

## 1.1. Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblais et talus ...) il est nécessaire de connaître la résistance du sol. La résistance peut être évaluée à partir d'essai triaxial, essai de compression simple, essai CBR, essai pressiométrique. Lorsqu'un système de force est appliqué à un volume de sol il se développe des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces dites « surfaces de glissement ou de ruptures ». La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture au moment de la rupture. La résistance au cisaillement d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, confinement, granulométrie, présence des fines.

## 1. 2. Comportement mécanique des sols

### 1.2.1. Déformation réversible, déformation irréversible

Le sol a un comportement élastique pour des faibles contraintes. Au-delà, il subit des déformations irréversibles et on entre dans le domaine de la plasticité. On dit qu'il y a rupture un sol se rompt par cisaillement suivant un plan de rupture (glissement de deux facettes l'une sur l'autre). Il y a donc rupture lorsque la contrainte de cisaillement  $\tau$  dépasse une certaine valeur fonction de la contrainte normale  $\sigma$ .

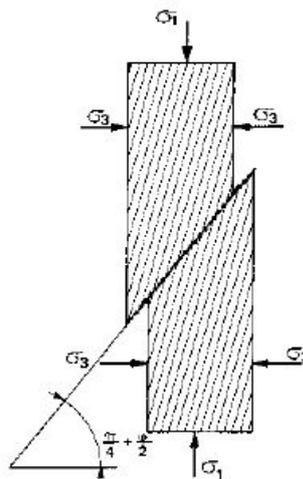


Figure 1.1: Déformation réversible et irréversible.

### 1.2.2. Courbe intrinsèque de Caquot

Soit une facette  $dS$  d'un solide sollicitée par des charges extérieures quelconques sur laquelle on applique une contrainte  $T$  d'obliquité  $\alpha$ .

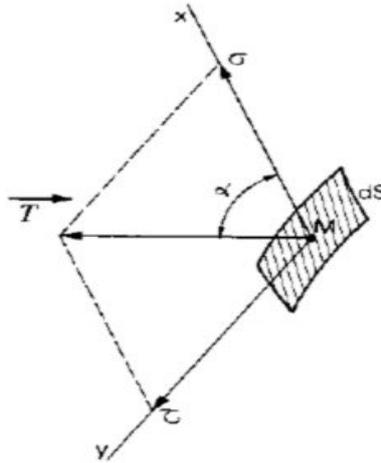


Figure 1.2: Courbe intrinsèque de Caquot

### Caquot admet que

Si  $T$  augmente, il se produira un glissement (rupture) dans le plan de la facette lorsque  $T$  atteindra une valeur limite  $T_{rupt}$ . On en déduit ainsi le point de rupture du cercle de Mohr limite (de rupture) représentatif de cet état de contrainte. On reproduit l'opération pour d'autres facettes et on remarque que les extrémités  $P$  des vecteurs de contraintes de rupture décrivent une droite.

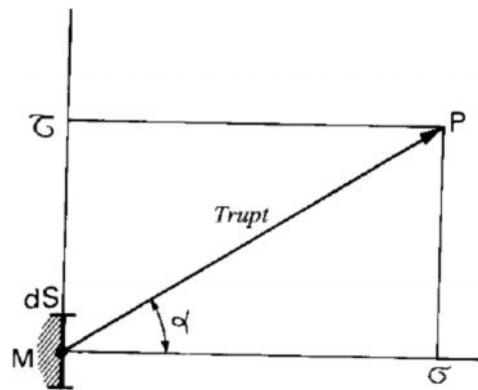


Figure 1.3: Droite intrinsèque de Caquot

C'est la droite intrinsèque de Caquot qui sépare la zone de contrainte possible de la zone de contrainte impossible (il y a rupture avant). Lorsqu'un cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque, il y a rupture suivant la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe. La courbe intrinsèque de Caquot est l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture. Ainsi, on définit:

- Equilibre surabondant: cercle de Mohr à l'intérieur de la courbe intrinsèque.
- Equilibre limite: cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque.

### 1.2.3. Loi de coulomb

Equation de la droite de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

C: Cohésion entre grains.

$\phi$ : Angle de frottement interne (compris entre 30 et 45°).

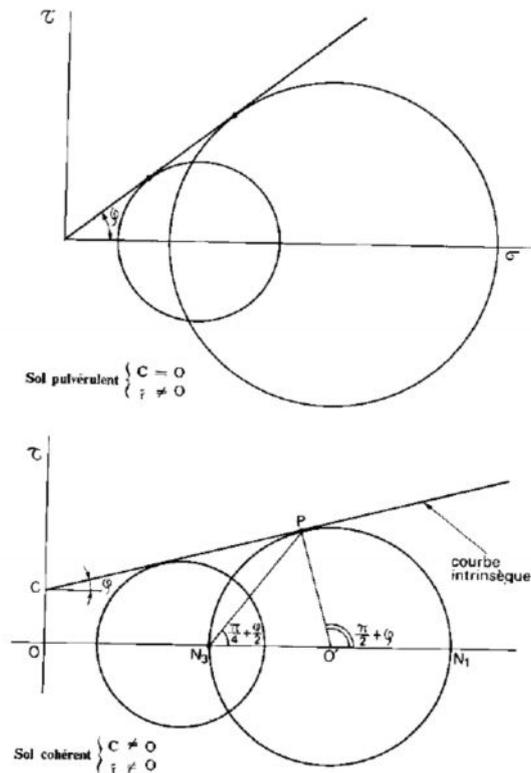


Figure 1.4: Droite de Coulomb regroupe les points de rupture.

### 1.2.4. Comportement à court terme et comportement à long terme

Lors de l'application d'une charge sur le sol, les contraintes sont reprises par le squelette solide et par l'eau. Le comportement du sol va dépendre de la vitesse de migration de l'eau et donc de sa perméabilité. Pour les comportements à courts et à longs termes on distinguera:

- Les sols grenus (pulvérulents);
- Les sols fins (sols cohérents).

#### 1.2.4.1. Sols grenus ou sol pulvérulents

Les sols grenus comme le sable et le gravier sont également appelés sols pulvérulents car de cohésion nulle ( $C = 0$ ). De par leur forte perméabilité, l'eau migrera instantanément au moment de l'application des charges. Le comportement des sols n'est régi que par le comportement du squelette solide.

