est constitué (figure 11) de deux châssis métalliques indépendants, séparés par le plan de cisaillement :

- un bâti supérieur fixe ;
- un bâti inférieur mobile, entraîné par la force de cisaillement.

L'éprouvette de sol, de forme carrée (6 cm de côté sur 3 cm d'épaisseur dans les modèles couramment utilisés, mais on utilise des boîtes de cisaillement de dimension métrique pour les matériaux grossiers) ou cylindrique, est placée à l'intérieur des châssis métalliques et repose, à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau. On place sur la face supérieure de l'éprouvette un piston métallique muni également d'une pierre poreuse. Dans le cas des essais sur milieux granulaires secs, les pierres poreuses peuvent être supprimées.

On applique à l'éprouvette :

- une force normale constante N sur sa face supérieure au moyen d'un système de poids et de leviers (ou au moyen d'un vérin) et par l'intermédiaire du piston ;
- une force de cisaillement horizontale T . L'essai est en général effectué en imposant le déplacement relatif des deux demi-boîtes : un dispositif mécanique approprié entraîne à vitesse constante le châssis inférieur et la force de cisaillement est mesurée sur le châssis supérieur au moyen d'un anneau dynamométrique. Il existe également des dispositifs de chargement à contrainte imposée, où l'on fixe la loi de croissance de l'effort de cisaillement T .

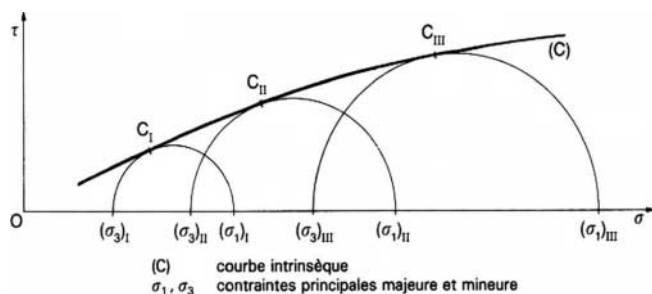


Figure 9 – Courbe intrinsèque d'un sol (représentation de Mohr)

Au cours de l'essai, on mesure :

- l'effort normal N ;
- l'effort de cisaillement T ;
- le déplacement horizontal du châssis mobile $\delta \ell$, de l'ordre du centimètre dans les essais courants ;
- le déplacement vertical du piston dans le châssis supérieur.

Les déplacements sont mesurés au moyen de comparateurs à cadran ou de capteurs de déplacements.

3.3.2 Types d'essais

Traditionnellement, on exécute à la boîte de cisaillement des essais rapides et des essais lents. Suivant la perméabilité du sol testé, on réalise ainsi des essais non drainés ou drainés.

Néanmoins, l'impossibilité de contrôler les échanges d'eau entre l'intérieur et l'extérieur de la boîte de cisaillement fait que l'exécution d'essais non drainés ne peut être assurée dans des conditions de fiabilité satisfaisantes. Sauf cas exceptionnel, ce genre d'essai est donc déconseillé.

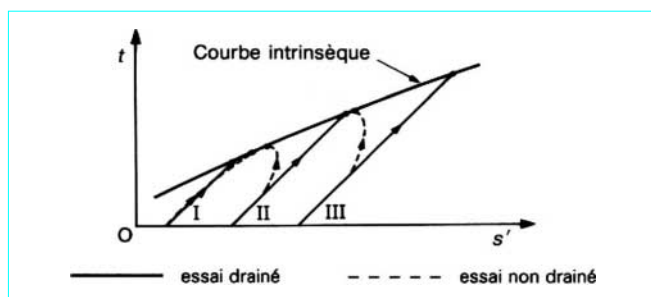


Figure 10 – Courbe intrinsèque d'une argile.
Chemins de contraintes : représentation de Lambe

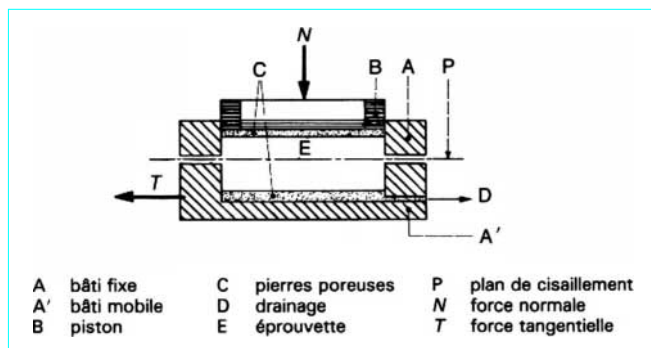


Figure 11 – Boîte de cisaillement

Un autre défaut de la boîte de cisaillement est que l'état de contraintes et de déformation de l'éprouvette n'est pas homogène. Cette critique s'applique à tous les types d'essais que l'on peut y exécuter.

Toutefois, les essais de cisaillement à la boîte ont le mérite de la simplicité et peuvent, plus facilement que les essais triaxiaux, être adaptés à la taille des particules constituant le sol à tester. Ils sont, pour cette raison, encore pratiqués couramment, sous les formes indiquées dans le tableau 2.

Pour réaliser un essai drainé, il faut :

- utiliser des pierres poreuses ;
- laisser, le cas échéant, l'éprouvette se consolider sous la charge N appliquée ;
- adopter une vitesse de cisaillement suffisamment faible, eu égard à la perméabilité du sol, pour éviter l'apparition de surprises interstitielles importantes (l'absence de dispositif de mesure de la pression interstitielle à l'intérieur de l'éprouvette ne permet pas de contrôler que cette condition est bien remplie).

3.3.3 Exploitation des résultats

L'objectif de l'exploitation des résultats est de construire la courbe intrinsèque représentant le critère de plasticité du sol. Comme on connaît la surface de rupture, on peut reporter directement sur le diagramme de Mohr (σ , τ) les valeurs des contraintes normale et tangentielle lors de la rupture (pic de la courbe « effort-déformation » ou valeur limite conventionnelle).

Afin d'exécuter tout ce qui est indiqué ci-dessus, il faut :

- tracer la courbe « effort de cisaillement-déplacement relatif des demi-boîtes » ;
- calculer la contrainte normale σ , supposée uniforme :

$$\sigma = N/A$$

avec A aire de la section de l'éprouvette ;

- calculer la contrainte tangentielle τ , supposée uniforme :

$$\tau = T/A$$

En règle générale, on ne corrige pas la valeur de l'aire A pour tenir compte du déplacement relatif des demi-boîtes. Si l'on doit le faire, il faut tenir compte du frottement du sol sur le métal des demi-boîtes.

En reproduisant l'essai sur plusieurs éprouvettes, pour différentes valeurs de la contrainte normale σ , on peut construire point par point la courbe intrinsèque.

3.4 Essais de cisaillement direct alterné à la boîte

Les essais de cisaillement direct alterné à la boîte ont été dérivés des essais de cisaillement direct à la boîte pour caractériser le frottement sur les surfaces de rupture dans les pentes naturelles, dans le cas où les deux massifs de sol en contact ont subi un déplacement relatif important.

Tableau 2 – Essais effectués à la boîte de cisaillement

Type de sol	Type d'essai	Vitesse des essais
Tous les sols, pulvérulents ou cohérents	Essais drainés	Rapide ou lente suivant la perméabilité du sol
Sols cohérents ou fins de très faible perméabilité	Essais non drainés	Rapide

3.4.1 Appareillage

Le matériel nécessaire à l'essai comporte :

- une boîte de cisaillement de forme carrée, identique à celle de l'essai décrit au paragraphe 3.3. Comme l'essai est long et n'est réalisé que sur des sols argileux, la bonne saturation de l'éprouvette nécessite que la boîte soit immergée dans une enceinte pleine d'eau ;
- une machine de cisaillement, assurant les fonctions suivantes :
 - transmission de l'effort normal vertical N par un système de poids et leviers ou au moyen d'un vérin,
 - déplacement horizontal alterné de la demi-boîte inférieure à vitesse constante,
 - liaison de la demi-boîte supérieure avec le bâti de la machine par l'intermédiaire d'un dispositif de mesure de l'effort de cisaillement T .

3.4.2 Procédure d'essai et résultats

L'essai est effectué sur des éprouvettes saturées, dans des conditions drainées, c'est-à-dire avec une vitesse de déplacement relatif des demi-boîtes très faible, adaptée à la perméabilité du sol. Il comporte deux phases :

- une phase de consolidation sous l'effort normal N ;
- puis une phase de cisaillement alterné d'amplitude constante, prolongée jusqu'à ce que l'effort de cisaillement T se stabilise.

Pour chaque sol testé, on exécute au moins trois essais, pour trois valeurs de l'effort normal N .

L'exploitation des résultats est identique à celle de l'essai de cisaillement direct à la boîte : on reporte sur un diagramme de Mohr (σ, τ) les valeurs des contraintes normale et tangentielle déduites des valeurs de N et T en fin d'essai :

$$\sigma = N/A$$

$$\tau = T/A$$

avec A aire de la section de l'éprouvette, sans correction pour tenir compte du déplacement.

3.5 Essais au scissomètre de laboratoire

Bien qu'identique dans son principe au scissomètre de chantier, qui sert de référence pour la mesure de la résistance au cisaillement non drainé des sols fins cohérents pour l'étude de certains types d'ouvrages, le scissomètre de laboratoire est moins utilisé que les appareils précédents, en particulier parce qu'il applique au sol une sollicitation plus difficile à définir. Néanmoins, cet essai donne une valeur indicative de la résistance du sol au cisaillement non drainé.

3.5.1 Appareillage

Le scissomètre est constitué d'une tige métallique munie à son extrémité d'une ou plusieurs pales (figure 12a). L'ensemble est enfoncé par pression dans l'éprouvette de sol, puis soumis à un couple de torsion autour de l'axe de la tige, à vitesse angulaire de rotation constante.

