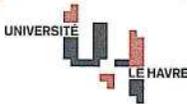


Université Hadj Lakhdar  
Batna 2  
Département de Génie Civil



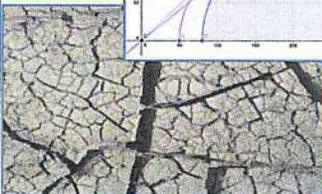
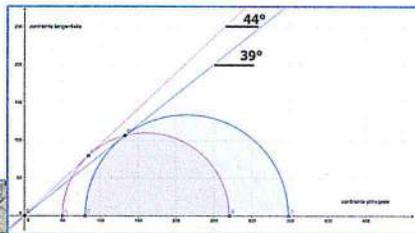
LRHYA



Le 3<sup>ème</sup> Colloque International

# Sols Non Saturés Du grain à l'ouvrage

Batna, 16 et 17 novembre 2015



UNSAT Batna 2015



**COMITE SCIENTIFIQUE****PRESIDENT: ABBECHÉ Khelifa (U. Batna)**

ABOU-BEKR Nabil	U. Tlemcen
ALLAL M. Amine	U. Tlemcen
ALONSO Eduardo	UPC, Barcelone
ARAB Ahmed	U. Chlef
ARAB Rabah	Huesker, France
BAHAR Ramdane	USTHB, Alger
BENMEBAREK Sadok	U. Biskra
BERGA Abdelmadjid	U. Béchar
BOUAFIA Ali	U. Blida
CUI Yu Jun	ENPC, France
DELAGE Pierre	ENPC, France
DEMAGH Rafik	U. Batna
DERRICHE Zohra	ENSTP, Alger
DJAMEI Mehrez	ENIT-Tunis
FABRE Richard	U. Bordeaux
FLEUREAU Jean-Marie	EC Paris
FRY Jean-Jacques	EDF-CIH
GUENFOUD Mohamed	U. Guelma
HACHICHI Abdelkader	UST Oran
HADDADI Smail	USTHB, Alger
HAMMOUD Farid	U. Batna
HOXHA Dashnor	U. Orléans
KARECH Toufik	U. Batna
KHEMISSA Mohamed	U. M'Sila
MEGHACHOU Mourad	U. SBA
MEKERTA Belkacem	U. Adrar
MESSAST Salah	U. Skikda
MISSOUM Hanafi	U. Mostaganem
MODARESSI Arézou	EC Paris
NECHNECH Ammar	USTHB, Alger
PANTET Anne	U. Havre, France
SCHANZ Tom	U. Bochum
TAIBI Said	U. Havre, France
WANG Hua Qing	U. Havre, France
ZERHOUNI M. Idriss	Fondasol, France

**COMITE D'ORGANISATION****PRESIDENT: DEMAGH Rafik (U. Batna)**

ABOU-BEKR N.	DIMIA M. S.
BAHLOUL O.	FERRAH F.
BENCHOUK A.	HADDADI S.
BENDAHGANE M.	HAMMOUD F.
BENMOUSSA S.	LAHOUEL B.
BOUDOUH M.	MESSAOUDI H.
BOURABAH M.A.	TAIBI S.



## SOMMAIRE

Mesure de la succion des sols non saturés à l'aide du psychromètre à effet Peltier .....	1
<i>Abdoulaye H. Nadjibou; Andrianatrehina S. Inah; Taibi Said; Fleureau Jean- Marie; Zerhouni M. Idriss</i>	
Comportement hydromécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation sur des chemins de drainage-humidification .....	9
<i>Andrianatrehina S. Rinah; Taibi I Said; Fleureau Jean-Marie</i>	
Etude de la microstructure d'un sol affaissable traité par le chlorure de potassium .....	16
<i>Bahloul Ouassila, Abbeche khelifa &amp; Bahloul Azeddine</i>	
Etude de l'effet de ciment sur le comportement d'un sol gonflant cas de la région de Tébessa .....	22
<i>Bekhouché Hizia, Abbeche Khelifa &amp; Bahloul Ouassila</i>	
Etude de l'effet du mélange bentonite-ciment sur les caractéristiques physiques et mécaniques d'un sol affaissable .....	28
<i>Bellil Soumia, Abbeche Khelifa &amp; Bahloul Ouassila</i>	
Experimental study of crushable expanded clay .....	34
<i>Benjamaa H., Kemama, I. El-Ghezal, H. Guira &amp; M. Jamei</i>	
Evolution des pressions interstitielles sous chargement isotrope pour un sol fin compacte .....	40
<i>Benchouk Assia, Derfouf F-E Mounir, Lachgueur Karima, Abou-Bekr Nabil, Taibi Said</i>	
Pathologie des sols dans la région de Saida.....	45
<i>Benhanou Youcef, Ameer Mohamed, Mekerta Belkacem, Kazi-Aoual Fatiha, Semcha Abdélaziz et Sadok Abdelfeteh</i>	
Etude expérimentale d'une infiltration verticale dans un sol non saturé en utilisant la méthode TDR .....	52
<i>Bouchemella Salima &amp; Alimi-Ichola Ibrahim</i>	
Conductivité hydraulique et distribution porale de l'argile de mers El Kebir traitée à la chaux .....	60
<i>Bourokba Mrabent Souad Amel, Hachichi Abdelkader, Djelloul Ramzy; Berrani Mohamed Kamei &amp; Fleureau Jean Marie</i>	
Tensile strength of reinforced compacted clayey soil by short fibers.....	67
<i>Chebbi M., Guiras H. &amp; Jamei M.</i>	
Effet de l'immersion sur le comportement mécanique d'un tuf gypso-calcaire traité aux liants organique ou hydraulique .....	74
<i>Daheur El Hadj Guesmia, Goual Idriss, Taibi Said.</i>	
Effet d'une saturation partielle sur la réponse hydromécanique d'une roche argileuse .....	80
<i>Delage pierre, Menaceur Hamza, Belmokhtar Malik &amp; Talandier Jean</i>	
Etude expérimentale de la conductivité hydraulique du sable de Chlef : effet de l'état initial .....	87
<i>Denine Sidali, Della Noureddine, Flitti Abdelhamid</i>	
Comportement hydromécanique à succion contrôlée sur chemin oedométrique- application à une argile d'un noyau de barrage .....	92
<i>Derfouf F-E Mounir, Benchouk Assia, Lachgueur Karima, Abou-Bekr Nabil, Taibi Said, Allal Mohamed Amin'</i>	
Stabilization of pavement structure on expansive subgrade with surcharge pressure: case of study Tebessa city (north-east of algeria) .....	99
<i>Djellali Adel, Houam Abdelkader &amp; Hamdane Ali</i>	
Comportement d'une argile traitée au ciment sous chargement monotone .....	105
<i>Djelloul Ramzi Bourokba Mrabent Souad Smel Hachichi Abdelkader</i>	
Experimental study of desiccation on compacted clayey soils .....	111
<i>El Ghezal Latifa, Fathalli Rim, Jamei Mehrez, Zenzri Hatem</i>	
Comportement d'une argile gonflante de la région de N'Gaous (Batna) .....	116
<i>Ferrah Ferrah Baheddi Mohamed &amp; Karech Toufik</i>	
Comportement Mécanique Saturé et non saturé du mélange sable de dune-bentonite compacte .....	124
<i>Gueddouda M K, Goual I, Abou-Bekr N, Taibi S, Lamara M</i>	

Amélioration des sols gonflants par différents produits en vue de leur utilisation dans les travaux routiers .....	132
<i>Hamdane Ali, Mellas Mekki, Beghazi Zied &amp; Djellali Adel</i>	
Numerical simulation of rainfall test on small-scale model .....	138
<i>Harouni H, Trabelsi H, El Ghezal I. &amp; Jamei M</i>	
Evolution de la surface de succion nulle pour un milieu poreux avec recharge en surface.....	147
<i>Hamza Ali &amp; Terbouche Farid</i>	
Problèmes de stabilité des grottes d'El Haouaria .....	154
<i>Koubaa yousr, Guiras Houda, Jamei Mehrez</i>	
Experimental and numerical investigation about permeability of fissured clay.....	161
<i>Louati F., H. Trabelsi &amp; M. Jamei</i>	
Etude au laboratoire sur le comportement du sable de Chlef : influence de la saturation .....	167
<i>Merabet Khayra, Benessalah Ismail, Arab Ahmed, Chemmam Mohamed &amp; Ould Labi Latifa</i>	
Valorisation des matériaux locaux de la région d'Arar en construction routière .....	174
<i>Moulay Omar Hassan, Abbou Mohamed, Mekerta Belkacem et Bemcha Abdelaziz</i>	
Instabilité de grands remblais en matériaux argileux non saturés cas de Djemmorah RN 87 Biskra.....	179
<i>Remadna Mohamed Saddek and Benneberek Sadok</i>	
3D desiccation crack pattern effects on unconfined compressive strength of clay.....	185
<i>Trabelsi H. Jamei M.</i>	