### 1.2.4.2. Les sols fins

Les sols fins sont dits sols non pulvérulents car ils présentent une cohésion entre grains (colle). Le coefficient de perméabilité est faible et donc l'eau mettra longtemps à s'écouler. On distingue donc:

- Un comportement à court terme: l'eau n'a pas eu le temps de s'évacuer et participe au comportement du sol ( $u \neq 0$ );
- Un comportement à long terme: au bout d'un temps assez long, l'eau s'est évacuée et ne participe donc plus au comportement du sol ( $u = 0$ ).

## 1.3. Essai de cisaillement - détermination de la courbe intrinsèque

### 1.3.1. Appareil triaxial

Une éprouvette de sol cylindrique ( $D = 4$  à  $10\text{cm}$ ) est entourée d'une membrane et placée dans une cellule en Plexiglas. De l'eau sous pression introduite dans la cellule va exercer une contrainte isotrope ( $\sigma_3$ ) sur l'éprouvette. D'autre part, un piston applique une contrainte verticale variable ( $\sigma_1$ ) sur l'éprouvette. L'échantillon peut être drainé lors de l'essai. L'opération consiste, pour une valeur de  $\sigma_3$  donnée à faire croître  $\sigma_1$  jusqu'à la rupture. On obtiendra ainsi les valeurs  $\sigma_3$  et  $\sigma_1$  correspondant au cercle de Mohr de rupture d'où la connaissance de la droite intrinsèque (enveloppe des différents cercles de Mohr).

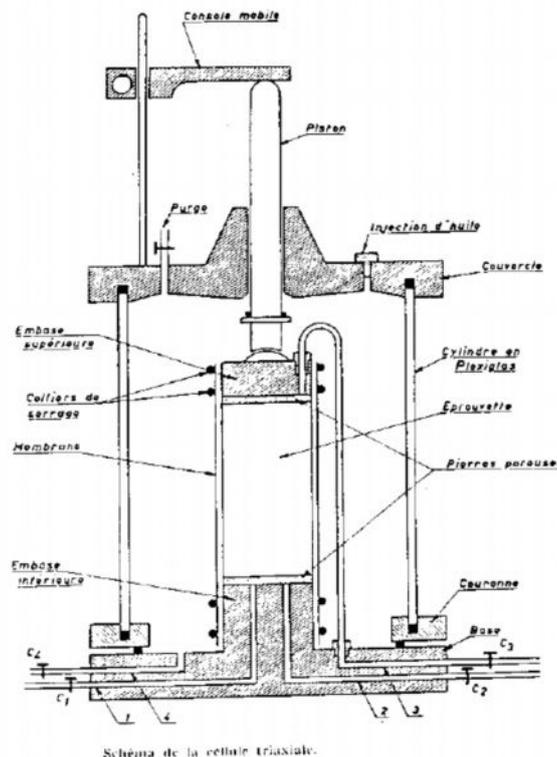


Figure 1.5: Composants d'un appareil triaxial

### 1.3.2. Boîte de cisaillement

L'échantillon de sol (épaisseur de 2 à 2.5cm) est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre.

- Un piston exerce sur le sol une contrainte normale ( $\sigma$ );
- La demi boîte inférieure est entraînée horizontalement avec mesure de la contrainte tangentielle ( $\tau$ ).

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée. On obtient ainsi les coordonnées de cisaillement à la rupture  $\sigma$  et  $\tau$  correspondant à un point de la courbe intrinsèque.

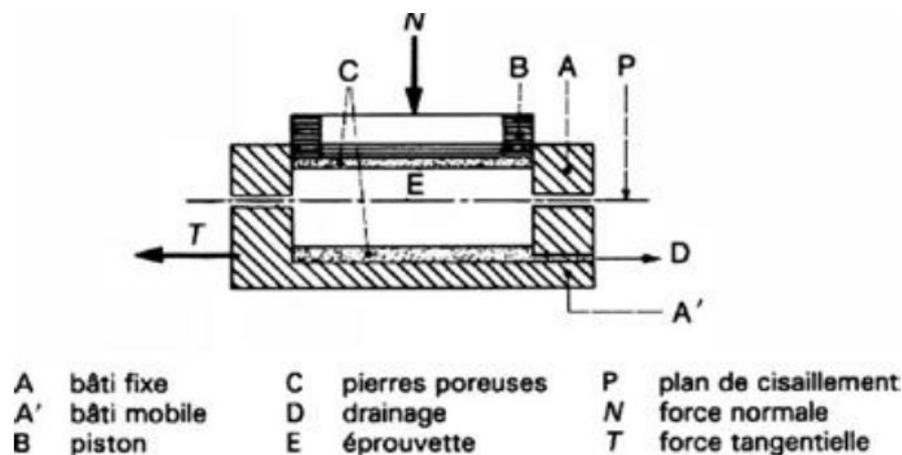


Figure 1.6: Composants de la boîte de cisaillement

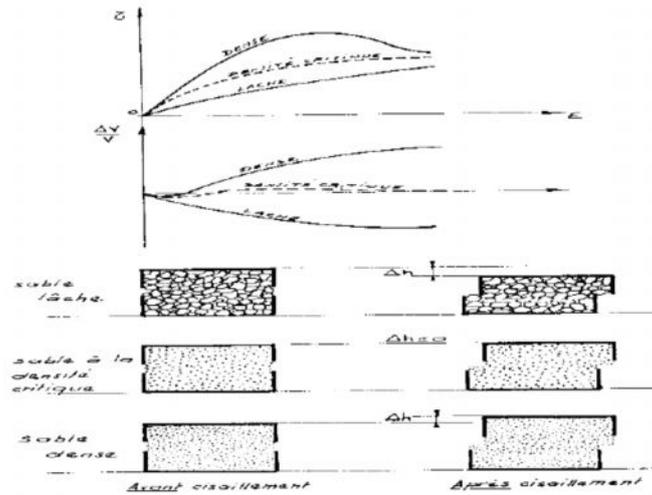
## 1.4. Modèle simplifié du comportement des sols en cisaillement

### 1.4.1. Sols pulvérulents $C = 0$ ; $u = 0$ (sables, graviers)

#### \* Contraintes totales = contraintes effectives

Angle de frottement interne  $\phi$  peut être représenté par la pente du tas de sable. Valeur identique en présence ou absence d'eau en raison de la grande perméabilité ( $\phi' = \phi$ ).

#### \* Phénomène de dilatance



**Figure 1.7:** Phénomène de dilatance  $\tau = \sigma' \tan\phi'$

Lors du cisaillement, un sable lâche se contracte alors qu'un sable dense se dilate (dilatance). L'état intermédiaire (aucune variation de volume) est caractérisé par une densité critique.