3.5.2 Procédure d'essai et résultats

Dans cet essai, on mesure le moment M du couple de torsion exercé en tête de tige, et l'on trace la courbe de variation de ce moment en fonction de l'angle de rotation α (figure 12b). Cette courbe présente en général un maximum, dont on admet qu'il correspond à la rupture du sol.

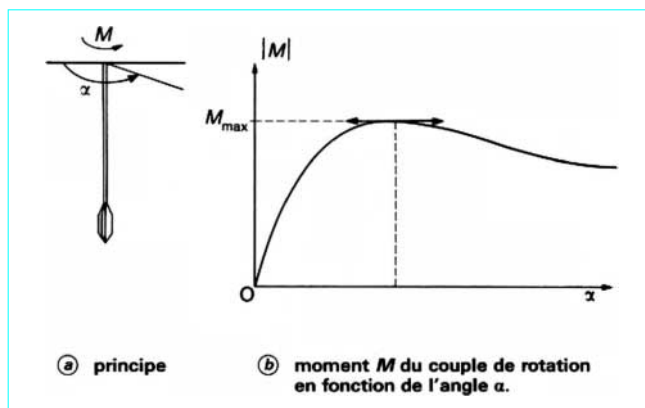


Figure 12 – Scissomètre de laboratoire

Cette rupture intervient d'une part sur les surfaces supérieure et inférieure, d'autre part sur la surface latérale du tronc de cylindre délimité par les pales du scissomètre, au cours de leur rotation. On admet que la résistance au cisaillement est la même sur toutes ces surfaces et l'on calcule sa valeur en divisant le moment à la rupture par un coefficient géométrique constant.

L'essai est exécuté uniquement dans les sols cohérents de consistance moyenne à faible, par rotation relativement rapide des pales (de l'ordre de 0,3 degré par seconde), de sorte qu'on le considère comme non drainé.

4. Essais en place

Trois types d'essais en place sont classiquement utilisés pour déterminer la résistance au cisaillement des sols [6] [7] [8] [9] :

- les essais au scissomètre de chantier ;
- les essais au pénétromètre statique ;
- les essais au pressiomètre autoforeur.

L'essai au scissomètre de chantier est l'essai de référence pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé des sols fins cohérents de faible consistance (*sols mous*). Les deux autres types d'essais ne sont pas utilisés de façon systématique, mais peuvent servir à déterminer la résistance au cisaillement non drainé du sol dans son état naturel, soit par corrélation (pénétromètre statique), soit directement (pressiomètre).

Dans la mesure où les essais en place sont décrits dans l'article *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place* [C 220] de la présente rubrique, seules quelques généralités seront rappelées ici.

4.1 Essais au scissomètre de chantier

4.1.1 Appareillage

Le scissomètre de chantier comporte :

- un moulinet cruciforme de hauteur H et de diamètre D , que l'on introduit dans le sol jusqu'au niveau où l'on veut exécuter la mesure ;
- un train de tiges concentriques dans lequel la tige intérieure sert à transmettre le couple de torsion jusqu'au niveau du moulinet, tandis que la tige extérieure est utilisée pour fonder le moulinet et protéger la tige intérieure ;
- un dispositif permettant à la fois d'appliquer une rotation à vitesse constante et de mesurer le couple correspondant. Ce dispositif est constitué d'un bâti d'ancrage et d'un système de mise en rotation.

4.1.2 Procédure d'essai

L'essai consiste à imposer une rotation au moulinet et à mesurer la résistance du sol en fonction de cette rotation. La courbe « couple-rotation » obtenue passe normalement par un pic. Au-delà du pic, la résistance à la rotation diminue puis tend vers une asymptote, qu'il est utile de déterminer. Pour cette raison, la rotation est poursuivie pendant quelques tours au-delà du maximum du couple mesuré en tête des tiges.

Pour des raisons technologiques (possibilités de mise en place de l'appareil et résistance des tiges à la torsion) et théoriques (connaissance de la surface de cisaillement), le domaine d'utilisation du scissomètre de chantier est limité aux sols fins, cohérents, peu consistants. La modification des dimensions du moulinet permet d'élargir le domaine d'utilisation de ce type d'essai.

4.1.3 Résultats

Comme pour le scissomètre de laboratoire, on admet que le cisaillement se produit dans des conditions non drainées, que la rupture se produit simultanément sur toute la surface extérieure du volume cylindrique découpé dans le sol par la rotation du moulinet et que la résistance du sol y a partout la même valeur. L'exploitation des résultats est alors très simple : on divise le moment mesuré en tête du train de tiges par un coefficient géométrique constant pour trouver la valeur de la résistance au cisaillement τ .

On détermine deux valeurs de la résistance au cisaillement : au pic de la courbe « couple-rotation » (résistance du sol intact) et à l'asymptote (résistance du sol remanié).

4.2 Essais au pénétromètre statique

4.2.1 Appareillage

L'exécution d'essais de pénétration statique nécessite :

- une pointe conique et un train de tiges ;
- un système de fonçage (vérin et système de réaction) ;
- un système de mesure de l'effort exercé par le sol sur la pointe conique (et éventuellement du frottement latéral sur la partie cylindrique de la pointe derrière le cône et/ou de la pression interstitielle près de la pointe, dans le cas du piézopénétromètre ou piézocône).

Il existe de nombreux types de pénétromètres statiques, qui diffèrent par le principe de pénétration, le dispositif de mesure de l'effort Q_c , le diamètre de la pointe et l'effort maximal d'enfoncement.

4.2.2 Procédure d'essai

La pointe conique est foncée dans le sol à vitesse lente et constante et l'on mesure l'effort de réaction Q_c sur le cône de surface de base A_c . Si l'appareillage comprend un dispositif de mesure directe du frottement latéral exercé par le sol sur un élément de tube (manchon de frottement), on mesure aussi l'effort Q_s nécessaire pour enfoncer le manchon de frottement, de surface latérale A_s .

4.2.3 Résultats

À chaque niveau dans le sondage pénétrométrique, on détermine la résistance de cône q_c égale à :

$$q_c = Q_c / A_c$$

et éventuellement le frottement latéral unitaire :

$$f_s = Q_s / A_s$$

L'essai au pénétromètre statique ne permet pas de déterminer directement la résistance au cisaillement du sol. Ses résultats sont utilisés directement pour la caractérisation des sols et le calcul des

fondations. Néanmoins, pour les sols fins cohérents, on peut utiliser des corrélations pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé.

4.3 Essais au pressiomètre autoforeur

L'essai au pressiomètre autoforeur, moins fréquent que l'essai au pressiomètre Ménard, présente l'avantage de fournir la courbe de cisaillement initial du sol autour de la sonde, courbe dont on peut déduire la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents. Son utilisation pourrait se développer, en particulier parce qu'il permet de déterminer la résistance au cisaillement dans un plan horizontal, qui est difficilement accessible autrement. L'essai au pressiomètre autoforeur est décrit en détail dans les références [8] [9].

4.3.1 Appareillage

L'équipement nécessaire pour l'exécution des essais comprend :

- un module d'autoforage et de mesure, qui permet d'une part de réaliser le forage et d'autre part de faire la mesure sans décompresser les parois du trou ;
- un système de mise en charge, qui peut être à déformation ou pression contrôlée.

4.3.2 Procédure d'essai

La sonde est descendue dans le sol jusqu'au niveau désiré, puis elle est immobilisée et l'on effectue les opérations suivantes :

- mesure de la pression horizontale totale p_0 ,
- essai d'expansion proprement dit, consistant à dilater la cellule de mesure à vitesse constante et à mesurer la pression p correspondante.

4.3.3 Résultats

Les mesures effectuées pendant l'essai d'expansion permettent de construire, à chaque niveau d'essai, une courbe d'expansion $(\Delta V / V_0, p)$, dont on déduit les caractéristiques de pression et de déformation utilisables pour le calcul des fondations. Pour les essais rapides dans les sols fins cohérents peu perméables, la courbe d'expansion permet de construire la courbe de cisaillement élémentaire du sol (figure 13), d'où l'on tire la résistance au cisaillement non drainé.

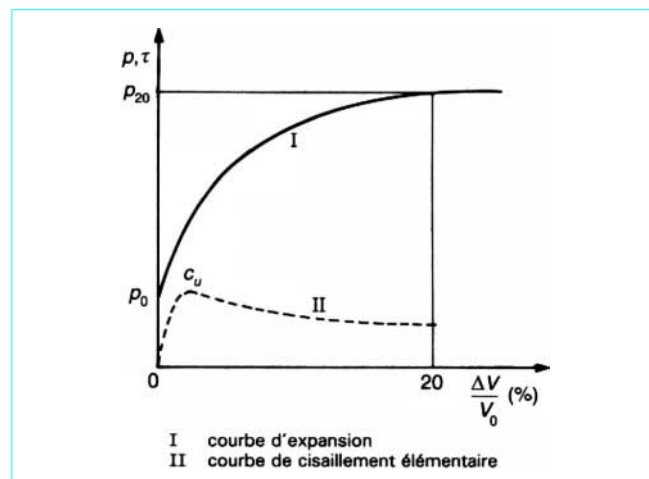


Figure 13 – Courbes d'expansion et de cisaillement élémentaire dans l'essai au pressiomètre autoforeur

5. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents

Les résultats donnés dans cette section concernent la résistance au cisaillement des sols pulvérulents ou grenus. Ils sont obtenus à partir des différents types d'essais en laboratoire décrits précédemment.

Dans le cas des sols pulvérulents, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues. Dans la suite du paragraphe 5, on utilise $(\sigma, \tau, c, \varphi)$ pour décrire le comportement des sols pulvérulents.

5.1 Courbe effort-déformation. Résistance au cisaillement

Les courbes « effort-déformation » [τ en fonction de ε dans les essais à la boîte ou $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de ε dans les essais triaxiaux] ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure 14).

■ Pour les **sols compacts ou denses** (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement.

Nota : l'indice des vides est défini dans l'article *Description, identification et classification des sols* [C 208].

