

---

# Etude du comportement des argiles non saturées aux essais triaxiaux

**Omar Boudlal\*** — **Bachir Melbouci\*** — **Ali Hamza\***

*\* Laboratoire de Recherche Géomatériau, Environnement et Aménagement (LGEA), Faculté du génie de la construction, département de génie civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, BP N°17 RP 15000, Tizi-Ouzou, Algérie, boudlal\_omar@yahoo.fr, bmelbouci@yahoo.fr, aliamza@mail.ummo.dz*

---

*RÉSUMÉ. L'étude des sols non saturés est un domaine très complexe auquel sont orientées plusieurs recherches ces dernières années. Notre travail consiste, à réaliser des essais de cisaillement à l'appareil triaxial sur des échantillons d'argile non saturée, contenant différentes proportions de fines sableuses. Pour voir l'influence de la teneur en eau sur la pression interstitielle et la résistance au cisaillement, les échantillons sont préparés à différentes quantités d'eau allant des teneurs en eau optimales jusqu'à des teneurs en eau proches de la saturation. Cette étude nous a permis donc, de mesurer et de suivre l'évolution des pressions interstitielles et de la résistance au cisaillement des argiles, aux essais triaxiaux non consolidés non drainés, en fonction de la teneur en eau, de la proportion de fines sableuses et de la contrainte de confinement appliquée.*

*ABSTRACT. The study of unsaturated soils is a complex domain that is geared much research in recent years. Our occupation is to make triaxial tests on unsaturated clays samples containing different proportions of sandy fines. To see the influence of moisture on the pore pressure and shear strength, the samples are prepared with different water content from the optimum water levels to levels near saturation. This study thus allowed us, to measure and monitors the pore pressure and shear strength evolutions of clays at unconsolidated undrained triaxial tests, depending of water content, sandy fines proportion and the applied confining stress.*

*MOTS-CLÉS : argile non saturée, fines sableuses, essais triaxiaux, contraintes-déformations, pressions interstitielles.*

*KEYWORDS: unsaturated clay, sandy fines, triaxial tests, stress-strains, pore pressures.*

---

## 1. Introduction

La déformation et la résistance d'un sol non saturé dépendent, d'une part, de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol, et d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pressions de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures), (Delage *et al.*, 2001). L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des sols non saturés. Sa cohabitation avec l'air dans les pores prend des formes variées, selon que l'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement, ou au contraire, que l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée aux contacts des particules, ou encore, que l'eau et l'air peuvent se déplacer tous les deux, (Delage *et al.*, 2000).

Dans ce travail expérimental, nous avons réalisé deux séries d'essais ; la première, consiste à préparer des échantillons d'argiles à différents degrés de saturation ( $W_{opt}$ ,  $W_{opt}+5\%$  et  $W_{opt}+10\%$ ), ensuite soumis aux essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU), sous différentes contraintes de confinement (100 kPa, 200 kPa, 300 kPa et 400 kPa). La deuxième, consiste à préparer des échantillons d'argile contenant différentes proportions de fines sableuses (5%, 8% et 10%), ensuite soumis aux mêmes essais (UU) sous les mêmes conditions de saturation et de confinement que ceux de la première série. Enfin les résultats d'essais sont présentés sous forme de courbes (contraintes - déformations) et (pressions interstitielles - déformations) en fonction de la variation des différents paramètres (degré de saturation, teneur en fines sableuses et contrainte de confinement).

## 2. Identification des matériaux utilisés

Pour la confection des échantillons soumis aux essais, nous avons utilisés deux types de matériaux : argile et fines sableuses.

L'argile utilisée, est prélevée d'un site à proximité de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Les limites d'Atterberg déterminées au laboratoire selon la norme NF P 94 051, montrent que, c'est une argile peu plastique (voir tableau 1).