## MESURE DE LA SUCCION DES SOLS NON SATURES A L'AIDE DU PSYCHROMETRE A EFFET PELTIER

<sup>1</sup>Abdoulaye h. Nadjibou; <sup>1</sup>Andrianatrehina S. Rinah; <sup>1</sup>Taibi Said;  
<sup>2</sup>Fleureau Jean-Marie; <sup>3</sup>Zerhouni M. Idriss

anadjibou@yahoo.fr

<sup>1</sup> UMR CNRS 6294, LOMC, Université du Havre,

<sup>2</sup> UMR CNRS 8579, Laboratoire MSS-Mat, Ecole Centrale Paris,

<sup>3</sup> Bureau d'étude FONDASOL, France

**Résumé :** En Génie Civil, les sols sont utilisés dans la construction des ouvrages tels que les remblais des corps des chaussées ; les barrages en terre ; les bâtiments... L'utilisation de ces matériaux dans les ouvrages nécessite la prise en compte de la pression d'eau interstitielle. Le comportement de ce matériau est contrôlé par la contrainte effective pour le sol saturé et par la succion pour le sol non saturé. Nombreuses méthodes peuvent être utilisées pour la mesure de la succion du sol. Dans ce travail, on se propose d'utiliser la mesure à l'aide du psychromètre à effet Peltier. Le fonctionnement du psychromètre est basé sur une mesure de la différence de température à l'aide d'un thermocouple par l'effet Seebeck et l'effet Peltier. Par la loi de Dalton, il transforme la différence de température en humidité relative et par la loi de Kelvin, l'humidité relative en succion. Ce travail présente le fonctionnement du psychromètre, son domaine d'application et les difficultés liées à son utilisation, ainsi qu'un cas d'application sur un matériau non conventionnel pour les remblais routiers.

**Mots-Clefs :** Sol non saturé ; Succion ; Psychromètre à effet Peltier.

**Abstract:** In engineering, soils are used in construction of earth structures such as road embankments; earth dams; buildings ...The use of these materials in structures requires taking account of water. Mechanical behavior of this material is governed by the effective stress and by suction in saturated and in unsaturated soils. Many methods may be used for measuring soil suction. In this work, we propose to use the measurement by the Peltier psychrometer. The operation of the psychrometer is based on a measurement of temperature difference using a thermocouple by the Seebeck effect and the Peltier effect. By Dalton's law, it transforms the temperature difference to relative humidity and by Kelvin's law, relative humidity to suction. This work shows the psychrometer's operation, its scope and difficulties related to its use and an example of its application to an unconventional material for the road embankments.

**Keywords:** unsaturated soil; Suction; Peltier psychrometer.

### 1. Introduction

En Génie Civil, les sols sont utilisés dans la construction des ouvrages tels que les remblais des corps des chaussées ; les barrages en terre ; les bâtiments.....Les sols constituent aussi les supports de tous les ouvrages. Il apparait donc évident que le dimensionnement des ouvrages en terre et des fondations nécessite la maîtrise parfaite du comportement hydromécanique de ce matériau qui peut être saturé ou partiellement saturé. Ce comportement qui détermine la déformabilité réversible ou non ; la rupture ; est très perturbé par des cycles de séchage et humidification dus à des sécheresses et précipitations. Cette présence plus ou moins d'eau dans ces matériaux engendre une pression interstitielle qui nécessite des dispositions particulières lors des calculs ou de leur mise en œuvre. Lorsque le sol est saturé, la contrainte effective (différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle de l'eau) contrôle le comportement. Dans les sols non saturés, la présence de l'air modifie leur comportement et de nouveaux concepts doivent désormais être introduits pour tenir compte de leur état de saturation qui s'accompagne d'une présence de pression interstitielle négative ou succion. L'une des techniques permettant la mesure de ce paramètre succion est le psychromètre à effet Peltier. Il existe deux types de psychromètres : le psychromètre à thermocouple et le psychromètre à thermistance ou à transistor. Le psychromètre à

thermocouple qui est basé sur l'utilisation de l'effet Seebeck et l'effet Peltier, a été introduit la première fois par Spanner [11]. L'effet Peltier est la chute de température produite par le passage d'un faible courant pendant une durée déterminée à travers la jonction du thermocouple.

Le psychromètre à thermistance a été développé par Richards [9]. Le psychromètre à thermistance est un thermomètre électronique à bulbe sec et humide dans lequel une sonde de transistor humide et sec est utilisée. La technique psychrométrique a été largement utilisée par de nombreux chercheurs [8-6-3-13-4-2-7-14-15-10-5-12]. Il existe plusieurs aspects positifs à cette technique, cependant certains aspects négatifs sont liés à la précision des psychromètres pour la mesure de la succion totale. La variabilité de la force électromotrice générée induit des erreurs dans les succions élevées. Ridley et Wray [10] ont noté que les incertitudes de la technique du psychromètre peuvent être causées par la faible sensibilité du psychromètre en raison des effets de la température. En outre, il peut exister une possibilité de détérioration de la sensibilité de psychromètre en raison de problèmes de corrosion [4-15].

Cet article présente des mesures de la succion à l'aide du psychromètre à effet Peltier réalisées sur deux matériaux, le premier est un béton de terre cru mis au point par la société Cematerre ([www.cematerre.com](http://www.cematerre.com)) et utilisé comme matériau de construction dans le bâtiment, et le second est une marne très plastique compactée, destinée à des projets autoroutiers et étudiée dans le cadre de l'ANR Terre durable ([www.terredurable.net](http://www.terredurable.net)).

## 2. Concepts théoriques

Les thermocouples sont constitués de deux conducteurs de nature différente liés entre eux par deux jonctions et permettant de mesurer des températures. Ces conducteurs peuvent être des métaux usuels (thermocouple de type E ; J ; K ; N et T), des métaux nobles (thermocouple de type R ; S et B) ou des métaux réfractaires (thermocouple de type C). Le choix d'un thermocouple dépend essentiellement de la plage à mesurer, de la fluctuation des températures et des conditions du milieu. Leur principal défaut reste l'imprécision. Il est difficile d'obtenir une mesure dont la précision est inférieure à 0.1-0.2°C. Le principe de mesure de température par thermocouple est basé sur l'effet Seebeck.

### 2-1- Effet Seebeck

L'effet Seebeck est un effet thermoélectrique : une différence de potentiel apparaît à la jonction de deux conducteurs de natures différentes soumis à une différence de température. Cet effet est également à la base de la génération d'électricité par effet thermoélectrique. La figure 1 ci-dessous représente le schéma de principe de mesure de température et de génération d'une FEM à l'aide d'un thermocouple.

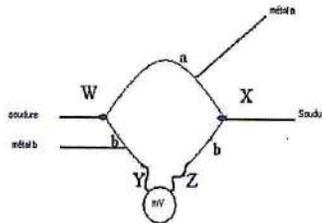


Figure 1 : Effet Seebeck

Deux matériaux conducteurs de natures différentes a et b sont reliés par deux jonctions en X et W. Dans le cas de l'effet Seebeck, une différence de température  $T = T_1 - T_2$  est engendrée entre W et X, cela entraîne l'apparition d'une différence de potentiel E entre Y et Z. L'importance et la direction du courant dépend de la différence de la température entre les jonctions et les propriétés

des métaux utilisés dans le circuit. Les deux grandeurs tension et température sont liées par le coefficient de Seebeck. Cette relation tension-température n'est pas toujours linéaire car le coefficient de Seebeck dépend de la température et de la nature du matériau; Si la différence de température entre les deux jonctions est  $dT$  et la différence de potentiel développée par le thermocouple est  $dV$ , le coefficient de Seebeck est  $S=dV/dT$ . Le principe de la détermination du coefficient de Seebeck repose sur la détermination d'une différence de potentiel induite par une différence de température connue.

### 2-2- Effet Peltier

Comme l'effet Seebeck, l'effet Peltier est un effet thermoélectrique par lequel la jonction de mesure d'un thermocouple se refroidit lorsqu'un courant électrique traverse le circuit pendant une durée déterminée. Comme l'indique la figure 2 représentant le circuit de base d'un thermocouple, deux matériaux conducteurs de natures différentes a et b sont reliés par deux jonctions en X et W. Dans le cas de l'effet Peltier, un courant électrique est imposé au circuit, en plaçant par exemple une source de courant électrique entre Y et Z, ce qui entraîne une libération de chaleur  $Q$  à une jonction et une absorption de chaleur à l'autre jonction. Le coefficient Peltier relatif aux matériaux a et b  $\Pi_{ab}$  est alors défini par :

$$\Pi_{ab} = \frac{Q}{I}$$

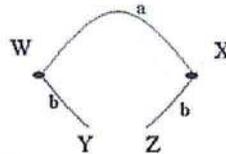


Figure 2 : Effet Peltier

Si un courant imposé dans le sens  $Y \rightarrow W \rightarrow X \rightarrow Z$  entraîne une libération de chaleur en X et une absorption en W, alors  $\Pi_{ab}$  est positif. Nous remarquons que l'effet Peltier se présente comme l'effet inverse de celui de Seebeck et SPANNER 1951 et VERBRUGGE 1974, résumant le fonctionnement d'un thermocouple en deux étapes :

\_ L'effet SEEBECK par lequel le thermocouple mesure un écart de température entre la jonction de référence et la jonction de mesure.