#### 1.4.2. Sols fins saturés $C \neq 0$ ; $u \neq 0$ (sols cohérents)

Un sol fin a, en général, une densité inférieure à la densité critique d'où une tendance à une diminution de volume et donc à l'augmentation des pressions interstitielles au cours du cisaillement. La résistance au cisaillement des sols fins saturés dépend du rôle que joue l'eau interstitielle (comportement à long ou à court terme). A ces deux comportements correspondent deux types d'essais pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque: les essais drainés et les essais non drainés.

La consolidation correspond à l'application d'une contrainte isotrope jusqu'à disparition des pressions interstitielles.

##### 1.4.2.1. Essai consolidé drainé CD

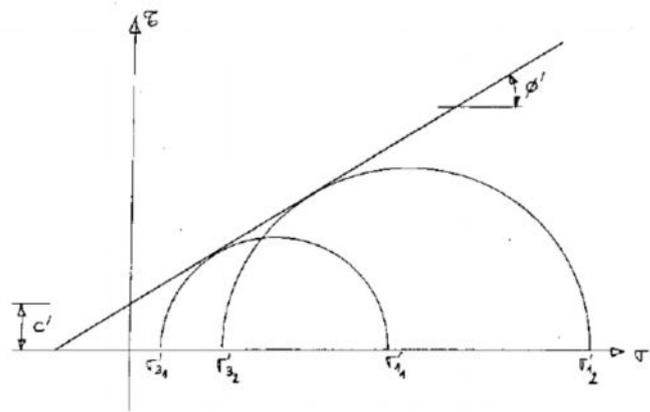
Détermine la courbe intrinsèque du squelette du sol. Correspond au comportement du sol à long terme.

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

$C'$ : Cohésion drainée

$\phi'$ : Angle de frottement effectif

Essai utilisé pour la stabilité d'un talus à long terme.



**Figure 1.8:** Courbe intrinsèque du squelette du sol à long terme « essai CD »

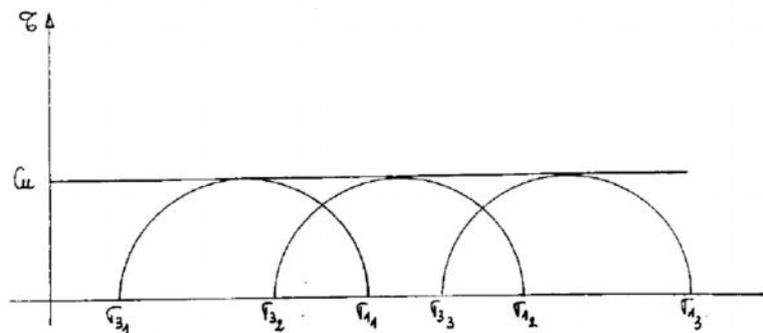
### 1.4.2.2. Essai consolidé non drainé CU

Permet de déterminer:

- La variation de la cohésion non drainée en fonction de la consolidation;
- Les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme grâce à la mesure de  $u$  (essai plus rapide que CD)

### 1.4.2.3. Essai non consolidé non drainé UU

Correspond au comportement du sol à court terme.  $C_u$  cohésion non drainée



**Figure 1.9:** Courbe intrinsèque du squelette du sol à court terme «essai UU»

$$\tau = C' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$\tau = C_u$$

Sols	$\phi'$	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]
Argile verte du Sannoisien (fin)	20°	0	120
Limon d'Orly (fin)	39°	19	50
Vase de Martrou	26°	13	18
Tourbe de Bourgoin (organique)	39°	5	14
Sable fin argileux	25-30	1-5	-
Sable (grenu)	30-45°	0	-
Gravier (grenu)	35-40°	0	-

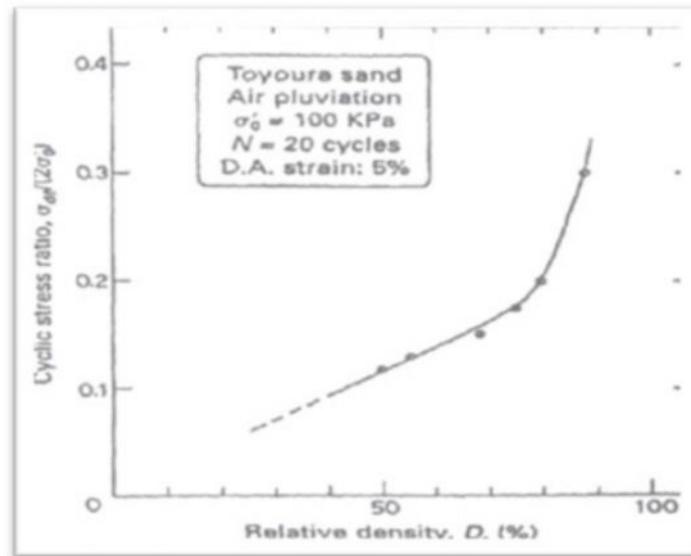
**Tableau 1.1:** Valeurs de quelques caractéristiques de sols

### 1.5. Paramètres influents sur le comportement mécanique des sols

De nombreux facteurs peuvent avoir une influence sur la résistance au cisaillement cyclique de sols, qu'ils soient de nature physique ou plus globalement liés à l'environnement. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines, le degré de saturation, Structure du sol...etc.

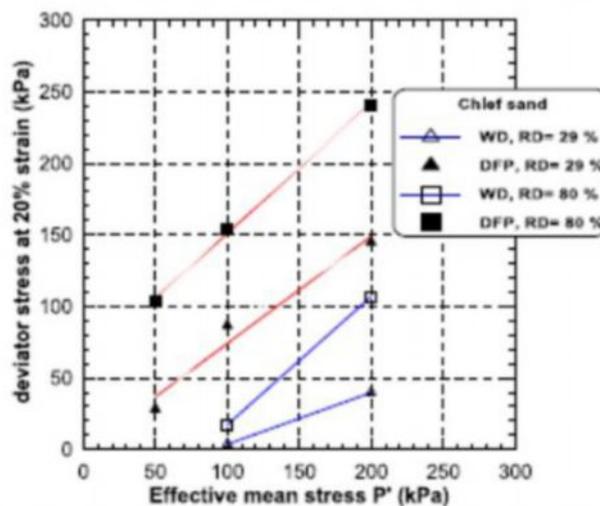
#### 1.5.1. Variation de densité relative

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure 1.10 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al (1986b) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative  $D_r = 0,70$ . Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative. Depuis, plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations. Kramer et Seed (1988) Konrad (1990), Verdugo (1990), Meghachou (1993), Benahmed (2001) ont observé une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.