Limite de liquidité ( $W_L$ )	43,5 %
Limite de plasticité ( $W_p$ )	20,15 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	23,35 %

**Tableau 1.** Limites d'Atterberg de l'argile utilisée.

Les fines sableuses utilisées, sont le passant du tamis 0,1 mm, prélevées au tamisage d'un sable d'origine de l'Oued Sébaou dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

### **3. Echantillons préparés et essais réalisés**

Les échantillons d'argile avec ou sans fines sableuses, sont humidifiés par différentes quantités d'eau ( $W_{opt}$ ,  $W_{opt}+5\%$ , et  $W_{opt}+10\%$ ), compactés selon un mode opératoire spécial pour essais triaxiaux (Kenji, 2003), (Jefferies, 2006), ensuite soumis aux essais non consolidés non drainés à l'appareil triaxial (US, 2003), sous des contraintes de confinement de 100, 200, 300 et 400 kPa, à une vitesse de déplacement axial relativement rapide (2 mm/mn).

Cette vitesse (chargement rapide) permet de développer des pressions interstitielles dans les sols non saturés. Ce phénomène se présente réellement dans la nature pour les sols qui subissent des chargements rapides dus généralement aux séismes, aux explosions,...etc. Ce qui engendre des pressions interstitielles importantes même dans le cas non saturé, notamment pour les argiles et les sables fins (conditions non drainées).

L'appareil utilisé pour la réalisation des essais, est un triaxial à commande numérique, muni de capteurs transmettant les différentes données à une unité d'acquisition de données (ADU), traitées ensuite par le logiciel DS7 (logiciel de traitement de données : Data System 7), qui fait toutes les conversions et corrections de calcul nécessaires (corrected deviator stress), pour enfin, présenter les résultats sous forme de courbes de contraintes-déformations et de pressions interstitielles, sur lesquelles apparaîtra l'influence des différents paramètres cités ci-avant sur l'évolution de la résistance au cisaillement et des pressions interstitielles des mélanges étudiés.

### **4. Présentation des résultats**

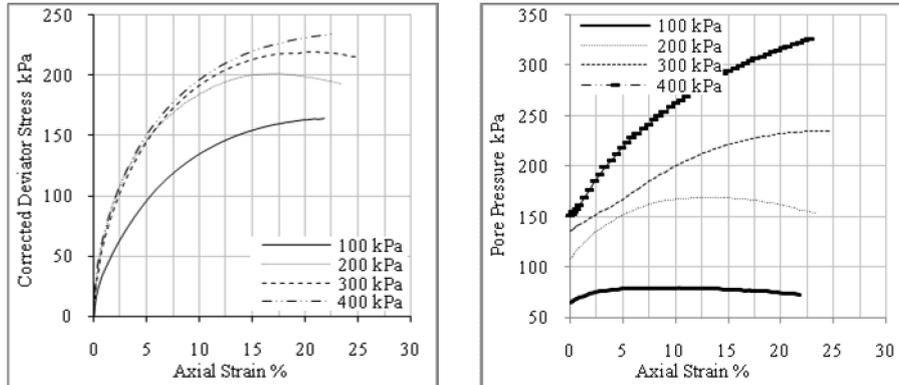
Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes de contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la contrainte de confinement (100, 200, 300 et 400 kPa), de la teneur en eau ( $W_{opt}$ ,  $W_{opt}+5\%$  et  $W_{opt}+10\%$ ) et de la teneur en fines sableuses (5%, 8% et 10%), pour une même vitesse de déformation axiale de 2 mm/mn, maintenue constante pour tous les échantillons.

#### ***4.1. Influence des contraintes de confinement sur l'évolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles des échantillons d'argile.***

Les figures 1et 2 montrent l'évolution des courbes contraintes - déformations et pressions interstitielles en fonction des contraintes de confinement (100, 200, 300 et 400 kPa) pour les échantillons d'argiles, compactés à des teneures en eau ( $w_{opt}$  et  $W_{opt}+10\%$ ) respectivement.

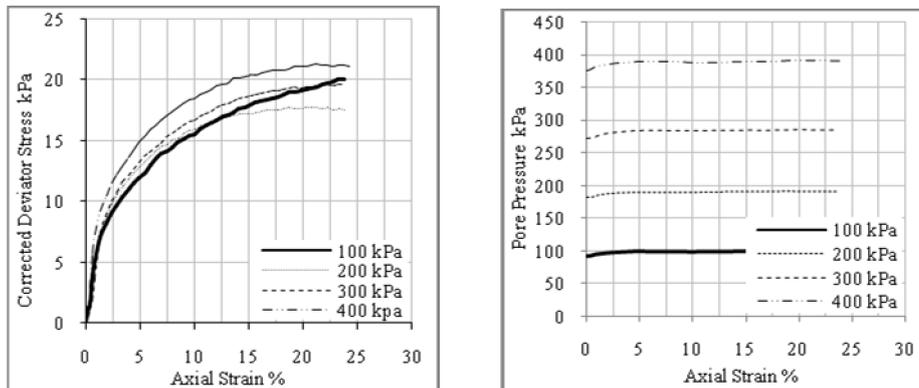
La résistance au cisaillement et la pression interstitielle sont directement proportionnelles à la contrainte de confinement appliquée (Figure 1). Plus la