\_ L'effet PELTIER par lequel la jonction de mesure se refroidit en faisant passer un courant de faible intensité (de l'ordre du mA) pendant une durée déterminée. Pendant ce temps, la jonction de référence se chauffe.

### 2-3-Loi de Kelvin

La détermination de l'humidité relative à partir de la température de rosée se fait par application de la loi de Dalton. Le lien entre l'humidité relative de la phase vapeur et la succion dans le sol est obtenue grâce à la loi thermodynamique de KELVIN qui s'écrit comme suit :

$$s = \left( \frac{RT\rho}{M} \right) \ln \left( \frac{P}{P_s} \right) \quad (1)$$

Où  $s$  est le potentiel hydrique ou succion (Pa)  $[ML^{-1}T^{-2}]$ ,  
 $R$  est la constante des gaz parfaits  $[8,32 - ML^2 T^{-2} mole^{-1}K^{-1}]$ ,  
 $T$  la température absolue  $[K]$ ,  
 $\rho$  la masse volumique de l'eau  $[ML^{-3}]$ ,

$M$  la masse molaire de l'eau [ $M \text{ mole}^{-1}$ ]

$P$  la pression partielle de vapeur

$P_s$  Pression à la saturation

### 3. Principe de fonctionnement du psychromètre à effet Peltier

Le psychromètre (figure 3) est un instrument qui permet de déterminer la succion dans un sol en mesurant l'humidité relative de l'air contenu dans les pores du sol. En réalité, le psychromètre est dédié aux sols non saturés ou secs puisqu'il peut mesurer une succion jusqu'à 8 MPa. Il s'équilibre rapidement avec l'environnement. Néanmoins, il est influencé par le gradient thermique (Andraski et Scanlon 2002). Cette technique consiste à mesurer l'humidité relative en utilisant deux thermomètres : l'un est sec et mesure la température  $T_0$  de l'enceinte (température ambiante). L'autre est maintenu constamment humide et mesure la température  $T_e$  d'évaporation de l'eau dans l'atmosphère de l'enceinte.



Figure 3- sonde psychrométrique (source Wescor)

Cette procédure de mesure représente la psychrométrie à "bulbe humide" (Wet Bulb). La différence des températures ( $T_0 - T_e$ ) obtenue est fonction de l'humidité relative régnant dans l'enceinte. On voit donc que la mesure psychrométrique ne concerne que la phase vapeur de l'enceinte. Le lien entre l'humidité relative de cette phase vapeur et la succion dans le sol, que nous cherchons à connaître, est obtenue grâce à la loi thermodynamique de KELVIN. Le psychromètre peut aussi fonctionner en mode « point de rosée » (Dew Point DP). Ce mode consiste à appliquer un courant de faible intensité pour refroidir la jonction de mesure du thermocouple (effet Peltier) jusqu'à la température de rosée  $T_r$ . La différence de température ( $T_0 - T_r$ ) entre la température de référence  $T_0$  (jonction de référence) et la température de rosée  $T_r$  (jonction de mesure) est aussi liée à l'humidité relative et à la succion comme dans le cas de la méthode WB. Une des différences entre les deux modes reste que dans le cas de DP, on peut avoir une sensibilité ( $\mu\text{V}/\text{MPa}$ ) deux fois supérieure à celle obtenue en mode WB. La figure 4 Présente l'évolution de la tension de refroidissement de la jonction de mesure en fonction de temps dans le cas des deux modes WB et DP

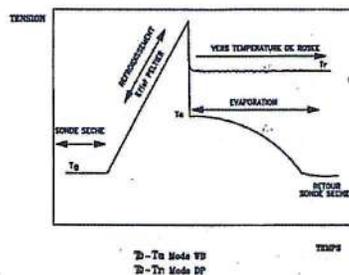


Figure 4: Définition des températures caractéristiques du signal psychrométrique en modes WB et DP [14]

Dans son fonctionnement, ce capteur enregistre l'évolution du voltage qui est proportionnel à la température de la jonction du capteur au cours d'un processus de refroidissement et de réchauffement (effet Peltier) et affiche les valeurs permettant de tracer la courbe psychrométrique et celle de succion mesurée. La courbe psychrométrique (Figure 4) présente trois parties distinctes dont le plateau supérieur correspond à la température du point de rosée. Cette valeur en voltage est proportionnelle à l'humidité relative de l'air environnant, c'est-à-dire la succion totale dans l'enceinte de mesure. La partie intermédiaire de la courbe correspond à l'arrêt de l'effet Peltier, provoquant une légère augmentation de la température de la jonction de mesure de la température de rosée  $T_r$  à la température d'évaporation  $T_e$ . Le plateau inférieur matérialise l'évaporation.

#### 4. Matériels et méthodes

Les modèles de psychromètre utilisés dans le cadre de cette étude sont des psychromètres PST 55-30 SF. Ces sondes peuvent être reliées à deux types de centrales d'acquisition :

- Automatique, modèle Psypro fonctionnant selon le mode WB et permettant de connecter 8 sondes en parallèle.
- Manuel, modèle HR- 33T fonctionnant selon les deux modes WB et DP.

#### 5. Etalonnage

L'étalonnage des capteurs se fait en les mettant dans des solutions NaCl de différentes molarités (Tableau 1). Ces solutions imposent des valeurs de succion allant de 0,23 à 8,17 MPa. Il est important de noter que lorsque les capteurs sont protégés par du céramique, ils peuvent être plongés dans les solutions salines par contre les capteurs en grille métallique ne peuvent être que suspendus au-dessus de la solution d'étalonnage, ceci pour éviter qu'ils soient endommagés. Dans le cadre de ce travail, les 8 capteurs dont nous disposons sont en grille. Avant toute mesure, un temps d'équilibre de quelques heures est nécessaire. Le tableau 1 montre les solutions salines utilisées dans l'étalonnage des sondes et les succions qu'elles imposent. Les figures 5 et 6 montrent respectivement le signal psychrométrique obtenu par les deux modes (DP et WB) pour une succion imposée de 2,49 MPa et l'exemple d'une courbe d'étalonnage. La courbe d'étalonnage donne une relation entre les tensions de refroidissement et la succion imposée par les solutions de NaCl.

Molalité (moles/1000 g)	Succion (MPa) (à $T=25^{\circ}\text{C}$ )
0,05	0,234
0,2	0,915
0,5	2,281
0,7	3,210
0,9	4,158
1,1	5,127
1,3	6,119
1,5	7,134
1,7	8,170

Tableau 1. Solutions NaCl utilisées pour l'étalonnage des psychromètres

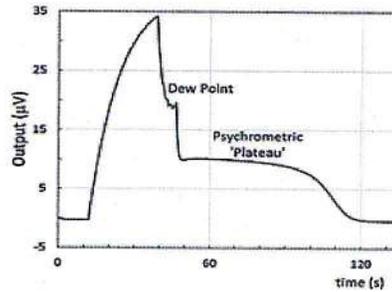


Figure 5 : Pour une succion cible de 2.49 MPa, les résultats figure donnent une succion de 2.49 MPa et 2.36 MPa respectivement par la méthode Dew Point et par la méthode wet bulb.

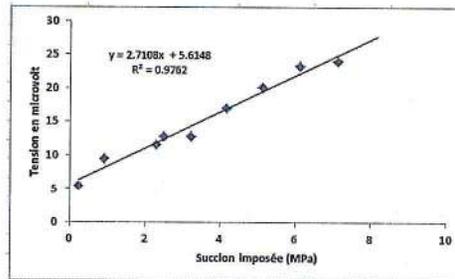


Figure 6 : Exemple de courbe d'étalonnage d'un capteur psychrométrique (mode WB)

## 6. Mesure de la succion sur les matériaux

Après étalonnage, nous avons utilisé les sondes pour mesurer des succions imposées dans des échantillons de sol (Figure 7). Le but étant de soumettre des échantillons saturés ou presque saturés à une succion imposée de 0.214 MPa dans un dessiccateur par une solution saline de concentration 0.05mol/l. Cette succion va provoquer un dessèchement progressif de ces échantillons (Figure 8)

Au fil du temps, nous mesurons les variations des grandeurs suivantes :

- 1 Evolution des masses des échantillons
- 2 Evolution de la succion dans l'échantillon
- 3 variations de la tension de refroidissement pour chaque mesure (profil psychrométrique.)