■ Pour les **sols peu compacts ou lâches** (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, ε_{\max} , en pratique inférieure à 20 %.

5.2 Courbe intrinsèque

En reproduisant l'essai pour des valeurs différentes de la contrainte normale σ ou de la contrainte latérale σ_3 , on peut déterminer la courbe intrinsèque.

5.2.1 Représentation de Mohr

Dans la représentation de Mohr, la courbe intrinsèque est déterminée soit comme ensemble des points (τ, σ) obtenus à la boîte de cisaillement, soit comme enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour les essais triaxiaux.

Cette courbe est une droite passant par l'origine (figure 15), tant pour le sol dense que pour le sol lâche. La densité a une influence sur la pente de cette droite.

La relation entre τ et σ s'écrit donc simplement :

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

et la relation correspondante entre σ_1 et σ_3 s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

avec φ angle de frottement interne du sol,

$\tan \varphi$ coefficient de frottement interne du sol.

Lorsque le sable est humide ou légèrement cimenté, la courbe intrinsèque ne passe plus par l'origine. L'ordonnée à l'origine est appelée *cohésion* et l'équation de la courbe intrinsèque devient :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

La cohésion c , indépendante de la contrainte normale σ , est due :

- pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation ;
- pour partie aux ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains. Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente.

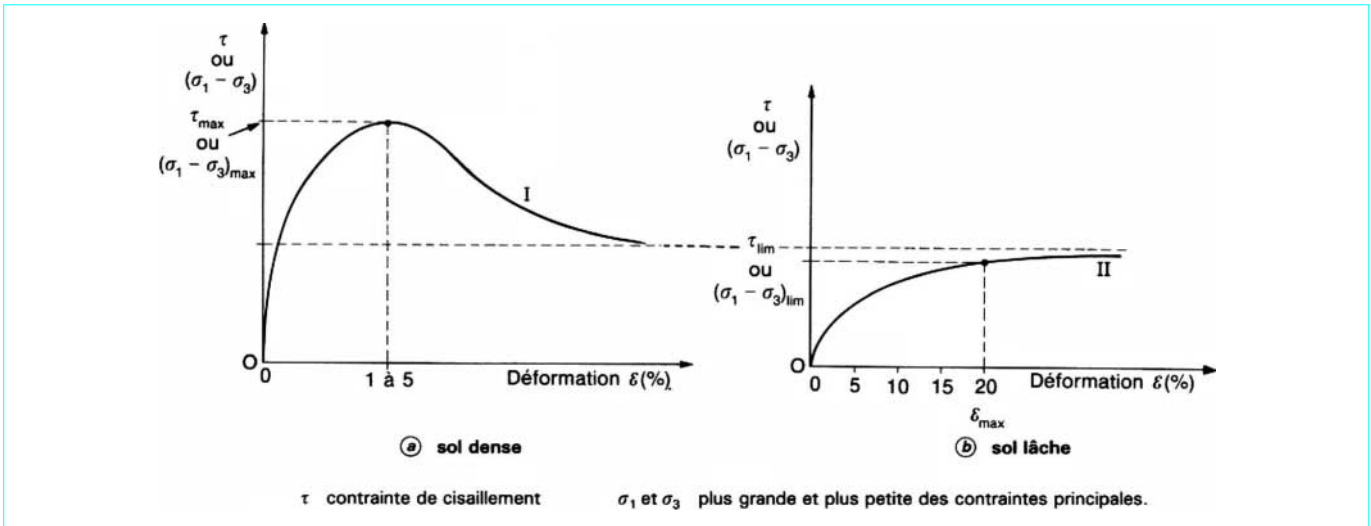


Figure 14 – Courbe « effort-déformation » d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement

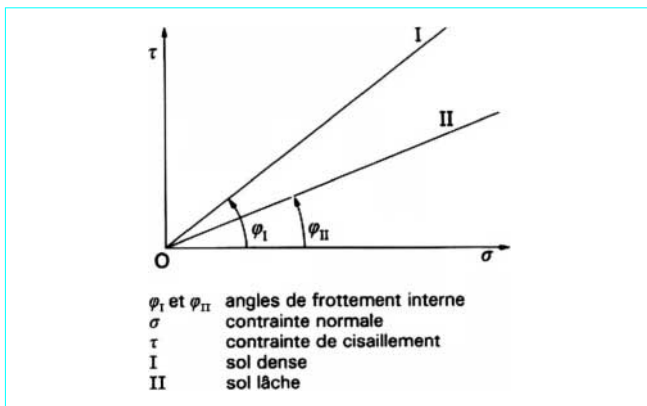


Figure 15 – Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent. Représentation de Mohr

5.2.2 Chemins de contraintes

Si l'on détermine le critère de plasticité ou d'écoulement du sol d'après les chemins de contraintes, on obtient également une droite passant par l'origine, dans le cas des sols dépourvus de cohésion. Un simple changement de coordonnées conduit aux expressions suivantes dans les représentations de Lambe et de Cambridge (figure 16) :

— diagramme de Lambe (s, t) :

$$\frac{t}{s} = \sin \varphi$$

— diagramme de Cambridge (p, q) :

$$\frac{q}{p} = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

5.3 Angle de frottement interne

5.3.1 Facteurs influant sur la valeur de φ

— La compacité du sol influe directement sur l'angle de frottement interne φ . Cette influence peut être traduite par la loi empirique suivante, proposée par Caquot et Kérisel, pour la variation de $\tan \varphi$ avec l'indice des vides e :

$$\tan \varphi = \frac{K}{e}$$

avec les valeurs de K indiquées dans le tableau 3.

Tableau 3 – Valeurs du coefficient K	
Nature du sol	Variation du coefficient K
Gros sable	0,60 à 0,55
Sable moyen	0,55 à 0,475
Sable fin	0,475 à 0,400
Sable silteux	0,400 à 0,325
Valeur moyenne admise	0,55

Comme l'indice des vides varie en général entre 0,5 et 1, $\tan \varphi$ varie de 1,1 à 0,55, en prenant pour K la valeur moyenne 0,55, et l'angle de frottement interne varie entre 48 et 29°.

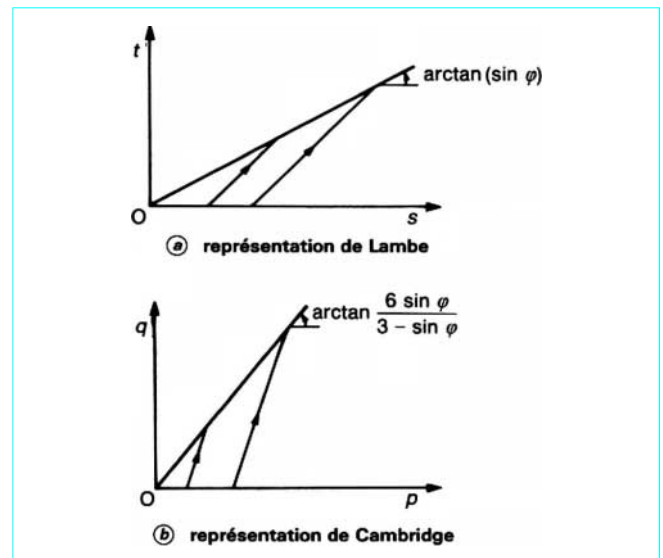


Figure 16 – Critère de plasticité ou d'écoulement

— L'angle de frottement interne φ croît, à compacité donnée, avec le diamètre moyen des grains.

— φ dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.

— φ croît avec l'étalement de la granularité du sol.

— Par contre, pour un état donné de compacité, l'angle de frottement interne φ est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol.

5.3.2 Valeurs de φ

Un ordre de grandeur des valeurs de l'angle de frottement interne pour différents types de sols pulvérulents et pour divers états de compacité est donné dans le tableau 4.

5.4 Variation de volume en cours de cisaillement. Indice des vides critique. État caractéristique

Le cisaillement des sols pulvérulents ne s'effectue généralement pas à volume constant. Les courbes donnant la variation de volume de l'éprouvette au cours d'un essai de cisaillement, par exemple à l'appareil triaxial, ont l'allure représentée sur la figure 17.

Ces deux courbes, qui correspondent à une même valeur de la contrainte moyenne initiale, montrent que :

— le cisaillement s'accompagne d'une diminution de volume dans les sols peu compacts ou lâches, et d'une augmentation de volume dans les sols compacts ou denses ;

— la compacité tend vers une même valeur limite quand la déformation croît.

Cette valeur limite commune de l'indice des vides, indépendante de l'indice des vides initial e_0 , est appelée **indice des vides critique** pour l'état de contraintes considéré, et notée e_{cr} . L'indice des vides critique est une notion importante pour l'étude du comportement des grandes masses de sable fin saturé soumis à des sollicitations cycliques.

Tableau 4 – Valeurs approchées de φ pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l’angularité des grains (d’après [10])			
Dimension des grains	Compacité	φ (degrés)	
		Grains arrondis Granulométrie uniforme	Grains anguleux bien gradués
Sable moyen	Très lâche	28 à 30	32 à 34
	Moyennement dense	32 à 34	36 à 40
	Très dense	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier (1) :			
65 % gravier 35 % sable	Lâche		39
65 % gravier 35 % sable	Moyennement dense	37	41
80 % gravier 20 % sable	Dense		45
80 % gravier 20 % sable	Lâche	34	
Roches fragmentées à l’explosif.....	40 à 55	
(1) Valeurs déterminées par interpolation, à partir de travaux de Holtz et Gibbs.			