contrainte de confinement augmente et plus la résistance des échantillons et les pressions interstitielles développées augmentent (US, 2003).



**Figure 1.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la contrainte de confinement à ( $W_{opt}$ ).

Ceci est valable pour tous les échantillons cisailés contenant différents teneurs en eau. Néanmoins les échantillons avec les teneurs en eau  $W_{opt}+10\%$  (proches de la saturation) (Figure 2), présentent un comportement différents sur les courbes contraintes déformations. La résistance au cisaillement pour ces échantillons paraît indépendante de la contrainte de confinement appliquée, les courbes contraintes-déformations présentent la même allure et sont très rapprochées les unes des autres (Braja, 2006), (Murthy, 2003).



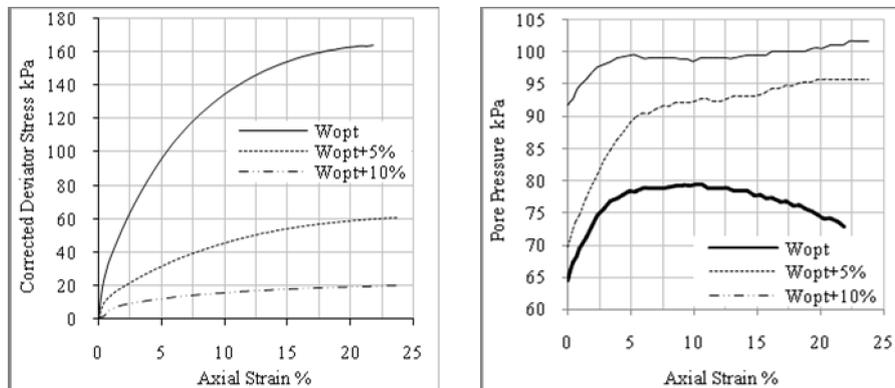
**Figure 2.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la contrainte de confinement à ( $W_{opt}+10\%$ ).

Tandis que, les pressions interstitielles développées sont directement proportionnelles à la contrainte de confinement appliquée. La pression interstitielle atteint 98 kPa pour une contrainte de confinement de 100 kPa et atteint environ 395 kPa pour une contrainte de confinement de 400 kPa. On remarque que les pressions interstitielles augmentent pratiquement de la même proportion que les contraintes de confinement appliquées dans le cas des essais non drainés, pour les échantillons proches de la saturation (US, 2003).

Dans le cas des échantillons à  $W_{opt}$  (voir Figure 1), les pressions interstitielles initiales, (développées lors de l'application de la contrainte de confinement, avant l'étape de cisaillement) varient constamment au cours du cisaillement, ceci est dû à la variation du volume de l'échantillon et à par conséquent de son degré de saturation. Alors que, pour les échantillons à  $W_{opt}+10\%$ , (presque saturés initialement), (voir Figure 2), les pressions interstitielles provoquées par le confinement sont plus importantes (presque égales à la contrainte de confinement appliquée) et restent constantes durant toute l'étape de cisaillement.