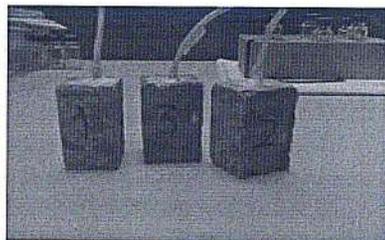


Figure 7 : échantillons du matériau CEMATERRE

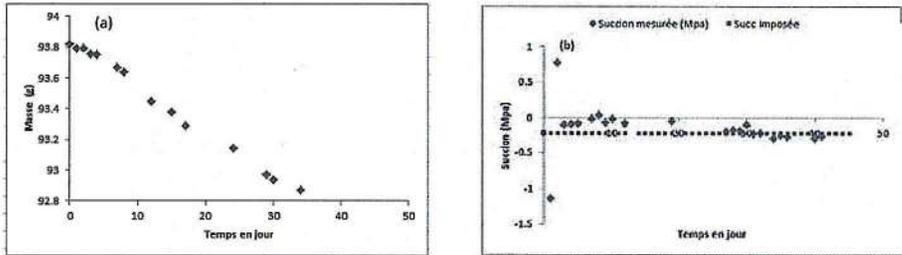


Figure 8 : (a) évolution de la masse, (b) évolution de la succion dans l'échantillon

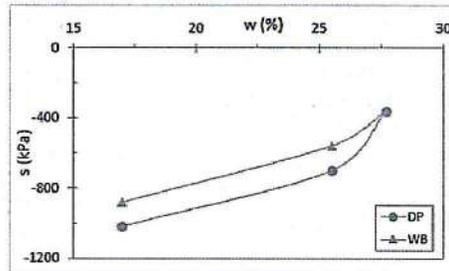


Figure 9 : Mesure de succion dans une marne plastique compactée par les deux modes (DP et WB)

La figure 9 présente des mesures faites sur une marne très plastique compactée à l'énergie Proctor normal et à différentes teneurs en eau (à l'optimum, à gauche et à droite de l'optimum). Les résultats montrent une différence entre les deux méthodes Dew point et wet bulb. Cette différence est de l'ordre de 140 kPa à l'optimum et coté sec de l'optimum. Elle est négligeable dans le coté humide de l'optimum. La différence peut être expliquée aussi par le fait que la mesure est très sensible à la température, et que la température intervient dans le calcul de succion pour la méthode wet bulb.

## 7. Conclusion

La connaissance des caractéristiques du psychromètre doit permettre aux utilisateurs d'avoir une information claire et homogène de ses performances lors de son utilisation à des valeurs de température et d'humidité correspondantes. La mesure de la succion dans les sols non saturés par la technique psychrométrique présente l'avantage d'un grand domaine d'utilisation. Cependant, pour des faibles valeurs de succion, cette technique psychrométrique reste très sensible aux gradients de température, particulièrement lorsque l'écart entre les températures de mesure et ambiante est trop important. Le prolongement du temps de refroidissement produit un effet Joule important pouvant perturber les résultats des mesures. Au laboratoire, l'association de l'appareil psychrométrique aux appareils triaxial et oedométriques permet d'imposer des pressions interstitielles négatives ou de les mesurer au cours de l'essai. Le comportement complet de ces sols non saturés pourra être suivi à travers les variations de volume et de résistance.

## Références

- [1] Axelrod, Robert, and William Donald Hamilton. "The evolution of cooperation." *Science* 211.4489 (1981): 1390-1396.
- [2] Brown, Ray W., and Dale L. Bartos. "A calibration model for screen-caged Peltier thermocouple psychrometers." NASA STI/Recon Technical Report N 83 (1982): 16735.
- [3] Campbell, E.C., Campbell, G.S. and Barlow, W.K. (1973) A dew-point hygrometer for water potential measurement. *Agricultural Meteorology*, 12:113-121.

- [4] Hamilton, Kevin. "Latent heat release as a possible forcing mechanism for atmospheric tides." *Monthly Weather Review* 109.1 (1981): 3-17.
- [5] Harrison, B. A., et al. "A comparison of in-situ soil suction measurements." *Unsaturated soils for Asia. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-Asia 2000, Singapore, 18-19 May, 2000.* AA Balkema, 2000.
- [6] Krahn, J. and Fredlund, D.G. (1972) On total, matric and osmotic suction. *Soil Science*, 115(5):339- 348.
- [7] Lee, H. C., and W. K. Wray. "Techniques to Evaluate Soil Suction-A Vital Unsaturated Soil Water Variable." proceedings of the first international conference on unsaturated soils/unsat'95/paris/france/6-8 september 1995. volume2. 1995.
- [8] Rawlins, S.L. and Dalton, F.N. (1967) Psychrometric measurement of soil water potential without precise temperature control. *Proceedings of Soil Science of America*, 31:297-301.
- [9] Richards, B.G. (1965) Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. In *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symposium in Print, Butterworths, Australia*:39-46.
- [10] Ridley, A. M., and W. K. Wray. "Suction measurement: a review of current theory and practices." proceedings of the first international conference on unsaturated soils/unsat'95/paris/france/6-8 september 1995. volume 3. 1996.
- [11] Spanner, D.C. (1951) The Peltier effect and its use in the measurement of suction pressure. *Journal of Experimental Botany*.
- [12] Tang, Akaysha C., et al. "Independent components of magnetoencephalography: single-trial response onset times." *Neuroimage* 17.4 (2002): 1773-1789.
- [13] Verbrugge, J. C. "Contribution à la mesure de la succion et de la pression interstitielle dans les sols non saturés." THESE (1974).
- [14] Zerhouni, M. Idriss. "Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols. Application au calcul des routes-Thèse." (1991).
- [15] Zerhouni, Moulay Idriss. "Triaxial testing using psychrometers" (In French). In *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 1995* (Eds. E.E. Alonso and P. Delage), Balkema, Rotterdam: 673-678 (UNSAT 95).

## COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS FINS COMPACTES AU VOISINAGE DE LA SATURATION SUR DES CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION

Andrianatrehina S. Rinah<sup>1</sup>; Taibil Said<sup>1</sup>; Fleureau Jean-Marie<sup>2</sup>

[andrians@univ-lehavre.fr](mailto:andrians@univ-lehavre.fr)

<sup>1</sup>Laboratoire Ondes & Milieux Complexes, CNRS UMR 6294 - Université du Havre, BP 540, 76058 Le Havre cedex, France

<sup>2</sup>Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures & Matériaux, CNRS UMR 8579, Centrale-Supélec, Grande voie des vignes, 92295 Chatenay-Malabry, France

**Résumé :** Cette communication présente une étude expérimentale dans le cadre du Projet National Français ANR Terre durable. L'étude porte sur une marne très plastique et non conventionnelle pour les remblais routiers (GTR 92). Les essais présentés ont comme intérêt une présentation globale de l'état de ce matériau, compacté à l'OPN, au cours d'un cycle de drainage-imbibition, et aussi de rendre compte l'effet de ce cycle de drainage et imbibition à l'échelle macroscopique (in situ). L'étude à l'échelle macroscopique consiste à une étude de retrait par une dessiccation libre de ce matériau compacté à l'OPN dans le but de suivre l'évolution dans le temps de ses propriétés physiques (teneur en eau) et géométriques (retrait, fissuration...). Les résultats sur les chemins de drainage-imbibition illustrent l'existence de deux domaines (saturé et non saturé) et l'effet de compactage par une diminution de la valeur de la pression de dé-saturation. Les essais de retrait ont permis de caractériser les conditions d'apparition du réseau de fissures pour ce type de matériau.

**Mots-Clefs :** sol fin compacté, drainage-humidification, suctions, fissuration par dessiccation.

**Abstract:** This paper presents an experimental study as part of the French National Project ANR Terredurable. The study focuses on high plastic marl which is unconventional for road embankments according to the GTR 92. The tests present the global state of this material compacted on Standard Proctor Optimum on drying-wetting paths, and also to realize the effect of these paths on the macroscopic scale (in situ). The macroscopic study concerns a withdrawal study (free drying) of compacted material in order to follow the evolution over time of its physical properties (water content) and geometric (shrinkage, cracking ...). Results of drying-wetting paths illustrate the existence of two areas (saturated and unsaturated) and the compacting effect by a decrease in the value of the pressure of de-saturation. Free drying test was used to characterize the conditions of occurrence of crack network for this type of material.

**Key-Words:** compacted fine soil, drying-wetting paths, suction, desiccations cracks.

### 1 Introduction

Les sols utilisés dans les ouvrages du génie civil et travaux publics (remblais routiers, barrages, barrières ouvragés, ...) sont des sols compactés qui sont souvent à l'état non saturés et soumis à des sollicitations hydriques (séchage et humidification). L'étude pratiquée en laboratoires pour la caractérisation des sols compactés est généralement l'essai Proctor qui est défini selon les normes NF P 94-093, EN 13286-2, ASTM D 1557-91, 1998 et ASTM D 698-91, 1998. Considérés comme quasi-saturés (au voisinage de la saturation), ces sols compactés sont caractérisés par un milieu triphasique (de phases solide, liquide et gazeuse), dans lequel l'air (phase gazeuse) n'est pas continu, mais sous forme de bulles d'air isolées dans le fluide interstitiel ([9]). Pour cela, la caractérisation du comportement de ce type de sol nécessite une bonne maîtrise de cet état « quasi-saturé ». Nombreux chercheurs se sont intéressés par les études du comportement des sols compactés sur des chemins de drainage et d'humidification ([7], [5]).