On note également sur la figure 17 que, lorsque l'indice des vides initial est inférieur à l'indice des vides critique, le sable commence tout de même par diminuer de volume, avant de voir son volume augmenter. La vitesse de déformation volumique est d'abord négative, puis s'annule et devient positive. L'état du sol lorsque la vitesse de déformation volumique est nulle est appelé **état caractéristique**. C'est un état de contraintes particulier où la déformation se produit momentanément à volume constant, comme dans l'état critique. Les données expérimentales montrent que l'indice des vides à l'état caractéristique est pratiquement confondu avec l'indice des vides critique. Si l'on reporte sur le diagramme de Mohr les cercles de Mohr correspondant à l'état caractéristique pour différentes valeurs de la contrainte normale σ ou initiale σ_3 , on obtient une droite

passant par l'origine comme la courbe intrinsèque, mais avec une pente plus faible (figure 18). Cette droite est appelée **droite caractéristique** ou **courbe d'état critique**.

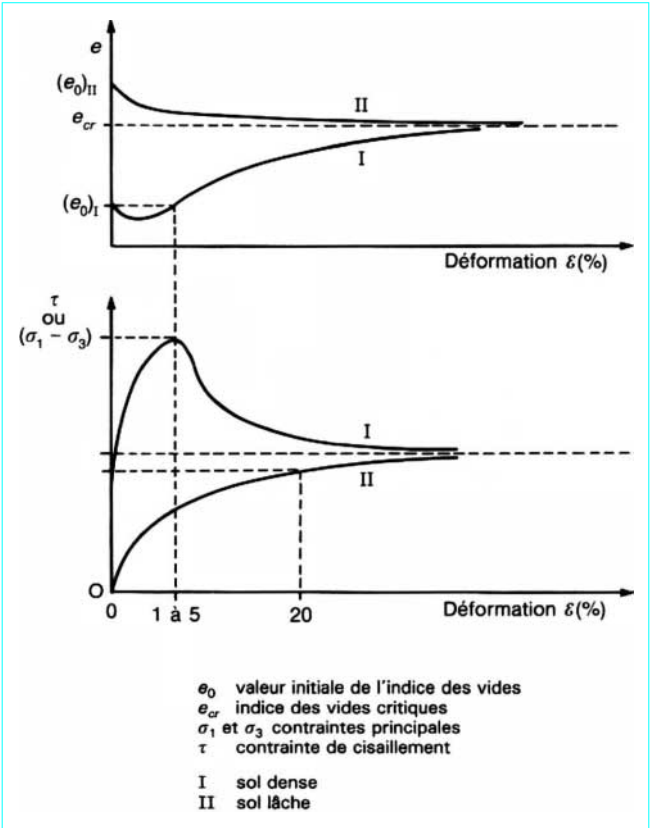


Figure 17 – Variation de volume d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement

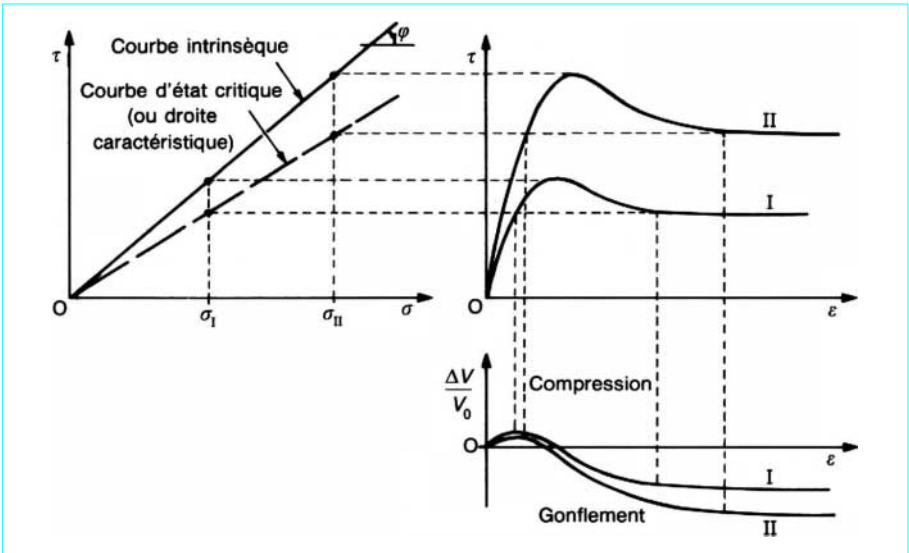


Figure 18 – Courbe intrinsèque et courbe d'état critique d'un sol pulvérulent dense

5.5 Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique classique (Ménard) n'est pas à proprement parlé un essai de détermination de la résistance au cisaillement, puisque la partie initiale de la courbe d'expansion ne permet pas de distinguer un pic de résistance éventuel. Néanmoins, cet essai fournit sous le nom de pression limite pressiométrique une caractéristique de résistance du sol qui ressemble à la résistance à l'état critique déterminée dans les essais de laboratoire dans lesquels on obtient des courbes « effort-déformation » de forme asymptotique. Cette résistance est liée à l'état de contraintes régnant au niveau de l'essai.

6. Résistance au cisaillement des sols cohérents

6.1 Comportements drainé et non drainé

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohérents, examiner l'ensemble des caractéristiques drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement effectués soit en laboratoire, soit en place.

Les caractéristiques drainées sont déterminées normalement au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle ou par des essais triaxiaux consolidés drainés. On utilise aussi les essais lents (drainés) à la boîte de cisaillement (essais de cisaillement direct ou essais de cisaillement direct alterné).

Les caractéristiques non drainées sont déterminées en laboratoire, au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés, ou en place au scissomètre de chantier. Sont également utilisés les essais non consolidés non drainés à l'appareil triaxial, les essais de compression simple et les essais en place au pénétromètre statique et au pressiomètre autoforeur.

6.2 Caractéristiques drainées

6.2.1 Principaux types d'essais

Les caractéristiques drainées des sols fins cohérents sont déterminées dans les types d'essais suivants :

- les essais de référence sont les essais triaxiaux, réalisés en compression et de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle u ;
- on peut utiliser également les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents) pour déterminer la courbe intrinsèque du sol.

6.2.2 Essai CD à l'appareil triaxial

6.2.2.1 Description de l'essai

La réalisation de l'essai comporte les opérations suivantes (figure 19) :

- on ouvre le circuit de drainage ;
- on laisse l'éprouvette se consolider sous la contrainte hydrostatique σ_3 appliquée (ou sous les contraintes anisotropes σ_1, σ_3 dans les essais de type CAU) ;
- on applique le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ à vitesse faible, en général par déformation de l'éprouvette à vitesse de déformation axiale constante, la contrainte latérale σ_3 restant constante.

L'ordre de grandeur des vitesses de déformation est, pour les argiles, de 0,5 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 2 $\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale d'un essai CD

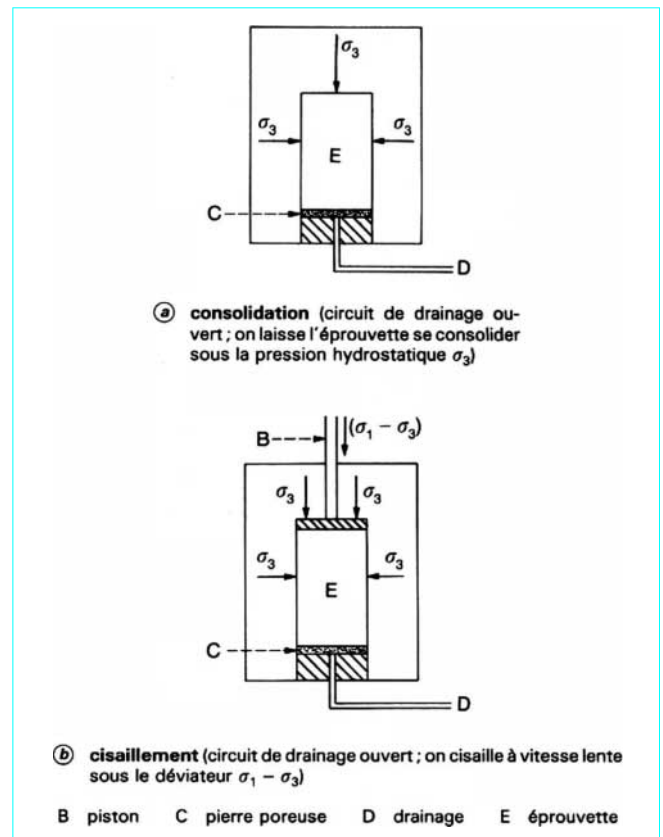


Figure 19 – Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial

peut, pour cette raison, être de l'ordre de plusieurs semaines. À titre de comparaison, les vitesses de déformation dans les essais sur les sables sont de l'ordre de 0,5 mm/min, soit plusieurs centaines de fois plus élevées.

6.2.2.2 Courbes « effort-déformation »

Les courbes « effort-déformation » $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue à celles obtenues dans le cas des sols pulvérulents. Elles présentent ou non un maximum suivant l'état de compacité et la structure du sol. La rupture ou l'état limite conventionnel s'en déduit de la même façon.

6.2.2.3 Courbe intrinsèque

L'essai est reproduit pour diverses valeurs de la contrainte hydrostatique σ_3 , choisies dans la gamme des contraintes effectives régnant dans le massif de sol à la profondeur du prélèvement. La courbe intrinsèque est obtenue comme enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives (égales par hypothèse aux contraintes totales appliquées, puisque l'essai est exécuté lentement pour que les suppressions interstitielles restent négligeables). On admet généralement qu'il s'agit d'une droite, pour les intervalles de contraintes rencontrés dans les projets (figure 20). On peut écrire son équation sous la forme :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

$$\text{ou} \quad \sigma'_1 = 2 c' \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) + \sigma'_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

avec c' cohésion effective (ou cohésion drainée),
 φ' angle de frottement effectif (ou angle de frottement interne).

Dans certains cas, l'hypothèse d'une courbe intrinsèque linéaire n'est pas assez précise et il est préférable de distinguer, dans l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture, une partie linéaire pour les fortes valeurs des contraintes (essais sur des éprouvettes de sol normalement consolidé au début du cisaillement) et une partie initiale non linéaire, correspondant aux états initiaux surconsolidés du sol (figure 21). Suivant les calculs à faire, on pourra linéariser la partie de la courbe correspondant aux niveaux réels de contraintes (le sol surconsolidé a une cohésion effective plus élevée et un angle de frottement plus faible ; le sol normalement consolidé a en général une cohésion effective voisine de zéro et souvent négligeable).