#### 4.2. Influence du degré de saturation sur l'évolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles.

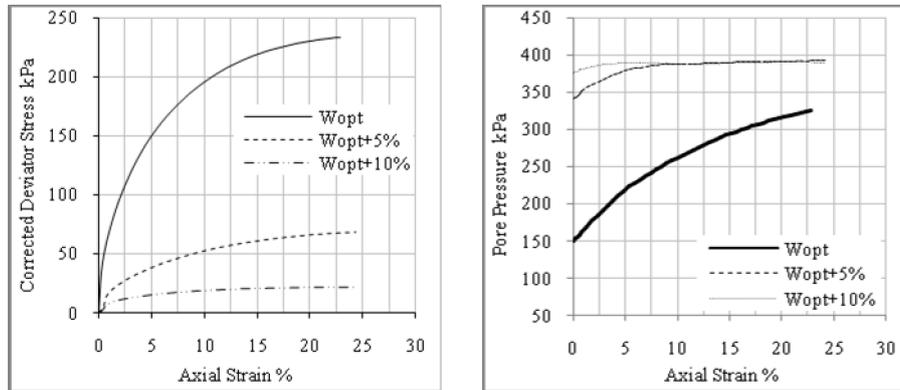
Les figures 3 et 4 montrent l'évolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en eau ( $W_{opt}$ ,  $W_{opt}+5\%$  et  $W_{opt}+10\%$ ), sous les contraintes de confinement (100 et 300 kPa) respectivement.



**Figure 3.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en eau à (100 kPa).

La résistance au cisaillement diminue de plus en plus avec l'augmentation de la teneur en eau, l'eau facilite le déplacement des grains les uns par rapport aux autres et diminue ainsi de leur résistance. Par contre, les pressions interstitielles augmentent

avec l'augmentation de la teneur en eau et sont généralement les plus élevées pour les échantillons contenant  $W_{opt}+10\%$ .



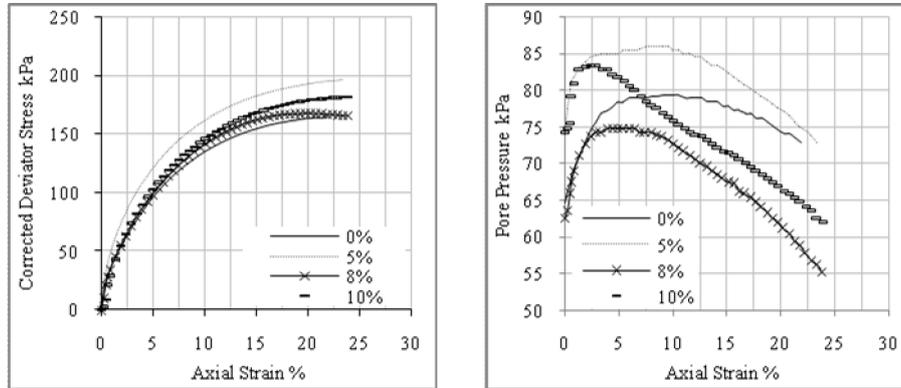
**Figure 4.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en eau à (300 kPa).

Alors que, sous de fortes contraintes de confinement (300 et 400 kPa) pour les échantillons préparés avec  $W_{opt}+5\%$  et  $W_{opt}+10\%$ , les pressions interstitielles développées sont légèrement différentes au début mais au-delà d'une déformation axiale de 10% environ, elles deviennent pratiquement identiques et se stabilisent sur les mêmes valeurs (Alshihabi *et al.*, 2003).

#### 4.3. Influence des fines sableuses sur l'évolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles des argiles.

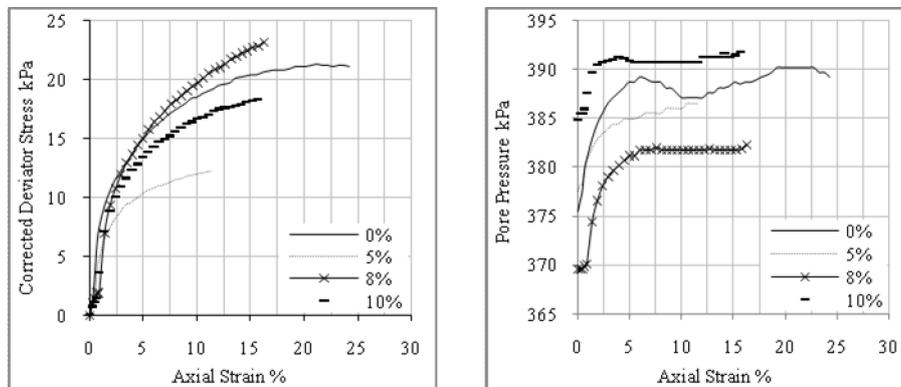
Les figures 5 et 6 montrent l'évolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en fines sableuses (5%, 8% et 10%).