Cette communication présente une étude expérimentale sur une marne très plastique et non conventionnelle pour les remblais routiers (GTR 92). Les essais présentés ont comme intérêt une présentation globale de l'état de ce matériau, compacté à l'Optimum Proctor Normal, au cours d'un cycle de drainage-imbibition, et aussi de rendre compte l'effet du cycle de drainage à l'échelle macroscopique (in situ).

Cette étude est dans le cadre du Projet National Français Terredurable (convention ANR2011VILD00401, le programme Bâtiments et villes durables, [www.terredurable.net](http://www.terredurable.net)), qui se consacre à l'étude des sols dans des conditions quasi-saturé pour l'analyse de la stabilité et de règlement des structures en terre (talus, barrages, ...).

## 2 Matériau

Une marne a été sélectionnée pour ses caractéristiques peu conventionnelles. Ses caractéristiques sont présentées dans le tableau 1. On remarque que selon la classification du GTR, elle est classée A4.

Tableau 1. Caractéristiques de la marne utilisée

	Marne	Norme
Granulométrie (%) :		
<80 $\mu$ m	94,5	NF P 94-056
<2 $\mu$ m	36	NF P 94-056
Limite de liquidité (%)	80	NF P 94-051
$w_{OPN}$ (%)	25	NF P 94-050
$\omega_d / \omega_{OPN}$	1,52	NF P 94-093
		NF P 94-050
Teneur en CaCO <sub>3</sub> (%)	19	NF P 94-048
Classification LPC-USCS	Sol fin- At (CH)	
Classification GTR	Sol fin- classe A4	NF P 11-300

Deux séries d'essais de drainage-humidification ont été effectuées à partir de deux états initiaux :

- sous forme de pâtes préparées à partir d'une teneur en eau de 1,5 fois sa limite de liquidité pour le drainage ; et avec la même type de préparation mais séchés à l'étuve (105°C) pour l'humidification.
- compactés à l'OPN.

## 3 Méthodes expérimentales

### a. Drainage-humidification

Différentes méthodes ont été utilisées pour contrôler la succion des échantillons [4], [9], et [6].

#### a. Les plaques tensiométriques à température ambiante

Pour des succions inférieures à 20 (kPa), les échantillons sont placés sur des plaques tensiométriques, dans lesquelles l'eau est mise en tension par rapport à l'air, à la pression atmosphérique. Cette technique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse saturée d'eau et reliée à un récipient d'altitude variable (selon la valeur de succion voulue) par le biais d'un tube. On laisse l'essai pendant 7 jours jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit atteint.

#### b. Solutions osmotiques

Pour des pressions négatives comprises entre 50 (kPa) et 8 (MPa), la succion est appliquée à l'aide de la méthode osmotique. Dans cette technique, l'échantillon se trouve au contact d'une solution de macro-molécules organiques de Poly Ethylène Glycol (PEG) de poids moléculaire 20000 (pour les succions allant de 50 à 1500kPa) et de poids moléculaire 6000 (pour les succions de 3MPa à 8MPa), à travers des membranes spécifiques qui ne laissent passer que l'eau. Les membranes

usuelles de dialyse avec une faible porosité permettent d'empêcher le passage des molécules de PEG. A l'équilibre, le potentiel d'hydratation du PEG est égal à celui du sol et l'on peut établir une équivalence entre la concentration de la solution osmotique en PEG et la succion.

*c. Dessiccateurs à solutions salines saturées à température imposée*

Pour des valeurs plus élevées de succion (plus de 8 MPa), la méthode utilisée fait appel à des solutions salines saturées et le transfert de l'eau se produit en phase vapeur. Le contrôle de l'humidité relative de l'air est assuré par la compétition entre la tendance de l'eau à saturer l'atmosphère de l'enceinte fermée des dessiccateurs dans laquelle est placée la solution saline et celle des sels à s'hydrater. L'échantillon, placé dans l'atmosphère du dessiccateur, atteint en général après plusieurs semaines, un équilibre de pression capillaire, qui dépend de la nature et de la concentration de la solution saline.

Pour chaque type de méthodes (selon la valeur de succion), lorsque l'équilibre est atteint, les échantillons sont pesés, et ensuite immergés dans une huile non mouillante permettant de remplir les plus gros pores sans faire gonfler l'échantillon. Le volume extérieur de l'échantillon est déduit de la différence entre le poids de l'échantillon imbibé d'huile et celui de l'échantillon immergé dans l'huile. Finalement, son poids sec est mesuré après évaporation de l'eau et de l'huile dans une étuve à 105° pendant 24 h.

*b. Essai de retrait par dessiccation libre*

L'essai consiste à placer un échantillon de sol compacté à l'OPN dans un moule CBR, en dessiccation libre sur un banc de retrait dans une salle thermostatée ( $T=22^{\circ}\text{C}$  ;  $HR=30\%$ ), et de suivre l'évolution dans le temps de ses propriétés physiques (teneur en eau) et géométriques (retrait, fissuration ...). Le dispositif expérimental (figure1) est composé d'un plateau support de l'échantillon posé sur une balance de précision et d'un banc d'acquisition d'images à intervalle régulier tout au long de la dessiccation [10], [3] et [1].

Le protocole expérimental suit les étapes suivantes :

- préparation de l'échantillon pour avoir une éprouvette de 150mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur,
- arase et démoulage,
- mise en place sur le banc de retrait.

Le suivi du champ de déformation à la surface de l'échantillon est réalisé à l'aide d'un logiciel de corrélation d'images VIC-2D. La surface de l'échantillon est munie d'une texture aléatoire (mouchetis) pour permettre de déterminer l'évolution du champ de déplacement des points et recalculer ainsi le champ de déformation.

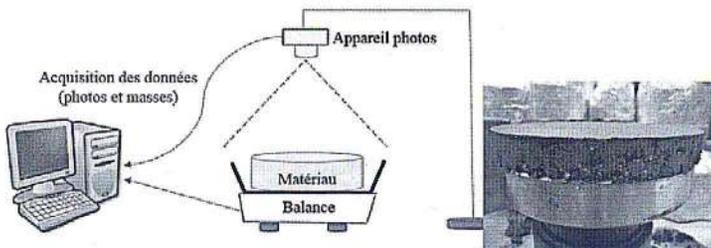


Figure 1. Dispositif expérimental de l'essai de retrait – éprouvette de marne compactée pour l'essai

4 Résultats et discussion

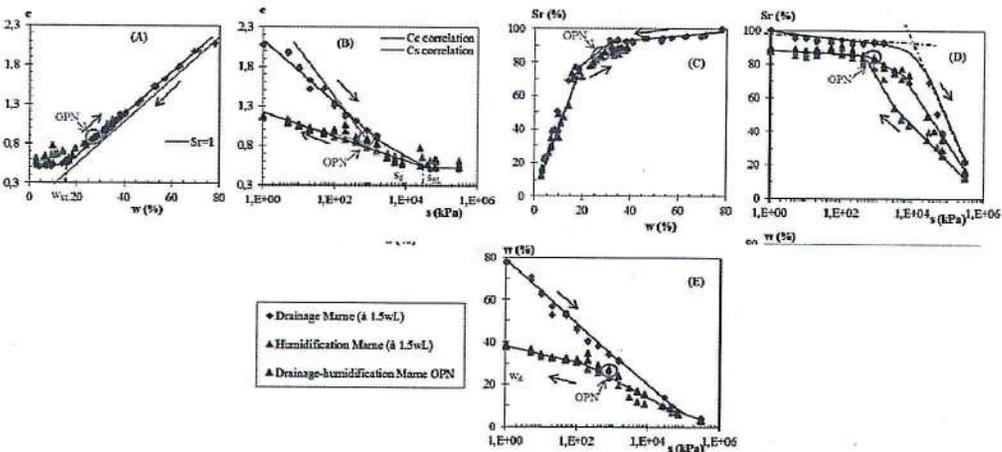
4.1 Chemin de drainage-humidification

Généralement, l'application d'une succion à un échantillon de sol provoque une variation de son volume, de son indice des vides, de son degré de saturation et de sa teneur en eau. Ainsi, les chemins de drainage et humidification sont représentés sur cinq plans [w ; e], [w ; Sr], [s ; e], [s ; Sr], et [s ; w] qui se relient verticalement et horizontalement. La figure 2 présente les chemins de drainage-humidification du matériau (préparé sous forme de pâte et compacté à l'OPN). Les figures A et C présentent les variations de l'indice des vides et le degré de saturation en fonction de la teneur en eau de l'échantillon ; alors que les figures B, D et E montrent les variations de l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau en fonction de la succion.

a- Chemin de drainage (pâtes)

Le plan [w ; e] (figure A) présente le retrait par drainage. Sur ce plan, la saturation de l'échantillon est présentée par la droite de saturation passant par l'origine d'équation  $e = (\frac{\rho_s}{\rho_w}) * w$ . La limite de retrait  $w_{SL}$  du matériau est donnée par l'intersection de cette droite avec l'asymptote horizontale de la courbe quand w tends vers zéro. Cette valeur ( $w_{SL}$ ) est de l'ordre de 15% pour la marne (pâte).