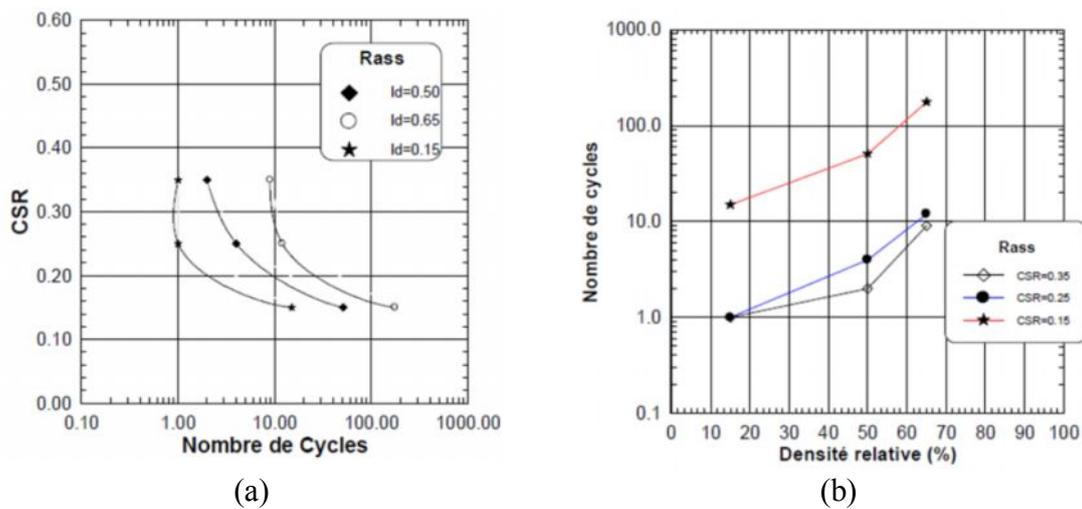
**Figure 1.10:** Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.1986).

Della et al. (2011) en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur des échantillons du sol de Chlef en utilisant deux méthodes de préparation d'échantillons en laboratoire à savoir le déversement à sec et la pluviation humide, ont trouvé que la résistance augmente avec la densité relative et les échantillons préparés avec le déversement à sec présentent une résistance plus élevée que ceux préparés avec la pluviation humide (figure 1.11).



**Figure 1.11:** Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al. 2011).

Arab et al. (2010) ont réalisé des essais cycliques sur le sable d'Oued Rass, dont les résultats sont représentés sur la figure 1.12. La figure 1.12a illustre l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction. Elle montre d'une manière très claire que l'augmentation de la densité relative conduit à une importante translation importante de la courbe de potentiel de liquéfaction vers la droite. C'est-à-dire, que l'augmentation de la densité relative améliore la résistance à la liquéfaction de ce sable. La figure 1.12b montre l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction définie par l'amplitude du chargement induisant la liquéfaction après 15 cycles. Cette figure montre bien que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative et la diminution de l'amplitude du chargement.

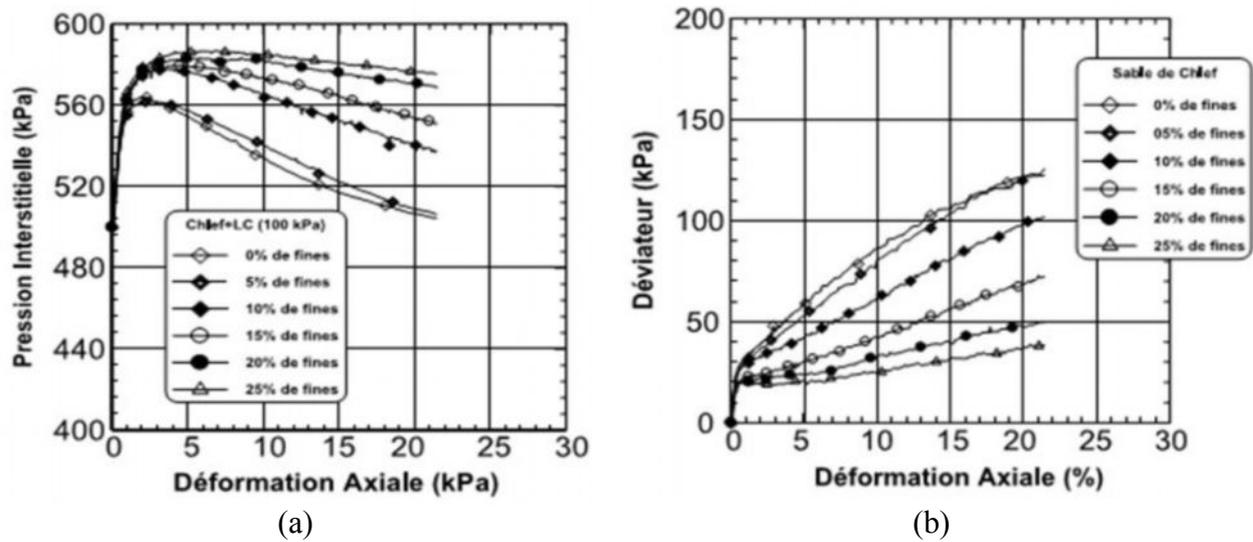


**Figure 1.12:** Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass  
a. Courbe de potentiel de liquéfaction, b. Résistance à la liquéfaction (Arab et al. 2010).