6.2.2.4 Chemins de contraintes

Dans les représentations de Lambe et de Cambridge, les chemins de contraintes effectives correspondant à la phase de cisaillement dans un essai drainé sont des segments de droites de pente 1 (respectivement 3) partant de l'axe des contraintes isotropes σ_s' (respectivement σ_p'). La rupture (ou l'état limite conventionnel) correspond au point le plus élevé de ces chemins de contraintes effectives. Le critère de plasticité ou d'écoulement est donc la courbe qui joint les extrémités des chemins de contraintes (figure 22).

Le critère de plasticité a une forme linéaire ou deux parties d'allure différente, comme la courbe intrinsèque.

Dans la représentation (s', t') de Lambe, le critère de plasticité du sol a, dans sa partie linéaire, une équation de la forme :

$$t' = c' \cos \varphi' + s' \sin \varphi'$$

Dans la représentation (p', q') de Cambridge, le critère de plasticité (c', φ') a pour équation :

$$q' = \frac{6(c' \cos \varphi' + p' \sin \varphi')}{3 - \sin \varphi'}$$

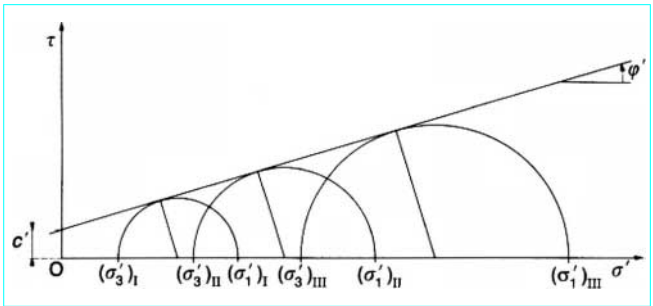


Figure 20 – Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai CD)

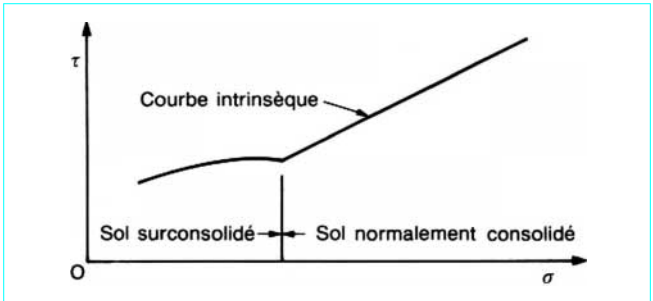


Figure 21 – Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol

6.2.3 Essai CU avec mesure de u à l'appareil triaxial

6.2.3.1 Description de l'essai

L'essai est conduit comme suit (figure 23) :

- le circuit de drainage est ouvert pendant l'application de la contrainte (en général isotrope ou hydrostatique) σ_3 sous laquelle on va consolider l'éprouvette. On attend que l'éprouvette soit consolidée sous cette contrainte ;
- le circuit de drainage est fermé pendant l'application du déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ et l'on mesure à volume constant la pression interstitielle dans l'éprouvette. La vitesse de cisaillement peut être plus grande que dans l'essai CD, mais elle reste limitée par l'obligation de maintenir dans l'éprouvette une pression interstitielle aussi uniforme que possible, de manière que la mesure effectuée à l'une des extrémités de l'éprouvette soit significative. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de 2 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 20 $\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale de l'essai est de l'ordre de deux semaines.

6.2.3.2 Courbe effort-déformation

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes (§ 6.2.2.2) et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

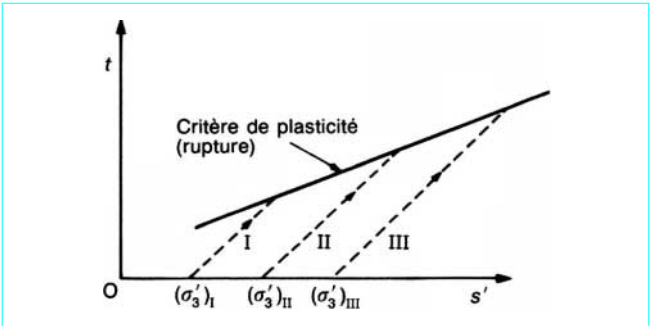


Figure 22 – Chemins de contraintes et rupture (essais CD)

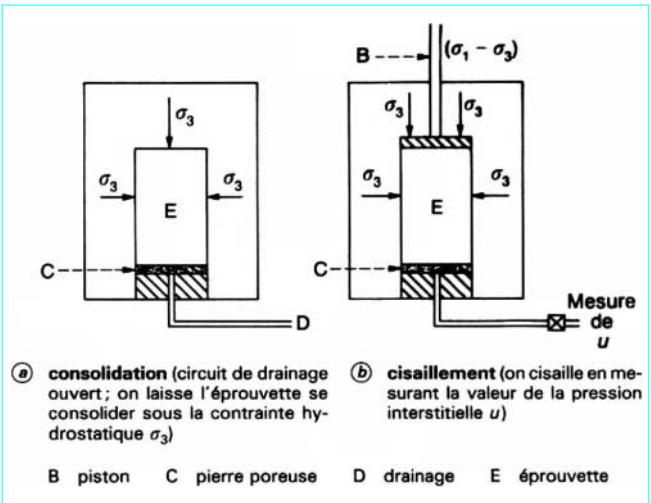


Figure 23 – Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial

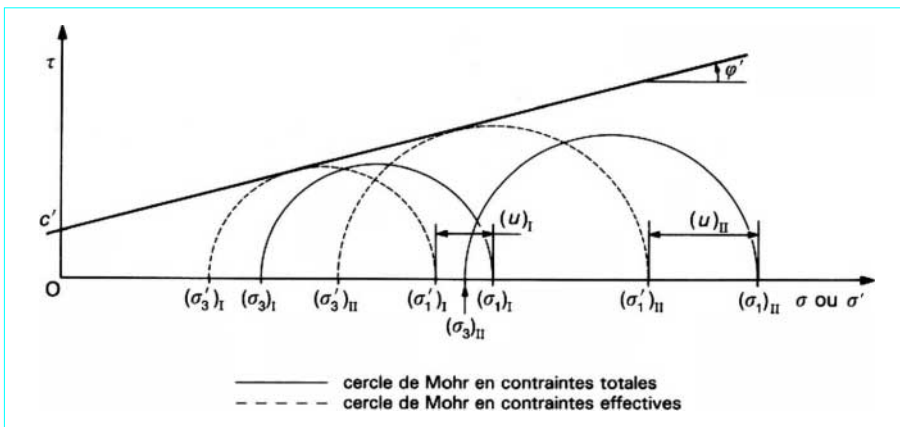


Figure 24 – Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai consolidé non drainé avec mesure de u)

6.2.3.3 Courbe intrinsèque

La mesure simultanée des efforts appliqués (contraintes totales) et de la pression interstitielle permet de tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives (figure 24). Le cercle de Mohr en contraintes effectives correspondant à l'état limite I se déduit du cercle de Mohr en contraintes totales correspondant au même état limite par une translation d'une valeur $-u$ parallèlement à l'axe des contraintes normales $\overrightarrow{O\sigma}$. Pour un second essai exécuté à partir d'un état initial différent, on obtient de même deux cercles d'indice II en contraintes totales et contraintes effectives.

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives. Dans le cas général, c'est une courbe comportant une partie linéaire pour les états initiaux normalement consolidés (fortes valeurs de σ'). On la linéarise souvent dans le domaine des contraintes qui existeront réellement dans le sol, ce qui permet de retrouver une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Aux imprécisions expérimentales près, les valeurs de c' et ϕ' déduites des essais consolidés non drainés avec mesure de u sont égales à celles déduites des essais consolidés drainés. Il n'est donc pas étonnant que les essais CU avec mesure de u , qui sont plus rapides, soient beaucoup plus fréquents que les essais CD.

6.2.3.4 Chemins de contraintes

Pour chaque essai CU avec mesure de u , on peut représenter le chemin des contraintes totales, qui est un segment de droite de pente 1 ou 3 suivant le système de représentation choisi, et le chemin des contraintes effectives, dont les points se déduisent du précédent par une translation d'amplitude $-u$ variable d'un point à l'autre (figure 25).

La concavité du chemin de contraintes effectives traduit le sens des variations de volume de l'éprouvette pendant le cisaillement et permet de distinguer les éprouvettes surconsolidées ou normalement consolidées.

Le critère de plasticité est la courbe qui joint les points de déviateur maximal des chemins de contraintes. Il a la même forme et la même équation que dans le cas de l'essai CD (§ 6.2.2.4).

6.2.4 Essai de cisaillement direct CD à la boîte

6.2.4.1 Description de l'essai

L'essai comporte les phases suivantes :

- on laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale σ appliquée ;
- on lance ensuite le cisaillement à faible vitesse.

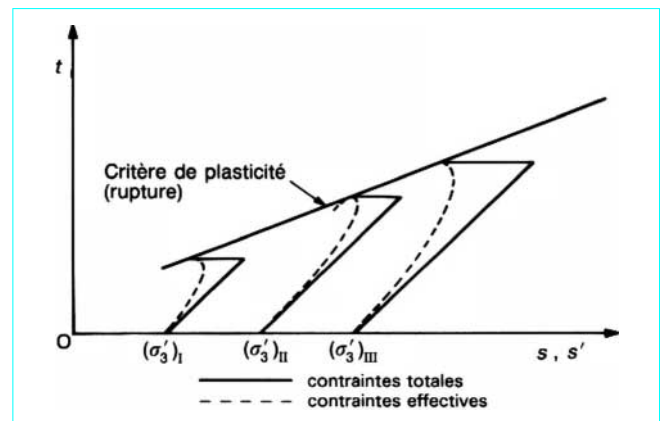


Figure 25 – Chemins de contraintes et rupture (essais CU avec mesure de u)

6.2.4.2 Courbes « effort-déformation »

La courbe de variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif des demi-boîtes a une allure analogue à celle obtenue dans le cas des sols pulvérulents (courbe avec pic ou croissance asymptotique, figure 14). La rupture ou l'état limite conventionnel sont définis de la même façon.