Le plan [s ; e] (figure B) présente la courbe de compressibilité habituelle où la contrainte verticale est remplacée par la succion. Ce plan présente un domaine caractérisant une diminution très significative de l'indice des vides de l'échantillon jusqu'à la pression de retrait ( $s_{SL}$ ) de l'ordre de 30 (MPa). Avec le plan [s ; Sr] (figure D), on remarque que les échantillons restent saturés sur une partie de ce domaine jusqu'à des valeurs de succion (appelées succions de dé-saturation) égales à 10 (MPa). Ce domaine présente un comportement irréversible pour le drainage et l'humidification du matériau. Pour des succions supérieures à la pression de retrait, la variation de l'indice des vides présente un palier quasi-réversible pour le drainage et l'humidification. Les droites de corrélations de Cc et Cs [2] déduites à partir de  $w_L$  du matériau sont aussi présentées sur ce plan [s ; e] (figure B) pour vérifier la position suivie par les chemins de drainage-humidification. Le plan [w ; Sr] (figure C) présentent deux parties : une partie correspondant à un degré de saturation proche de 100% avec une forte variation de l'indice des vides. Dans cette partie, l'échantillon perd de l'eau et se rétrécit tout en restant presque saturé. Une deuxième partie, à partir du point d'entrée d'air ou de dé-saturation ( $w_d, s_d$ ), représentant une faible variation de l'indice des vides avec une forte diminution du degré de saturation jusqu'aux valeurs de 22%, pour une valeur de 305 (MPa) de succion.



### b- Chemins d'humidification (pâtes)

Le comportement de sol est présenté par trois domaines dont le premier est caractérisé par une faible variation (augmentation) de la teneur en eau, du degré de saturation et de l'indice des vides. L'hystérésis entre le drainage et l'humidification y est négligeable. Un deuxième domaine dans lequel il y a une augmentation importante de la teneur en eau et du degré de saturation sans variation significative de l'indice des vides. Dans ce domaine, l'hystérésis entre le chemin de drainage et humidification apparaît dans les plans  $[s, w]$  et  $[s, Sr]$  (figures D et E). On peut penser que cela provient surtout de l'effet de type « bouteille d'encre » [8]. Un troisième domaine dans lequel le degré de saturation se stabilise avec une teneur en eau et un indice de vide qui continuent de croître. Pour ce type de matériau, le degré de saturation maximal atteint est inférieur à 1. Ainsi, le comportement de ces matériaux n'est pas réversible dans ce domaine.

### c- Chemins de drainage-humidification des matériaux compactés à l'OPN

Avec une teneur en eau  $w_{OPN}$  égale à 25%, la figure 2 montre que la marne à l'OPN a un indice des vides égale à 0,85 (figure A). Ainsi, les graphiques (B) et (E) de la figure 2 donnent la valeur de la succion  $s_{OPN}$  qui est de l'ordre de 800 (kPa). Comme la valeur de la succion à l'OPN est inférieure à la valeur de la succion de limite de retrait (avec  $e_{OPN} > e_{SL}$ ), la marne compactée à l'OPN poursuit un chemin en diminuant son indice de vide jusqu'au palier de la limite de retrait. Ici, on voit bien qu'elle suit un chemin proche de celui de l'humidification de la pâte sèche.

Le tableau 2 indique la vérification des résultats par rapport aux corrélations [5] et [2]. On remarque globalement un bon accord général même si les corrélations surestiment légèrement la teneur en eau à l'OPN de la marne.

Tableau 2. Vérifications des mesures par rapport aux corrélations

	Fleureau & al	Biarez & Favre	Mesures
$w_{OPN}$ (%)	31	32	27.5
$\square_d$ OPN (Mg/m <sup>3</sup> )	1.37	1.35	1.52
$s_{OPN}$ (kPa)	692		560-700

### a. Essai de retrait par dessiccation libre

L'essai de dessiccation libre sur la marne compacté (figure 3) a été suivi jusqu'à la stabilité de la teneur en eau (résiduelle). Il a été observé l'apparition de fissures dont la répartition est plus ou moins aléatoire. Les figures ci-dessous montrent la différence entre état initial (à gauche) et état final (à droite) du matériau.

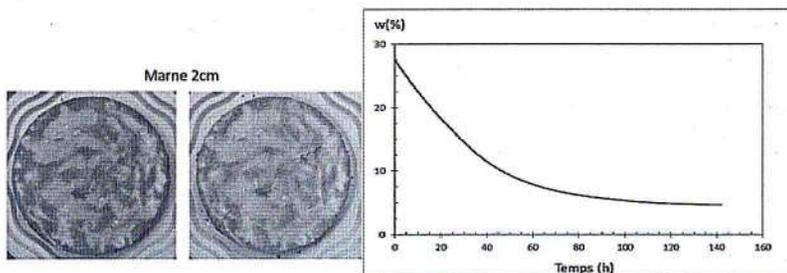


Figure 3- Etat initial- état final de l'échantillon - variation de la teneur en eau en fonction du temps

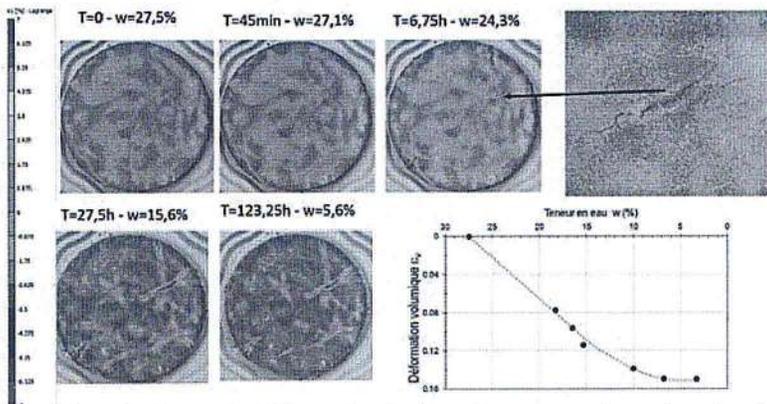


Figure 4- Evolution du champ de déformation de la marne compactée en fonction du temps – évolution de la déformation volumique en fonction de la teneur en eau

L'analyse du champ de déformation à la surface de l'échantillon déduit des corrélations d'images (figure 4) montre d'abord une localisation des grandes déformations à certains endroits qui se traduit ensuite par l'apparition de fissures dans les premières heures de dessiccation. Ce réseau de fissures se propage et se stabilise lorsque la teneur en eau est proche de la teneur en eau de limite de retrait du matériau ( $w_{SL}=16\%$ ).

Cette valeur est confirmée par l'essai de drainage humidification présenté précédemment, mais interprété en déformation volumique. D'après cet essai, la variation de volume (contractance) varie linéairement avec la baisse de la teneur en eau jusqu'à une valeur  $\square_v$  de l'ordre de 15% avant de tendre vers un palier de limite de retrait.

## 5 Conclusion

Les essais présentés ont comme intérêt une représentation globale de l'état des matériaux au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cela permet de suivre l'évolution de la saturation du sol et de relier les caractéristiques de retrait et de dessaturation aux caractéristiques de drainage et d'humidification. Les résultats illustrent l'existence d'un domaine où les matériaux restent saturés ou quasi-saturés et un deuxième domaine où ils sont non saturés. En outre, l'effet de compactage entraîne une diminution de la valeur de la pression de dé-saturation. Par ailleurs, au voisinage de la saturation, les chemins d'humidification mettent en évidence l'existence d'un degré de saturation inférieur à l'unité pour des valeurs de suctions nulles.

Les résultats après dessiccation libre de la marne compactée montrent l'apparition d'un important réseau de fissures avec une déformation volumique finale de l'ordre de 15%. L'apparition du réseau de fissures est sûrement due à l'hétérogénéité (discontinuité) de la marne par la présence de  $\text{CaCO}_3$ . Ces  $\text{CaCO}_3$  se présentent sous forme des points durs et forment des zones préférentielles de développement de fissures. Les résultats nous montrent que les fissures s'amorcent dans un état hydrique proche de la saturation et avec une succion inférieure à la succion d'entrée d'air.

## Bibliographie

- [1] Andrianatrehina S. R., Mahmutovic D., Boutonnier L., Taïbi S., Fleureau J. M., FRY J. J., Monnet J., « Observation de l'évolution d'un réseau de fissures lors d'une dessiccation libre – approche expérimentale et numérique », Symposium International Retrait et gonflement des sols-Climat et constructions, SEC 2015, pp. 321-330, juin 2015.
- [2] Biarez J & Favre J L, « Parameters filing and statistical analysis of dada in soil mechanics », Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics, Aachen, Vol. 2, pp. 249-264, 1975.