L'ajout de 5% de fines sableuses donne au mélange une meilleure résistance au cisaillement, mais développe des pressions interstitielles plus importantes dans le cas des échantillons compactés à la teneur en eau optimale, cisailés sous de faibles contraintes de confinement (100 kPa), (voir Figure 5). Ensuite, ces pressions ne cessent de diminuer considérablement au-delà d'une déformation axiale d'environ 10%, pour atteindre finalement (après des déformations axiales d'environ 20%) des valeurs inférieures à celles développées par le confinement appliqué initialement.



**Figure 5.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en fines sableuses à ( $W_{opt}$ , 100 kPa).

Tandis qu'avec d'autres teneurs en eau, sous d'autres contraintes de confinement (Exp :  $W_{opt}+10\%$  et 400 kPa), le comportement des mélanges est plus intéressant avec 8% de fines sableuses (Figure 6) ; dans ce cas, la résistance au cisaillement est plus importante et la pression interstitielle développée est plus faible.



**Figure 6.** Evolution des courbes contraintes-déformations et pressions interstitielles en fonction de la teneur en fines sableuses à ( $W_{opt}+10\%$ , 400 kPa).

D'une manière générale, les résultats obtenus montrent que l'ajout de 5 à 8% de fines sableuses augmente la résistance au cisaillement des mélanges et les pressions interstitielles développées sont moins importantes, cette quantité paraît adéquate pour améliorer la stabilité et la résistance des mélanges. Cette amélioration de résistance peut être due à un frottement provoqué par les fines de nature sableuses.

## 5. Conclusion

Ce travail comporte une étude expérimentale sur des échantillons argileux reconstitués contenant différentes proportions de fines sableuses (5, 8 et 10%) et compactés à différents teneurs en eau ( $W_{opt}$ ,  $W_{opt}+5\%$  et  $W_{opt}+10\%$ ), ensuite soumis à un cisaillement non consolidé non drainé à l'appareil triaxial, sous différentes pressions de confinement (100, 200, 300 et 400 kPa). Les résultats obtenus ont montré que :

- Le comportement des argiles non saturées dépend directement de la contrainte de confinement. Tandis qu'il est indépendant de cette contrainte dans le cas des argiles proches de la saturation.

- Les teneurs en eau au-delà de l'optimum diminuent fortement la résistance des mélanges, et développent des pressions interstitielles très importantes.

- L'ajout de 5% à 8% de fines sableuses améliore la résistance au cisaillement des mélanges et diminue les pressions interstitielles.

Cette étude nous a permis donc d'étudier, du point de vue résistance au cisaillement et pression interstitielle, l'influence des différents paramètres cités ci-avant, sur le comportement des sols argileux (rencontrés fréquemment dans les zones constructibles de notre région), et qui présentent souvent des instabilités importantes, notamment en pente et en présence d'eau.

## 6. Bibliographie

- Alshihabi O., Mieussens C., Shahrouf I., « Etude à l'appareil triaxial de la résistance d'un sol compacte quasi saturé ». *XVème congrès français de mécanique*, Nancy 3-7 septembre 2001, France, P. 540-547.
- Braja M., *Principles of Geotechnical Engineering*, Canada, Nelson, 2006.
- Delage P., Cuil Y.J « Comportement mécanique des sols non saturés ». *Techniques de l'Ingénieur - traité construction*, vol. 1, noC302, 2001, p. C302.1-C302.19.
- Delage P., Cuil Y.J « L'eau dans les sols non saturés ». *Techniques de l'Ingénieur - traité construction*, vol. 1, noC301, 2000, p. C301.1-C301.20.
- Jefferies M., Been K., *Soil Liquefaction. A critical state approach*, Great Britain, 2006.
- Kenji I., *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Great Britain, 2003.
- Murthy V.N.S., *Geotechnical Engineering, principles and practices of soil mechanics and foundations engineering*, New York, Marcel Dekker Ink, 2003.
- Norme NF P 94 051., Sols : reconnaissance et essais, détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle-Limite de plasticité au rouleau.
- US Army Corps., Engineering and Design, Slope stability, Manual N° 1110-2-1902, Washington, DC 20314-1000. October 2003.