### 1.5.2. Présence de fines

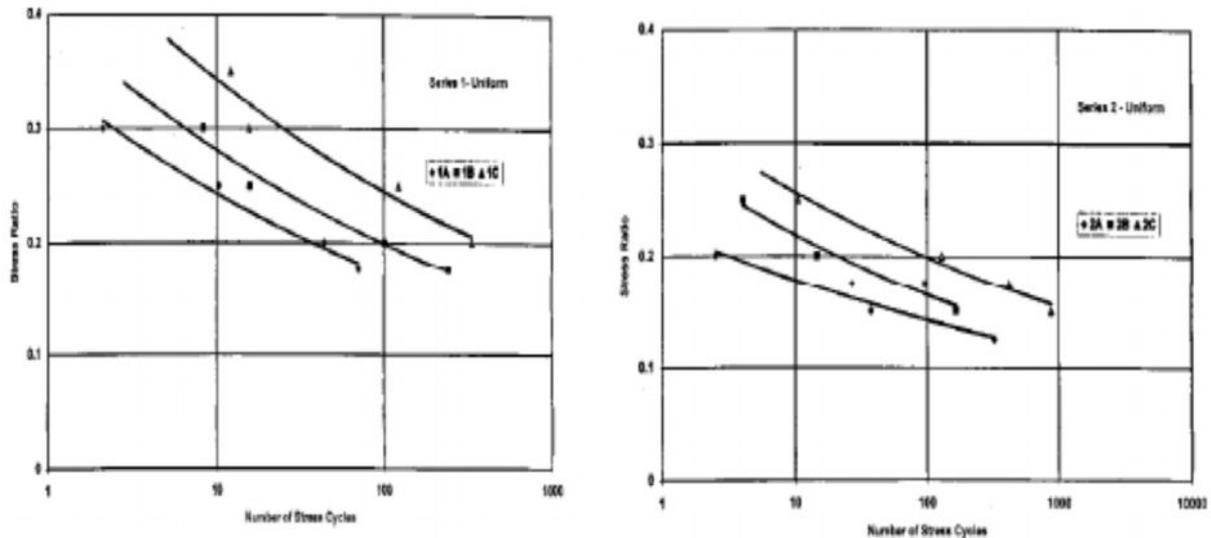
Des études en laboratoire ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Amini et Qi 2000, Seed et al. 1985), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Chien et al. 2002, Xenaki et al. 2003, Rahman et al. 2014). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Polito et al. 2001, Wang 2010, ChoySoon Tana et al. 2015). Les essais non drainés réalisés par Arab (2009) sur un mélange du sable de Chlef (Algérie) et du limon de l'Oued de Chlef pour différentes valeurs de fraction des fines (entre 0 et 50%) à une pression de confinement initial de 100 kPa. La figure 1.13 montre que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une

augmentation de la pression d'eau et par conséquent à une réduction de la résistance du mélange au déviateur comme l'illustre la figure 1. 13a.



**Figure 1.13:** Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (Arab., 2009).

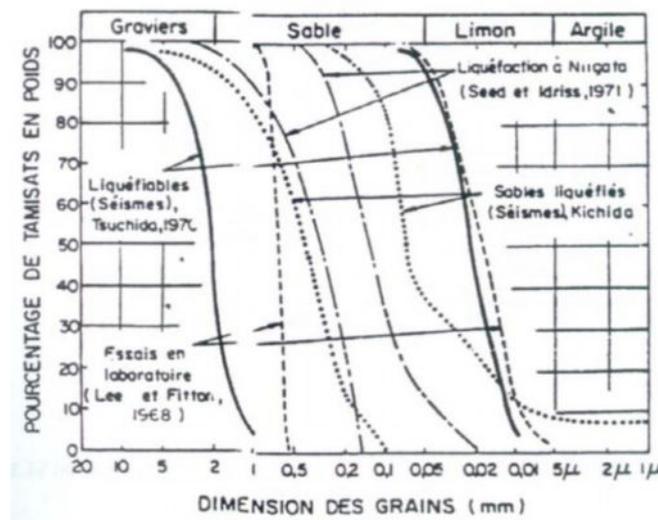
Amini et Sama (1999) ont étudié le comportement stratifié d'une composition de sable, argile et gravier. Le but de cette recherche était de comparer le comportement stratifié et homogène argile-sable-gravier durant un séisme. Les teneurs considérées sont dans une gamme de 0-50% (1B et 2B= 25%, 1C et 2C = 50%) pour les fines (limon) et 10-30% (1A = 30%, 2A = 10%) pour les graves. Ces résultats sont reportés dans la figure 1.14. On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en éléments fins. On remarque aussi sur la 1er série que le changement de la teneur de 25 à 50% a causé une augmentation de 23% dans le rapport de contrainte causant la liquéfaction au bout de 10 cycles; pour la 2<sup>ème</sup> série, il a causé une augmentation de 16%.



**Figure 1.14:** Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction,  $D_r = 50\%$  (Amini et Sama 1999).

### 1.5.3. La Granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida 1970; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.15 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.



**Figure 1.15:** Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Alain Pecker, 1984).

### 1.5.4. Confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas

beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ( $D_r = 31\%$ ); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure 1.16). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

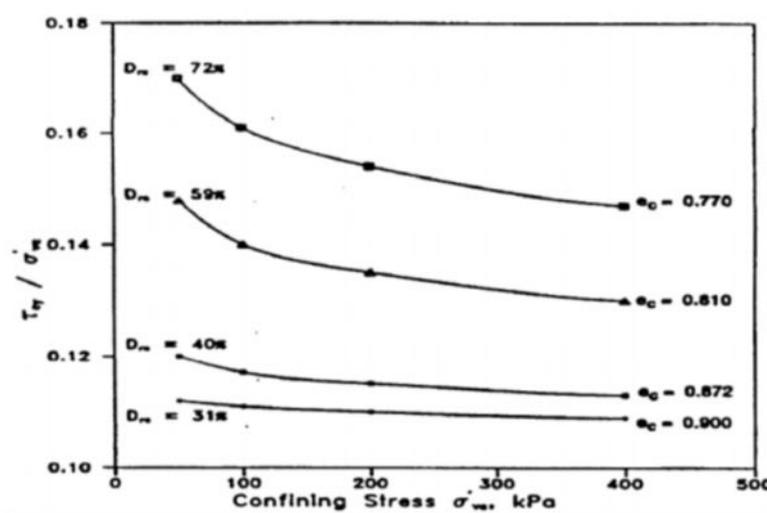


Figure 1.16: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

Bouckovalas et al. (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure 1.17 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte de confinement de 49 kPa). On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