- [3] Eid J., Taibi S., Fleureau J. M., Hattab M., "Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement", *Construction and Building Materials* 86 pp; 120-132, 2015.
- [4] Fleureau J. M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S., "Behavior of clayey soils on drying and wetting paths", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30 N° 2, pp. 287-296, 1993.
- [5] Fleureau J. M., Verbrugge J. C., Pedro J., Huergo, Correia A. G., Kheirbek-Saoud S., "Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths", *Canadian Geotechnical Journal*, 39, pp. 1341-1357, 2002.
- [6] Gueddouda M. K., Abou-Berk N., Taibi S., Arab R., "Comportement hydrique d'une barrière ouvragée sable de dune-bentonite", *Rencontres Géosynthétiques*, 2011.
- [7] Kheirbek-Saoud S., "Comportement mécanique de la couche de fondation d'une voie ferrée", Thèse de doctorat, Ecole centrale Paris, 1994.
- [8] Mualem Y., "A conceptual model of hysteresis", *Water Resources Research*, 10, N° 3, pp. 514-520, 1974.
- [9] Taibi S., "Comportement mécanique et hydrique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation", Thèse de doctorat, Ecole centrale Paris, 1994.
- [10] Wei X., "Etude micro-macro de la fissuration des argiles soumises à la dessiccation", Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, 2014.

## ETUDE DE LA MICROSTRUCTURE D'UN SOL AFFAISSABLE TRAITE PAR LE CHLORURE DE POTASSIUM

Bahloul Ouassila<sup>1</sup>, Abbeche Khelifa<sup>2</sup> & Bahloul Azeddine<sup>3</sup>

*oua\_bahloul@yahoo.fr*

<sup>1,2</sup>Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, Département de Génie Civil, Université Hadj Lakhdar Batna

<sup>3</sup>CGI Technical Services, 1612 Wedding, Redding, California, 96003USA, M. ASCE, P.E.

**Résumé :** L'effondrement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. La présente recherche a pour but de tenter de mieux comprendre les causes des affaissements des sols et de proposer des solutions pour les consolider et limiter l'affaissement au moins à un niveau acceptable. A partir d'un sol reconstitué au laboratoire, formé à partir d'un mélange (80% du sable et 20% du kaolin), nous avons pu montrer l'intérêt des ajouts de solutions salines tel que KCl. Les analyses au microscope électronique à balayage et spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie ont révélé des transformations microstructurales et une interaction notable entre les particules argileuses et le chlorure de potassium. Le cation  $K^+$  s'incruste facilement dans les pores et favorise la formation d'un matériau dense et compacte.

**Mots-Clefs :** Sol affaissable, Energie de compactage, Traitement chimique.

**Abstract:** The collapse of soils is a very complex phenomenon that involves a large number of intrinsic and environment parameters. This research aims to try to better understand the causes of collapse of soils and propose solutions to improve them and limit subsidence at least to an acceptable level.

From a soil sample reconstituted in the laboratory, composed of a mixture (80% sand and 20% kaolin), we have shown the benefit of additions of salt solutions such as KCl.

Analyses with scanning electron microscope and spectroscopy energy dispersive X-ray revealed microstructural changes and a significant interaction between clay particles and potassium chloride. The  $K^+$  cation are easily embedded in the pores and promote the formation of a dense and compact material.

**Key-Words:** Collapsible soil, Compaction energy, Chemical treatment.

### 1 Introduction

Les sols à effondrement brusque sont des sols non saturés qui présentent des déformations potentielles importantes et un réarrangement radical de leurs particules après mouillage avec ou sans chargement. Ces sols sont caractérisés par des structures lâches formées souvent de grains allant du limon au sable fin. Ils sont localisés particulièrement dans les zones arides et semi-arides [3], [9]. Ces régions sont devenues de nos jours vitales, au vue de l'évolution démographique et accessibles, au vue de l'évolution technologique de l'homme lui permettant d'exploiter ses richesses. L'occupation de ces régions conduit forcément à l'utilisation de grandes quantités d'eau favorisant l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et par conséquent la ruine des constructions. La stabilisation des sols collapse a été étudiée par un grand nombre de chercheurs, [5],[6],[11], [13]. Afin d'expliquer physiquement et chimiquement pourquoi le potentiel d'affaissement diminue en présence de la solution saline KCl, nous nous sommes appuyés sur une étude microstructurale, cette dernière comprend non seulement les arrangements entre les pores mais aussi les liens qui les unissent.

### 2 Matériaux, matériels et essais

Les matériaux utilisés sont : sable de Liwa et kaolin de Guelma. Les essais ont été menés sur un sol reconstitué (80% sable + 20% kaolin) et les caractéristiques géotechniques du sol sont représentées dans le tableau 1. Afin d'obtenir des échantillons à différents degrés de compacités, ils sont humidifiés à différentes teneurs en eau (2, 4 et 6%) ensuite ils sont soumis à différentes énergies de compactages (20, 40 et 60 coups) au moyen d'un appareillage de compactage conçu au

laboratoire[11],[12], on effectue des essais de compressibilité (double oedomètre). Pour étudier l'effet du sel sur le potentiel d'affaissement, des échantillons ont été saturés par l'eau pure et d'autres par la solution saline à différentes concentrations (0,5, 1,0, 1,5 et 2 mole/litre).

Dans le but d'éclaircir l'influence des solutions salines sur la réduction du potentiel d'affaissement  $C_p$ , on a jugé utile de déterminer le taux de réduction TR comme suit :

$$TR = 100 - \left( \frac{C_{pt}}{C_{pn}} \cdot 100 \right) (\%) \quad (1)$$

Avec :

$C_{pn}$ : potentiel d'affaissement du sol non traité

$C_{pt}$ : potentiel d'affaissement du sol traité

Tableau . Caractéristiques géotechniques des différents matériaux

<b>SABLE</b>	
Coefficient d'uniformité	$C_u = 3,91$
Coefficient de courbure	$C_c = 0,95$
Equivalent de sable	$E_s = 87\%$
Densité spécifique	$G_s = 2,66$
<b>KAOLIN</b>	
Limite de liquidité	$W_l = 67\%$
Limite de plasticité	$W_p = 39\%$
Densité spécifique	$G_s = 2,40$
<b>SOL RECONSTITUE (SABLE 80% + KAOLIN 20%)</b>	
Coefficient d'uniformité	$C_u = 5,13$
Coefficient de courbure	$C_c = 1,07$
Limite de liquidité	$W_l = 28\%$
Limite de plasticité	$W_p = 16\%$
Densité spécifique	$G_s = 2,65$
Densité sèche	$\gamma_d = 1,93$
Teneur en eau optimale	$W_{opt} = 10\%$

### 3 Résultats et discussion

Pour les différentes contraintes verticales  $\sigma$  ainsi que les différentes énergies de compactage  $E_c$ , les potentiels d'effondrements  $C_p$  varient de 0,98 à 12,40% pour une teneur en eau initiale  $w_0=2\%$ , de 0,82 à 10,64% pour une teneur en eau initiale  $w_0=4\%$  et de 0,66 à 8,79% pour une teneur en eau initiale  $w_0=6\%$ . Nos valeurs correspondent aux rubriques allant de pas de risques à troubles sévères [4],

Les figures 1 et 2 montrent également que le potentiel  $C_p$  décroît quasi linéairement, lorsque la teneur en eau ou l'énergie de compactage augmentent pour une contrainte verticale de 400kPa. Ainsi donc le sol préparé artificiellement possède un comportement analogue aux sols naturels et non remaniés [5], [11].

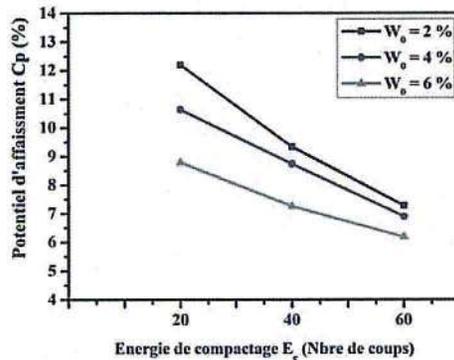


Figure . Variation de  $C_p$  en fonction de l'énergie de compactage pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 kPa

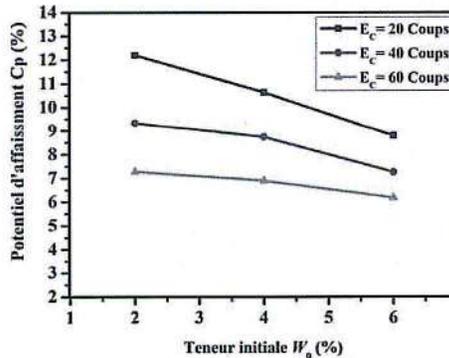


Figure . Variation de  $C_p$  en fonction de la teneur en eau pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 kPa

On constate des réductions substantielles du potentiel d'effondrement  $C_p$  pour le sol traité avec la solution saline telle que le chlorure de potassium KCl. On remarque aussi que pour une contrainte verticale de 400 kPa le potentiel d'effondrement  $C_p$  est au maximum.