6.2.4.3 Courbe intrinsèque

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut déterminer la courbe intrinsèque du sol, qui passe par les points représentant les états de contraintes ($\sigma' = \sigma, \tau$) au moment de la rupture. La courbe intrinsèque est en général une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Dans certains cas, il est indispensable de distinguer plusieurs parties dans la courbe intrinsèque, comme déjà indiqué pour les autres essais.

Les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne ϕ' déterminées à la boîte de cisaillement ne sont pas sensiblement différentes de celles déduites des essais triaxiaux.

6.2.5 Résistance résiduelle

Les essais de cisaillement direct alterné à la boîte permettent de déterminer deux valeurs caractéristiques de la résistance au cisaillement :

- la résistance de pic τ_{max} ;
- et la résistance résiduelle τ_R , après de grands déplacements sur la surface de rupture.

Chaque couple de valeurs (τ_{max}, τ_R) est associé à une valeur déterminée de la contrainte normale σ . En exécutant plusieurs essais, pour des valeurs différentes de σ , on obtient plusieurs points de la courbe intrinsèque et de la courbe de cisaillement résiduel (figure 26).

La courbe intrinsèque obtenue dans les essais de cisaillement direct alterné est identique à celle que l'on obtient dans les essais de cisaillement direct à la boîte, dans la mesure où le pic de résistance est toujours obtenu lors du premier déplacement de la demi-boîte mobile.

Pour sa part, la courbe de cisaillement résiduel est également une droite, dont l'équation peut s'écrire sous la forme :

$$\tau_R = c'_R + \sigma' \tan \varphi'_R$$

avec c'_R cohésion résiduelle,
 φ'_R angle de frottement résiduel.

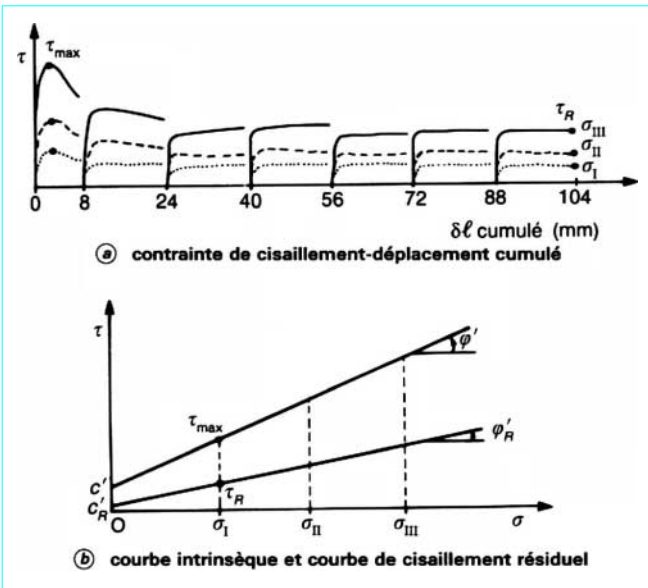


Figure 26 – Essai de cisaillement direct alterné à la boîte

6.3 Caractéristiques non drainées

6.3.1 Principaux types d'essais

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol ;
- les autres types d'essais (en laboratoire : essais triaxiaux non consolidés non drainés, essais de compression simple, essais au scissomètre de laboratoire ; en place : essais au scissomètre de chantier, essais au pressiomètre autoforeur) donnent seulement la résistance du sol dans son état initial.

6.3.2 Essai UU à l'appareil triaxial

6.3.2.1 Description de l'essai

Pendant toute la durée de l'essai (figure 27), le circuit de drainage est fermé. La contrainte hydrostatique σ_3 et le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) sont appliqués rapidement. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de 0,25 à 0,5 mm/min. La durée totale de l'essai est voisine d'une heure.

6.3.2.2 Enveloppe des cercles de Mohr

Dans le cas des sols saturés, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 est une droite parallèle à l'axe $\overrightarrow{O\sigma}$ d'ordonnée $\tau = c_u$ (figure 28).

Son équation peut s'écrire :

$$\tau = Cte = c_u$$

ou $\sigma_1 - \sigma_3 = 2 c_u$

avec c_u cohésion non drainée du sol.

Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement, définie comme pour les autres essais au pic ou pour une valeur déterminée de la déformation, ne dépend pas de la pression σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale.

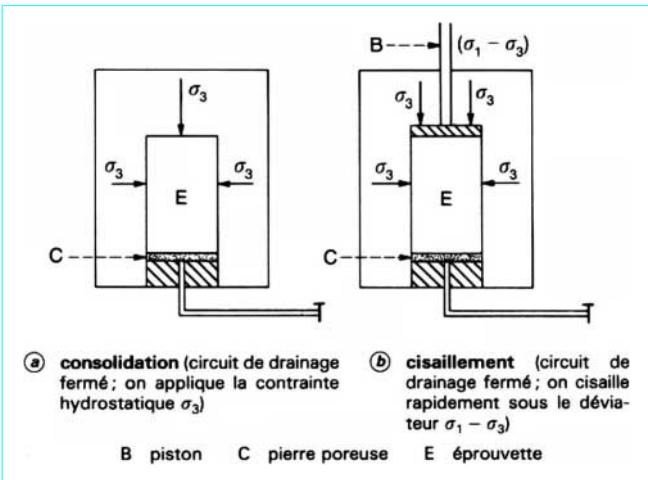


Figure 27 – Essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial

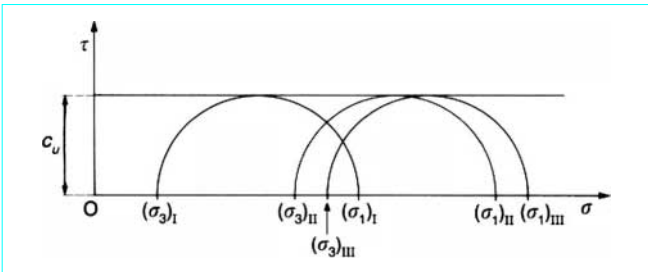


Figure 28 – Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

Dans le cas des sols non saturés, la pression σ_3 a une influence sur la résistance du sol au cisaillement non drainé (rayon du cercle de Mohr à la rupture égal à la moitié du déviateur à la rupture). L'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales a l'allure représentée sur la figure 29. Il lui correspond une cohésion initiale c_{uu} et un angle de frottement interne non drainé φ_{uu} .

Ces paramètres doivent être utilisés avec beaucoup de précautions, car ils sont associés à une composition donnée du sol (c'est-à-dire, en pratique, à des valeurs données du degré de saturation S_r , égal au rapport du volume de l'eau interstitielle au volume des pores, et de l'indice des vides e , égal au rapport du volume des pores au volume des particules solides).

6.3.3 Essai CU à l'appareil triaxial

6.3.3.1 Description de l'essai

L'essai CU diffère de l'essai UU par la possibilité offerte à l'éprouvette de se consolider, avant le début du cisaillement, sous la contrainte σ_3 appliquée dans la cellule triaxiale en maintenant le drainage ouvert (figure 30).

Il permet d'obtenir la variation de la cohésion non drainée du sol c_u avec la pression de consolidation σ_3 de l'éprouvette.

6.3.3.2 Cohésion non drainée

Pour chaque valeur de la contrainte de consolidation σ_3 , on obtient une courbe « effort-déformation » de même forme que dans les autres essais. Pour l'état de contraintes à la rupture, on construit un cercle de Mohr en contraintes totales, dont la dimension varie avec σ_3 (figure 31).

Dans les sols cohérents saturés, la résistance au cisaillement non drainé dépend de l'état des contraintes au début de la phase de cisaillement, soit $\sigma'_3 = \sigma_3$ dans le cas d'une consolidation sous contrainte isotrope. Une fois cet état de contraintes effectives établi et le drainage fermé, la résistance au cisaillement ne dépend plus d'éventuelles variations de la pression σ_3 dans la cellule triaxiale (comme dans le cas de l'essai UU). Il est, pour cette raison, judicieux de représenter les variations du rayon du cercle de Mohr à la rupture, c_u , en fonction de σ_3 (figure 32).

Les études expérimentales ont montré que la cohésion non drainée c_u augmente linéairement avec la pression $\sigma'_3 = \sigma_3$, au delà d'un seuil correspondant approximativement à la pression de préconsolidation du sol σ'_p déterminée à l'œdomètre (cf. article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] dans cette rubrique) :

$$c_u = c_{u0} + \lambda_{cu} (\sigma'_3 - \sigma'_p) \quad \text{pour } \sigma'_3 > \sigma'_p$$

Pour les pressions de consolidation σ'_3 inférieures à la pression de préconsolidation σ'_p , la valeur de la cohésion non drainée est pratiquement constante (sous réserve des effets des paramètres mentionnés au paragraphe 2.3.5, notamment la vitesse de déformation. Ainsi, pour les argiles courantes, la cohésion non drainée augmente d'environ 20 % quand on multiplie la vitesse de déformation par 100).

Dans le cas des sols non saturés, comme on l'a noté à propos de l'essai UU, la résistance au cisaillement non drainé dépend à la fois de la pression σ_3 et de la composition du sol. Or la phase initiale de consolidation de l'essai CU a pour effet de modifier la proportion des phases solide, liquide et gazeuse dans le sol. Pour caractériser complètement le comportement non drainé de tels sols, il faut réaliser des essais plus complexes, de type UU, mais à partir d'états de contraintes initiales établis dans des conditions drainées (essais de type consolidé-non consolidé non drainé). Ces essais ne sont pas exécutés en pratique. L'exploitation classique des résultats des essais CU, par tracé de la tangente aux cercles de Mohr à la rupture, fournit des paramètres c_{cu} et φ_{cu} que l'on ne peut utiliser pour les calculs de stabilité en situation non drainée.