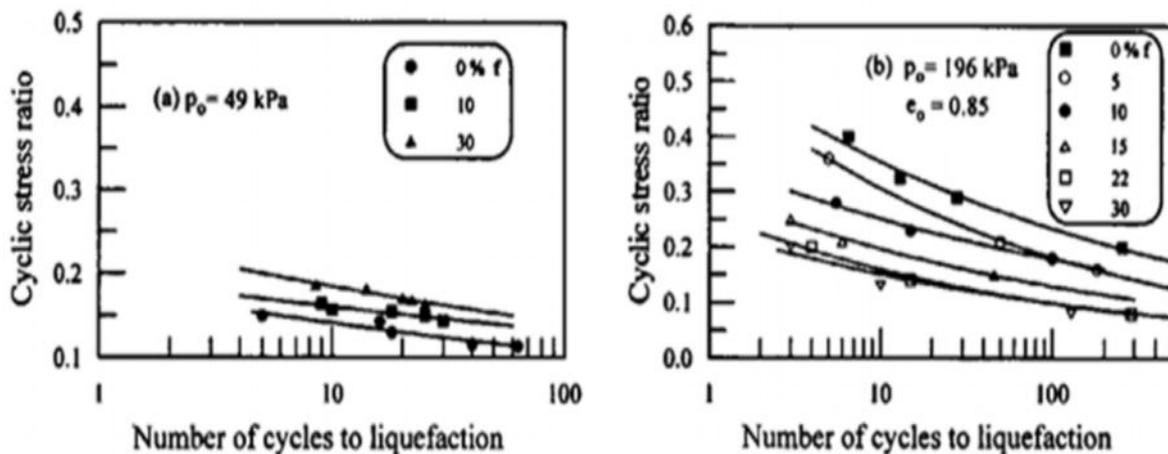
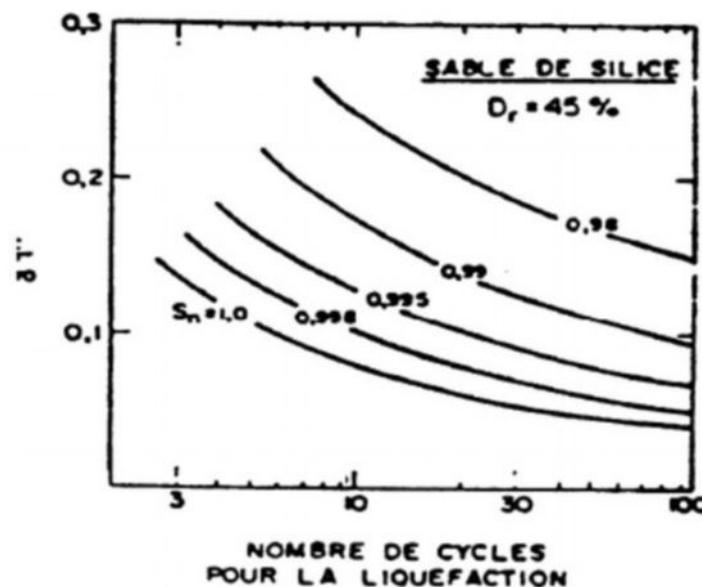


Figure 1.17: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al. 2002).

### 1.5.5. Saturation

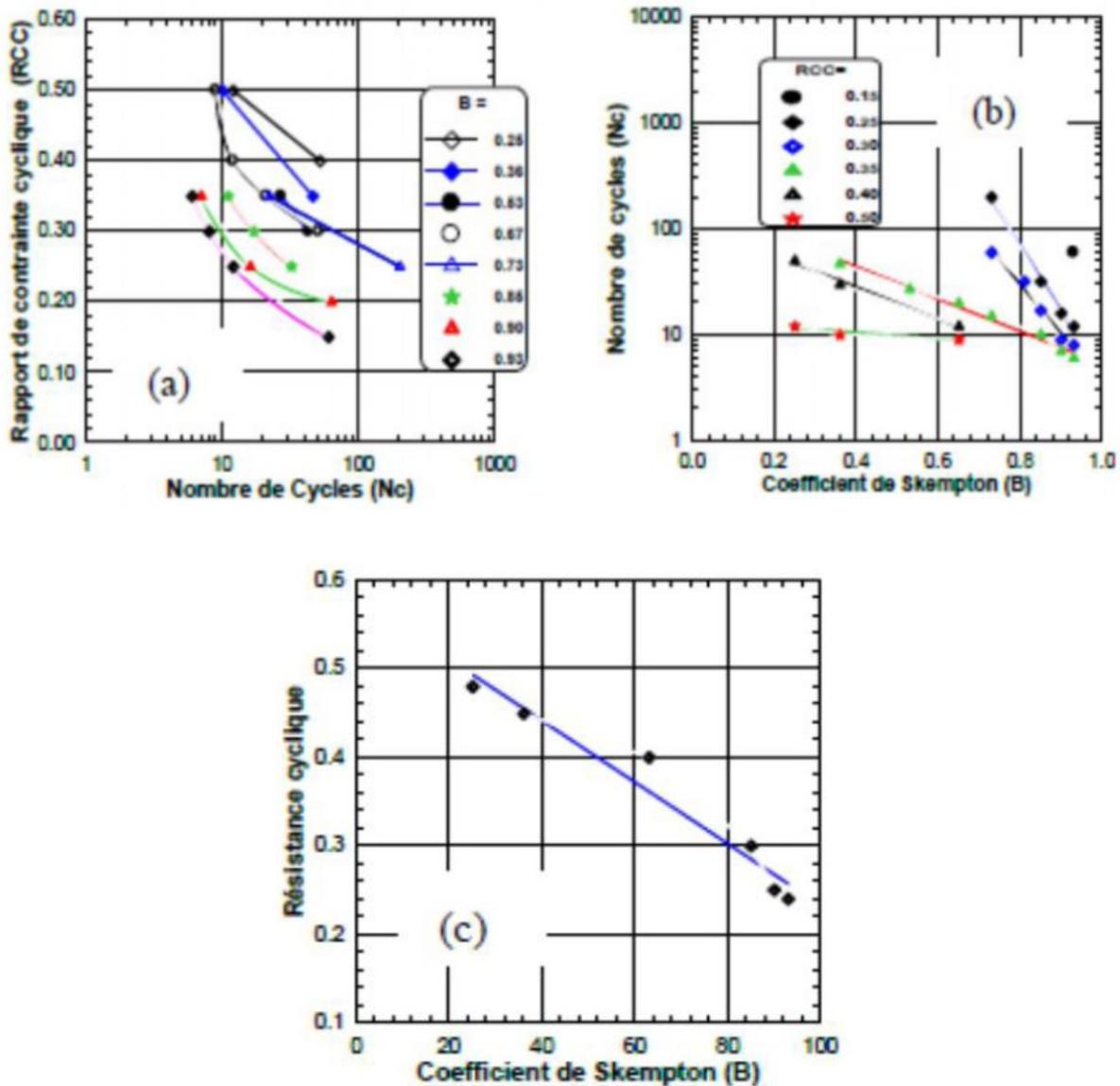
Le degré de saturation d'un échantillon peut être déterminé expérimentalement à l'aide du coefficient de Skempton  $B$  qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée. Une valeur de  $B$  proche de l'unité indique une bonne saturation, l'effet de la contrainte appliquée étant directement relié à la réponse du sol. Yang et al. (2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution du coefficient de Skempton  $B$ . La figure 1.18 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.