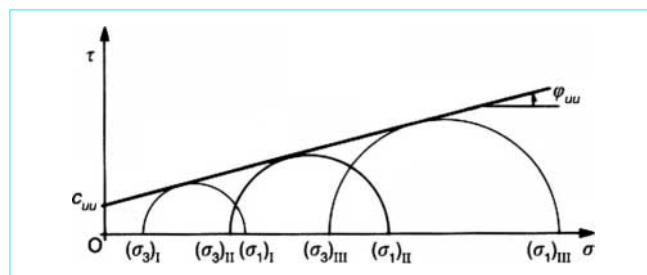


Figure 29 – Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU) sur sol non saturé

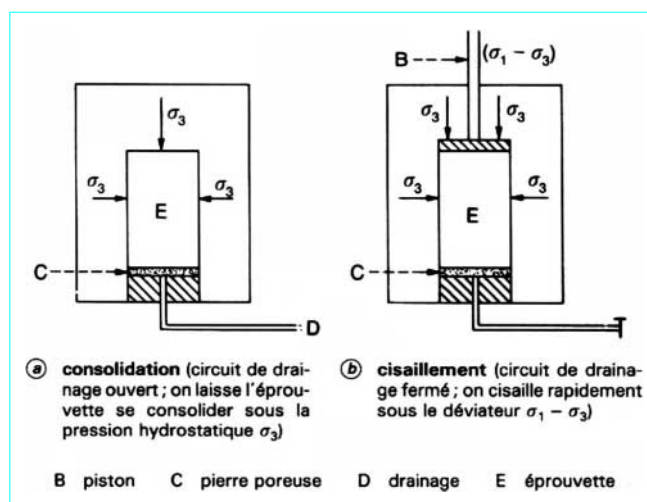


Figure 30 – Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial

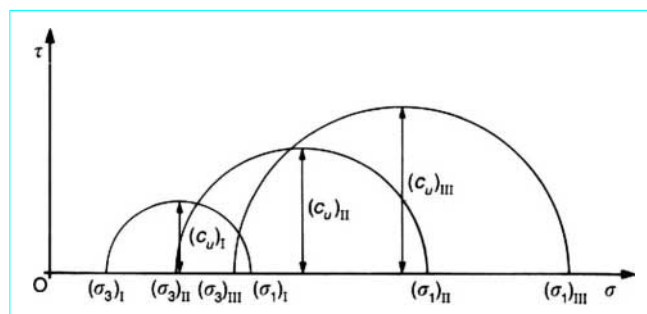


Figure 31 – Cercles de Mohr à la rupture dans un essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial

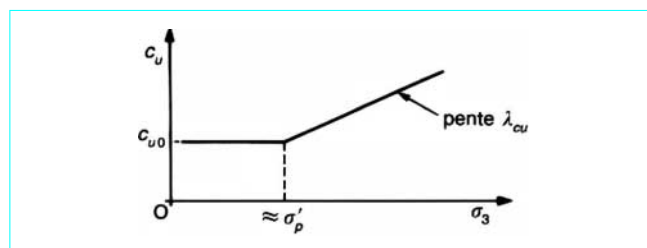


Figure 32 – Variation de la cohésion non drainée c_u avec la pression de consolidation σ_3

6.3.4 Autres essais

Tous les autres essais décrits ci-après ont pour caractéristique commune de donner une valeur unique de la résistance au cisaillement correspondant :

- à l'état du sol au début de l'essai ;
- au type de sollicitation appliquée ;
- à la vitesse à laquelle l'essai de cisaillement est effectué.

6.3.4.1 Essai de compression simple

Comme indiqué au paragraphe 3.2, l'essai de compression simple est un essai de type UU dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle.

Dans le cas des **sols saturés**, on détermine la résistance à la compression simple R_c , égale au déviateur des contraintes, c'est-à-dire au double de la cohésion non drainée.

Dans le cas des **sols non saturés**, l'essai fournit une valeur de la résistance au cisaillement qui caractérise un état initial à contrainte latérale nulle qui ne se rencontre dans aucun problème réel.

6.3.4.2 Essai au scissomètre de laboratoire

L'essai au scissomètre de laboratoire permet de déterminer une valeur moyenne de la résistance au cisaillement sur la surface décrite par les pales du moulinet lors de leur rotation. Cette valeur dépend de la vitesse de rotation du scissomètre. Les conditions dans lesquelles se forme la surface de rupture ne sont pas parfaitement connues, de sorte que cet essai n'est utilisé que très rarement, lorsqu'il n'est pas souhaitable de sortir la carotte de sol à tester de son enveloppe ou lorsqu'il n'est pas possible de tailler d'éprouvettes.

6.3.4.3 Essai au scissomètre de chantier

L'essai au scissomètre de chantier possède les mêmes limitations que l'essai au scissomètre de laboratoire. Il est néanmoins très fréquemment utilisé pour caractériser la résistance au cisaillement non drainé des sols mous cohérents en place, car :

- l'essai est simple et rapide ;
- les valeurs de la cohésion non drainée c_u obtenues de cette façon ont été corrélées avec les résistances réellement mobilisées dans les sols cohérents lors de la rupture des massifs de fondation de nombreux remblais sur sols compressibles (ces études systématiques ont conduit à une correction dite de Bjerrum [11] à appliquer aux résultats bruts des essais, en fonction de l'indice de plasticité du sol correspondant).

La résistance au cisaillement correspondant à la valeur stabilisée du couple appliqué au moulinet est appelée **cohésion remaniée** et notée c_r . Le rapport des valeurs de c_u et c_r est appelé **sensibilité** et noté S_r . La sensibilité caractérise la perte de résistance du sol lors de son remaniement.

6.3.4.4 Essai au pressiomètre autoforeur

L'essai au pressiomètre autoforeur fournit, comme indiqué au paragraphe 4.3, une courbe de cisaillement élémentaire du sol dans un plan horizontal, dont le maximum correspond à la cohésion non drainée c_u dans un plan horizontal. Cette valeur doit être corrigée en fonction de la vitesse de déformation imposée au sol avant d'être utilisée pour des calculs.

6.3.5 Résistance au cisaillement

La multiplicité des essais qui donnent des valeurs de la résistance au cisaillement non drainé rend nécessaires quelques commentaires sur la notion de résistance au cisaillement non drainé et son mode de détermination.

Comme on l'a noté pour les essais triaxiaux UU et CU, la résistance au cisaillement non drainé, que l'on exprime en contraintes totales, est associée à une composition donnée du sol.

Dans le cas des sols saturés, à chaque état initial correspond une valeur de la résistance au cisaillement qui ne dépend pas de la pression σ_3 dans la cellule triaxiale. Cette valeur, sous réserve des corrections dues principalement aux effets de vitesse de chargement, peut être déterminée par l'un des nombreux essais existants. Pour les essais qui ne permettent de tester que la résistance actuelle du sol, on peut utiliser les essais triaxiaux CU pour compléter la description de la résistance non drainée en déterminant le taux de variation de la cohésion non drainée avec la contrainte effective initiale dans le sol (paramètre λ_{cu}).

Dans le cas des sols non saturés, la situation est plus complexe, car une droite de Mohr-Coulomb de paramètres c_{uu} , ϕ_{uu} est associée à chaque état initial du sol. La caractérisation complète de la résistance au cisaillement non drainé de tels sols suppose donc que l'on détermine les lois de variation de c_{uu} et ϕ_{uu} en fonction de l'état initial du sol, ce qui nécessite des essais plus nombreux. Dans ce cas, aussi, il faut tenir compte de l'effet de la vitesse de chargement sur le résultat de chaque essai.

6.4 Variation de volume en cours de cisaillement

On constate, de façon générale, que les essais de cisaillement conduits sur les sols cohérents s'accompagnent :

- de variations de volume, positives ou négatives, dans les essais drainés ;
- de l'apparition de surpressions interstitielles, positives ou négatives, dans les essais non drainés.

Les sols très compacts sont le siège de variations de volume négatives, c'est-à-dire d'une augmentation de volume au cours du cisaillement. Ce phénomène, très important dans la pratique, a reçu le nom de **dilatance**.

7. Conclusions

7.1 Expression générale de la résistance au cisaillement

Pour les calculs de stabilité des ouvrages en géotechnique, la résistance au cisaillement des sols est classiquement représentée par la relation suivante entre les contraintes normale et tangentielle sur la surface de rupture :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

- avec τ résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite),
 σ contrainte normale,
 c cohésion,
 ϕ angle de frottement interne.

Cette équation est celle de l'enveloppe des cercles de Mohr, dont on admet qu'elle est une droite.

Pour les calculs dans lesquels l'état de rupture est atteint dans la masse du sol sans formation de surface de glissement, on utilise plutôt une formulation en contraintes principales, généralement exprimée en fonction des contraintes principales majeure et mineure :

$$\sigma_1 = 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

avec σ_1 contrainte principale majeure,
 σ_3 contrainte principale mineure,
 c cohésion,
 φ angle de frottement interne.

D'autres expressions équivalentes en termes de (s, t) ou (p, q) sont également employées (§ 1.1.3). Elles utilisent toutes les paramètres c et φ pour caractériser la résistance au cisaillement.

Dans certains cas, l'enveloppe des cercles de Mohr peut ne pas être une droite. On se ramène néanmoins, pour les calculs, à une droite de paramètres c et φ , en linéarisant l'enveloppe des cercles de Mohr dans l'intervalle des contraintes susceptibles d'exister dans le massif de sol étudié.

L'équation précédente peut, selon les cas, être écrite en contraintes totales ou en contraintes effectives. Le choix des paramètres correspondants est discuté dans le paragraphe suivant.

7.2 Choix des paramètres

Dans la plupart des calculs courants, on suppose que le sol est isotrope et l'on se contente de déterminer une valeur des paramètres c et φ . La détermination de ces paramètres s'effectue conformément aux indications du tableau 5.

En pratique, on utilise principalement, pour tous les types de sols et d'essais, l'appareil triaxial de révolution, qui garantit la maîtrise totale des conditions de drainage et n'impose pas le plan de rupture. Pour les sols pulvérulents et les essais drainés sur les sols cohérents, on réalise aussi fréquemment des essais à la boîte de cisaillement. Pour les études de stabilité des ouvrages sur sols cohérents mous, on utilise les essais au scissomètre de chantier, complétés par des essais triaxiaux de type CU lorsque l'on doit évaluer les variations de la cohésion non drainée en fonction de la consolidation du sol. Les autres types d'essais ne sont pas utilisés de façon systématique. On utilise leurs résultats à titre d'information complémentaire.

Le choix du mode de représentation de la résistance au cisaillement en vue des calculs est une étape essentielle dans l'analyse du comportement des sols. Comme indiqué dans le tableau 5, il faut distinguer trois cas.

■ Pour les **sols pulvérulents**, la résistance au cisaillement est toujours analysée en contraintes effectives. La grande perméabilité de ces sols rend pratiquement instantanée la dissipation des surpressions interstitielles créées par le chargement, de sorte que l'on n'est jamais dans les conditions dites « non drainées ». La résistance au cisaillement est décrite par l'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

avec c' cohésion effective,
 φ' angle de frottement interne,
 $\sigma' = \sigma - u$ contrainte normale effective,
 u pression interstitielle.

Pour certains types de problèmes (par exemple, pour l'analyse du comportement des sols pulvérulents sous charges cycliques), la connaissance de la droite caractéristique est également utile, § 5.4 ;

■ Pour les **sols fins cohérents saturés**, on distingue les états dits non drainés (ou de court terme) et drainés (ou de long terme). La résistance au cisaillement du sol est définie dans les deux cas par l'état des contraintes effectives, c'est-à-dire par une équation de même forme que pour les sols pulvérulents :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Cette équation est utilisée chaque fois que l'on connaît la distribution des contraintes effectives dans le massif de sol.

En cas de chargement rapide (par référence à la vitesse de consolidation du massif de sol) et d'absence de drainage, on peut caractériser la résistance au cisaillement en contraintes totales au moyen de la cohésion non drainée c_u :

$$\tau = c_u$$

Cette possibilité est très utile car elle permet de faire certains calculs en contraintes totales, sans avoir à se préoccuper de la prévision, toujours difficile, des surpressions interstitielles.

La cohésion non drainée est associée à un état donné du sol. Si cet état change, par exemple du fait de la consolidation du sol au cours du temps, la cohésion non drainée est modifiée. Pour certains problèmes, il est donc important de caractériser les variations de c_u avec l'état de contraintes effectives du sol au début du cisaillement. C'est ce que traduit le paramètre λ_{cu} déterminé dans les essais de type CU à l'appareil triaxial :

$$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_3$$

que l'on utilise en assimilant la contrainte isotrope σ'_3 appliquée dans l'essai triaxial à la pression de préconsolidation du sol en place σ'_p .

La mesure de la cohésion non drainée peut se faire de différentes façons. Pour les sols peu résistants (dont la cohésion non drainée ne dépasse pas 80 à 100 kPa), l'essai le plus fréquent est l'essai au scissomètre de chantier, dont les résultats sont habituellement corrigés en fonction de l'indice de plasticité I_p du sol pour tenir compte des conditions de l'essai (notamment de la vitesse de cisaillement). Pour les sols plus résistants, on réalise principalement des essais CU à l'appareil triaxial.

Tableau 5 – Choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Types d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohérent saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	c_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement) Scissomètre, pressiomètre autofeur
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU	c_{uu} , φ_{uu}	$\tau = c_{uu} + \sigma \tan \varphi_{uu}$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)
Cohérent	Long terme	Drainé	Drainées	CD CU avec mesure de u	c' , φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
Pulvérulent	Long terme ou court terme	Drainé	Drainées	CD	c' , φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

Pour les études de stabilité de glissements de terrains sur des surfaces de rupture préexistantes, on utilise la résistance au cisaillement résiduelle, décrite par l'équation :

$$\tau = c'_R + \sigma' \tan \varphi'_R$$

avec c'_R cohésion résiduelle,

φ'_R angle de frottement résiduel.

■ Pour les **sols fins cohérents non saturés**, la notion de contrainte effective n'est en général pas applicable et l'on caractérise

directement la résistance au cisaillement en contraintes totales. Cela conduit à utiliser l'expression :

$$\tau = c_{uu} + \sigma \tan \varphi_{uu}$$

dans laquelle les paramètres c_{uu} (cohésion apparente) et φ_{uu} (angle de frottement apparent), déterminés dans des essais triaxiaux de type UU, dépendent de l'état du sol (indice des vides et degré de saturation) au début du cisaillement.

Des ordres de grandeur des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement de différents types de sols pulvérulents et cohérents sont donnés dans le tableau 6.

Tableau 6 – Valeurs typiques des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols

Type de sol (provenance)	c_{uu} (kPa)	φ_{uu} (degré)	c' (kPa)	φ' (degré)	λ_{cu}	c'_R (kPa)	φ'_R (degré)
Argiles et vases							
— normalement consolidées (faiblement surconsolidées)							
Argile grise (Narbonne)	30	0	0	34			
Argile organique (Narbonne)	50	0	11	31			
Vase (Martrou)	18	0	13	26			
Argile organique (Lanester)	16	0	7	31	0,29		
Argile organique (Cubzac)	20	0	10	29	0,35		
Argile molle (Cran)	39	0	0	34	0,26		
— surconsolidées							
Argile verte (Romainville)	120 à 170	0	19	20			
Argile du Toarcien (Ville au Val)	10	27	0 à 5	10 à 15
Argile du Sparnacien (Provins)	100	0	16	14			
Argile des Flandres	200 à 300	0	24	22			
Argile de l'Oligocène (Sallèles)	16	23	0	10
Argile de l'Albien (Vallon des Bontentuits)	30	21	20	21
Marnes							
Marne (Argenteuil)	75	30			
Marne (Clermont-Ferrand)	117	0	25	28			
Limons							
Limon (Orly)	50	0	0	39			
Limon (Orly)	70	0	40	25			
Limon (Jossigny)	70	0	12	32			
Limon fin (Plancoët)	46	13	0	34			
Sables							
Sable fin (Fontainebleau)	0	30 à 40			
Sable de Loire (Angers)	0	33			
Sable (Dunkerque)	0	42			
Sable (Asnières)	0	36			
Sable de Cuisse (Oise)	0	35			
Sable lâche (Le Verdon)	0	32			
Sable coquillier (Le Verdon)	0	34			
Sable et galets (Le Verdon)	0	38			
Sable fin argileux (Le Verdon)	10	40			
Sable fin (Saint-Malo)	0	37			
Sable argileux (Narbonne)	47	0	0	39			
Graviers							
Ballast	0	45			
Grave non traitée 0/14	30	54			
Tourbe							
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	50	0	10	30			
Tourbe (Bourgoin)	14	0	5	39			
Tourbe (Caen)	20	0	0,36		
Tourbe (Vallée de la Dives)	20	0	0,50		

Références bibliographiques

- [1] Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations. *Lexicon in 8 languages*, 5th Edition, p. 127-132 (*Symboles et définitions*). Printed by The Bryant Press Limited, Toronto, Ont., Canada (1981).
- [2] BLIVET (J.-C.) et MIEUSSENS (C.). – *Détermination de la résistance au cisaillement des sols, en laboratoire. Essais à l'appareil triaxial. Essais de compression simple. Essais de cisaillement direct à la boîte. Essais de cisaillement direct alterné*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Projet de méthode d'essai LPC, 83 p. (1990).
- [3] BISHOP (A.W.) et HENKEL (D.J.). – *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold Ltd, 2^e éd. (1962, réimprimé en 1964 et 1969).
- [4] HEAD (K.M.). – *Manual of soil laboratory testing* (vol. 1, 2, 3). Pentech Press, London (1986).
- [5] American Society for Testing Materials (ASTM). – *Advanced triaxial testing of soil and rock*. STP 977 (1988).
- [6] AMAR (S.) et MAGNAN (J.P.). – *Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place. Aide-mémoire*. Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris, Note d'information technique, 27 p. (1980).
- [7] Normes Françaises (en cours d'élaboration) :
Pr P94-010 Définitions. Symboles. Dimensions. Unités. Vocabulaire.
Pr P94-070 Cisaillement direct à la boîte.
Pr P94-072 Scissomètre de laboratoire.
Pr P94-074 Essai non consolidé non drainé à l'appareil triaxial.
Pr P94-075 Essai consolidé non drainé à l'appareil triaxial.
Pr P94-076 Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.
- Pr P94-077 Essai de compression simple.
Pr P94-110 Essai pressiométrique normal.
Pr P94-112 Essai scissométrique.
NF P94-113 (10-1989) Essai de pénétration statique.
- [8] BAGUELIN (F.), JEZEQUEL (J.-F.) et LE MEHAUTE (A.). – *Mesure des caractéristiques des sols par autoforage*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n° 81, p. 63-72, janv.-fév. 1976.
- [9] BAGUELIN (F.), JEZEQUEL (J.-F.) et SHIELDS (D.H.). – *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans Tech Publ. (1978).
- [10] LEONARDS (G.A.). – *Les fondations* (traduit de l'anglais), 1 124 p., Dunod (1969).
- [11] LEROUEIL (S.), MAGNAN (J.-P.) et TAVENAS (F.). – *Remblais sur argiles molles*. Tech et Doc. Lavoisier (1985).