**Figure 1. 18:** Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique  
Martin et al. (1978).

Arab et al. (2012) ont réalisé des essais sur du sable d'Hostun RF (France), pour étudier l'influence du degré de saturation évalué en termes de coefficient de Skempton  $B$  sur le comportement d'un sable granulaire. L'étude a comporté des essais triaxiaux non drainés cycliques qui ont été réalisés à une densité relative initiale  $D_r = 65\%$  pour des coefficients de Skempton  $B$  variant entre 25 et 95. La figure 1.19a montre les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton  $B$  (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons préparés avec un coefficient de Skempton  $B$  très élevés. Ceci est illustré dans la figure 11c qui montre que la résistance à la liquéfaction (défini par Ishihara comme étant la liquéfaction initiale à 15 cycles) augmente avec la diminution du coefficient de Skempton  $B$  selon une régression linéaire ( $C_c = 0.95$ )

La figure 1.19b montre l'influence du coefficient de Skempton B sur l'évolution du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction pour les différents rapports de contrainte cyclique (RCC). On remarque que pour le chargement de grande amplitude (RCC = 0,5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le coefficient de Skempton B ( $N_c = 9, 10$  et  $11$  pour  $B = 0,67, 0,36$  et  $0,25$  respectivement). Pour des chargements plus faibles (RCC < 0,40), le nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B.

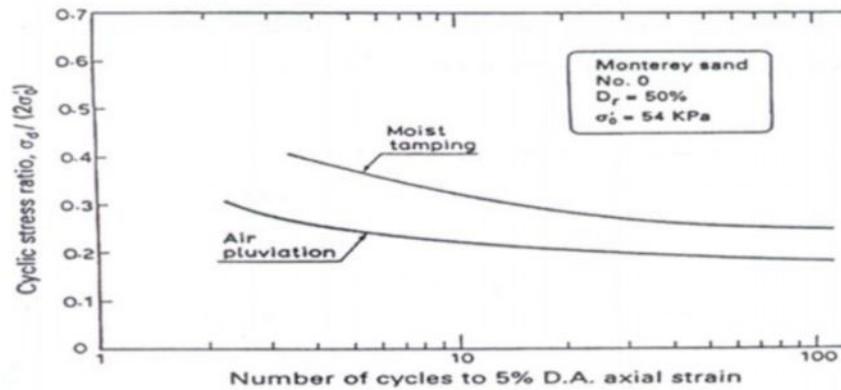


**Figure 1.19:** Influence du coefficient de Skempton B (Degré de saturation) sur la résistance cyclique (Arab et al. 2012).

### 1.5.6. Effet des modes de dépôt des échantillons

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Lade 1974; Mullilis et al. 1977; Tatsuoka et al. 1986a; Amini et Sama 1999). La figure 1.20 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons

préparés par damage humide que par pluviation à sec. Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sable-grave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol.



**Figure 1.20:** Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mullilis et al. 1977).

La méthode de préparation des échantillons en laboratoire peut engendrer des variations significatives au niveau de la structure d'un sol par rapport à une déposition naturelle. Ce paramètre peut influencer la tendance d'un sol à se dilater ou à se contracter (Thevanayagam et al., 2000). La méthode de déposition hydraulique de sols pulvérulents, telle que celle préconisée pour les résidus miniers tend à augmenter fortement le potentiel à la liquéfaction (McNeilman et al., 1988; James, 2009).

Dans le but d'évaluer l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sable de Chlef, Della et al. (2009) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés selon deux méthodes de préparation : pluviation à sec (PS) et placement humide (PH) avec une teneur en eau de 3%. La figure 1.21 (Della et al., 2009) montre l'influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal. On note que la méthode de déposition par pluviation à sec (PS) donne des valeurs du déviateur maximal beaucoup plus importants donc une résistance à la liquéfaction beaucoup plus grande, à l'inverse de la méthode de placement humide (PH) où l'on constate des valeurs du déviateur maximal plus faibles pour des densités faibles ou modérée (état lâche pour  $I_D = 0.29$ ) avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire très faible ou nulle signifiant la liquéfaction de l'échantillon.

Les mêmes tendances sont constatées pour les variations des valeurs au pic du déviateur données sur la figure 1.22, où l'on remarque que les échantillons conçus par la méthode de pluviation à sec montrent une résistance au cisaillement monotone supérieure ( $q_{\max} = 240.97$  kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa) à ceux fabriqués par placement humide ( $q_{\max} = 106.73$  kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa).

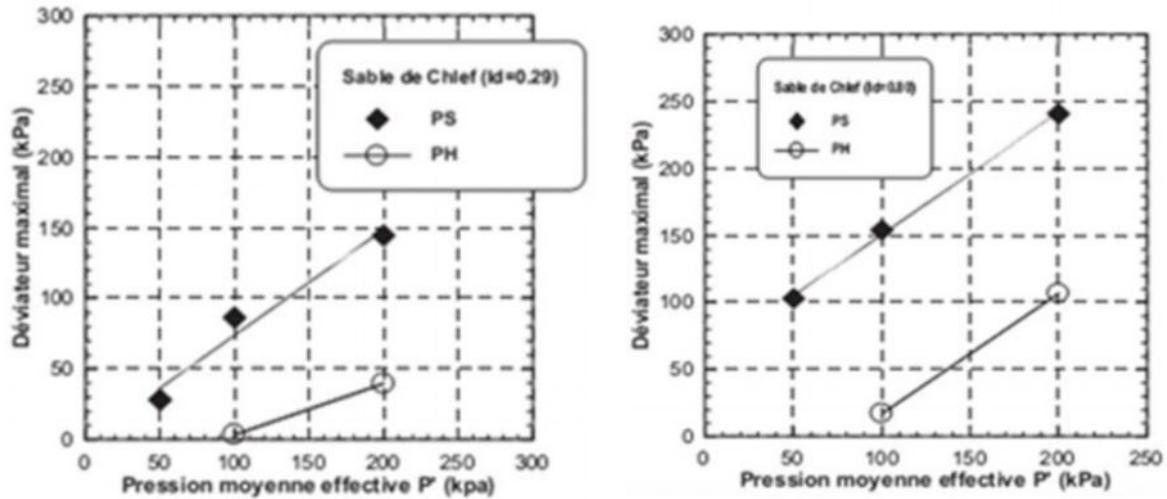


Figure 1.21: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal (Della et al. 2009).

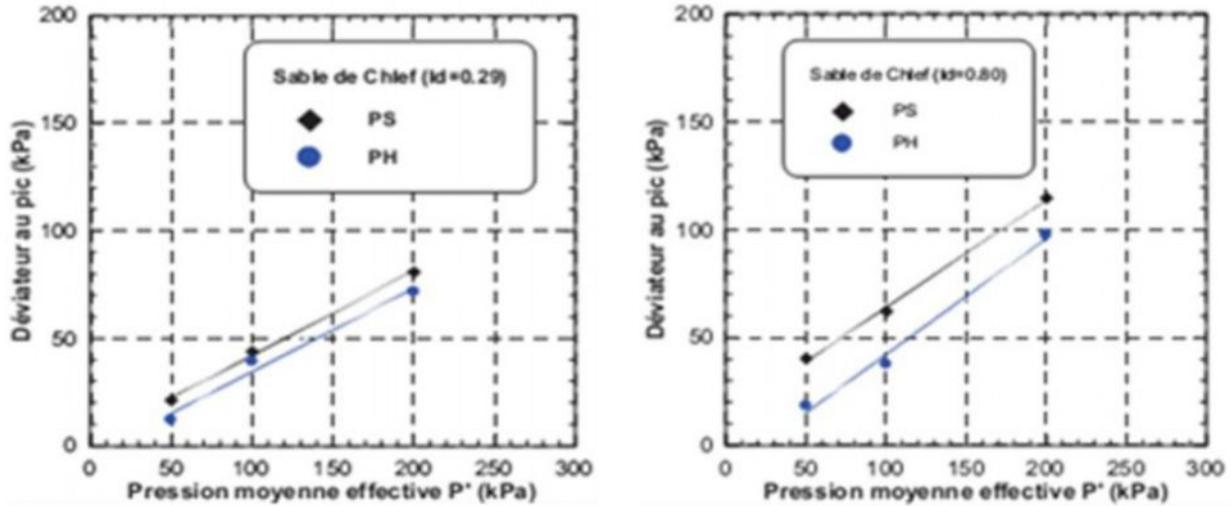
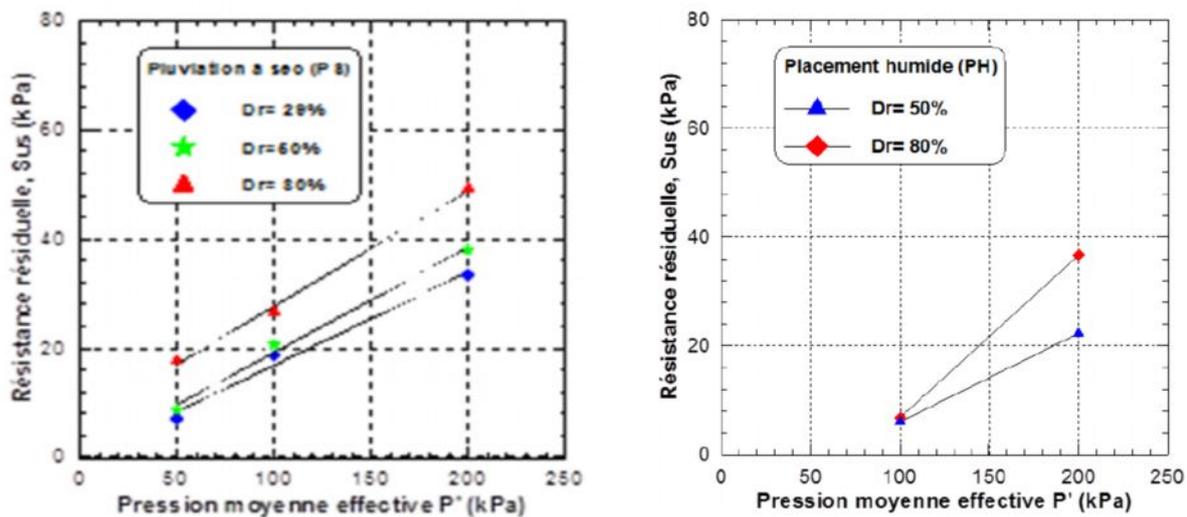


Figure 1.22: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic (Della et al. 2009).

Les résultats obtenus par Della et al. (2009) sont conformes à ceux trouvés par Benahmed et al. (2004) et Canou (1989). Les figures 1.23a et 1.23b (Della et al., 2010) décrivent l'évolution de l'effort résiduel en fonction de la pression de confinement effective. On constate sur la figure 1.23a que l'effort résiduel des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement effective et avec la densité relative initiale ( $D_r$ ). En revanche, pour les échantillons préparés avec la méthode de placement

humide (Figure 1.23b), on note que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective de 100 à 200 kPa pour des indices de densité relative  $I_D = 0.50$  et  $0.80$ . Pour la contrainte de confinement effective  $P'_c = 50$  kPa et pour l'indice de densité relative  $I_D = 0.29$ , cet effort résiduel est nul même pour la contrainte de confinement effective 200 kPa.

Ces différences de comportement constatées entre les deux méthodes de déposition, peuvent s'expliquer par le fait que les échantillons préfabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement dilatant et stable, tandis que ceux préparés par la méthode de placement humide sont plutôt contractants et instables. Cette instabilité peut provenir de la présence d'une certaine quantité d'eau qui permet d'avoir des échantillons foisonnés avec des macropores facilement compressibles et vulnérables à la liquéfaction.



**Figure 1.23:** Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle  
a. Pluviation à sec, b. Placement humide (Della et al. 2010).

## 1.6. Conclusion

A partir de cette synthèse bibliographique, il a été présenté quelques définitions et terminologies utilisées dans la géotechnique et les domaines d'application de cette dernière. Il a été mentionné les types de sols et leurs caractéristiques. Il a été abordé aussi le comportement des sols au cisaillement direct à la boîte et au triaxial et les caractéristiques mécaniques des principaux types de sols et les résultats de différents travaux de recherche concernant le comportement des sols et l'effet des différents paramètres (Saturation, la présence des fines, mode de déposition des échantillons, densité relative, confinement.....) sur la résistance de ces sols.

Dans le chapitre suivant on va présenter une synthèse des différents travaux sur l'influence de pourcentage des fines sur le comportement des sols.