Le taux de réduction des  $C_p$  varie de 12% à 30% pour la solution saline KCl, par contre, pour les fortes concentrations 2 moles/litre, le taux de réduction des  $C_p$  varie de 72% à 80%, le taux de réduction dans les effondrements est lié aussi à la contrainte verticale appliquée. Ainsi pour les faibles concentrations 0,5 mole/litre, ce taux de réduction varie de 8% à 26%. En outre, il varie entre 4% à 42% pour une contrainte verticale de 800 kPa. Aux concentrations 2 moles/litre, le taux de réduction dans le  $C_p$  atteint les valeurs entre 42% à 68% pour KCl, si on considère une contrainte verticale de 200 kPa. En revanche à une contrainte verticale de 800kPa les valeurs du taux varient entre 17% à 67%.

Ainsi donc le comportement du sol traité par la solution saline KCl est influencé par la teneur en eau initiale et l'énergie de compactage d'une part et par la concentration ionique et la nature des cations adsorbés sur le complexe d'échange d'autre part [9], [7]. Le phénomène de la rétrogradation se manifeste pour le cation  $K^+$ , ce dernier passe de la surface externe des argiles pour s'insinuer dans l'espace inter-foliaire de la fraction smectite contenue dans le sol.

#### a. Examen au microscope électronique à balayage (M.E.B) du sol non traité

La figure (3a) montre une structure ouverte, pauvrement cimentée entre les différents éléments du sol (sable et kaolin). L'observation au MEB met en évidence l'apparition des pores de forme et

d'ouverture différentes avec des zones lâches, et la présence de paillettes de kaolin et un empilement aléatoire de cristaux de quartz dans la structure), avec des cristallites (0,01µm à 1,6 µm) (figure 3b). Ce type de microstructure a été rapporté par différents auteurs [1], [2], [8],[9].

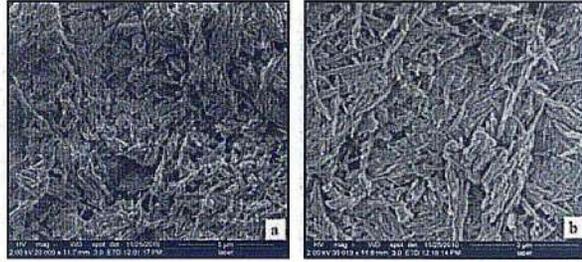


Figure . Observation au MEB du sol non traité

Analysé par EDAX (figure 4), l'échantillon montre une concentration de Si par rapport à Al, à imputer à la présence de quartz et au kaolin et on observe aussi une matrice peu compacte et d'une mince couche de montmorillonite qui recouvre certaine zone du matériau.

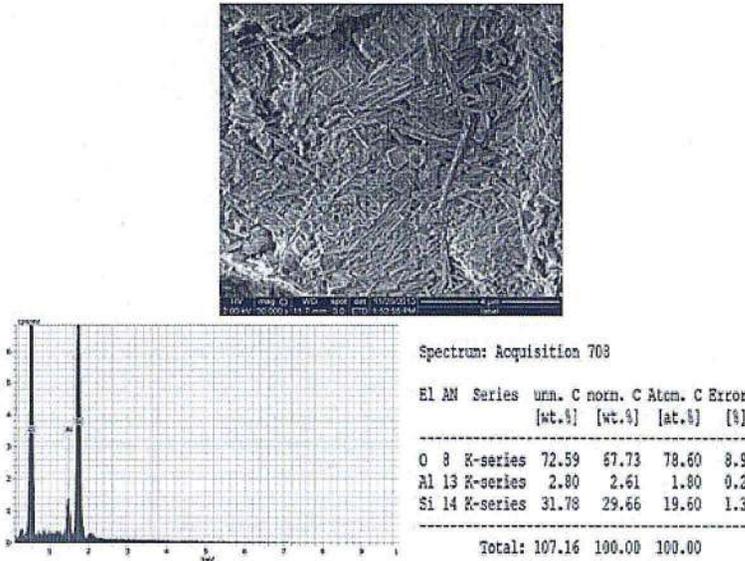


Figure . Analyse EDAX du sol reconstitué non traité (20000X)

*b. Examen au microscope électronique à balayage (M.E.B) du sol traité par KCl*

On relève que le sel KCl précipite sous une forme cristallisée et présente une microporosité apparente une cimentation du matériau (figure 5c). On remarque aussi une organisation assez compacte, constituée d'agrégats argileux plus ou moins net et tassés avec apparition de cristaux de KCl qui apparaissent avec une nouvelle structuration avec le phénomène d'adhésion, avec une structuration nouvelle et différente par rapport au témoin(figure 5d)

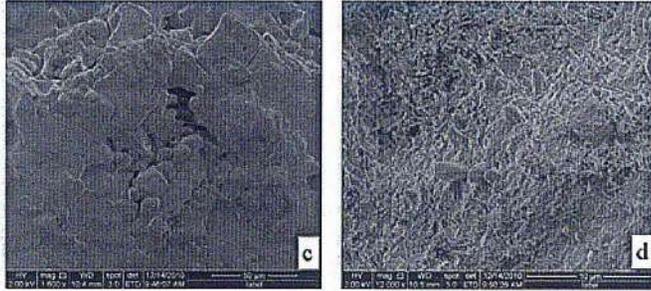


Figure .Observation au MEB du sol traité par KCl avec le phénomène d'adhésion

On constate par l'analyse EDAX, la présence de Si, Al (quartz et argile), Cl<sup>-</sup> et K<sup>+</sup> traduisant la présence de KCl avec une structure très compacte (figure 6) et on remarque l'effet favorable du traitement du sol reconstitué par la solution saline KCl.

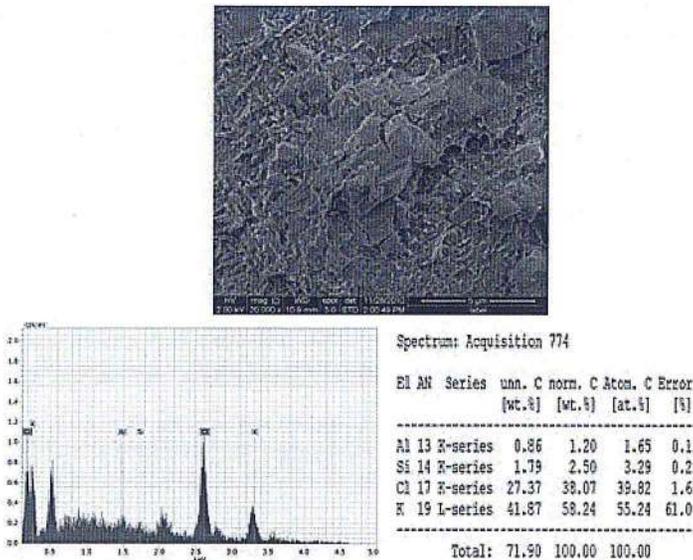


Figure .Analyse par EDAX du sol traité par KCl avec une structure colmatée

#### 4 Conclusion

Les conclusions principales que l'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à différentes proportions le kaolin, comme particules fines, avec le sable, ramené à des teneurs en eau inférieures à l'optimum Proctor et compacté à différentes énergies de compactage.
- Le comportement physique et mécanique du matériau reconstitué est lié d'une part à l'énergie de compactage ( $E_c$ ) et la teneur en eau initiale ( $w_0$ ).
- Les résultats obtenus montrent clairement que le sel minéral a une efficacité très forte sur la réduction de l'effondrement des sols. Mais cette efficacité est fonction de la nature du sel et de la concentration saline.
- Les sels notamment la concentration saline et les cations jouent un grand rôle dans le comportement mécanique des matériaux argileux à travers les effets sur la double couche

diffuse, leurs relations avec les matériaux argileux de nature électrostatique ont un effet important sur l'effondrement du sol.

- L'observation au MEB des échantillons traités montre aussi la présence de tous les éléments de la microstructure des sols et varie selon le traitement. On se rend compte qu'il y a une interaction notable entre les particules argileuses et la solution interstitielle et que les microstructures des sols non traités et celles des sols traités par KCl sont totalement différentes.
- Nous avons pu mettre en évidence que l'effondrement est associé à une modification microstructurale et physico-chimique permettant d'expliquer la stabilisation efficace du sol traité par KCl. Ce traitement salin a été favorable sur la structure en provoquant un réarrangement des particules qui se traduit par la genèse d'un matériau homogène et colloïdale avec formation d'une structure stable à très faible porosité.

### Bibliographie

- [1] A. Halitim, M. Robert, D. Tessier and R. Prost, "Influence de Cations Echangeables ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$   $\text{Mg}^{2+}$ ) et de la Concentration Saline sur le Comportement Physique (Rétention en Eau et la Conductivité Hydraulique) de la Montmorillonite," *Agronomie*, pp. 451-459, 1984.
- [2] D. Tessier and J. Berrier, "Utilisation de la microstructure électronique à balayage dans l'étude des sols. Observations des sols humides soumis à différents pF," *Science du sol* 1, pp. 67-82, 1979.
- [3] E.C. Lawton, R.J. Fragaszi and H. James, "Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotech*," *Eng.Div, ASCE*, vol. 155, pp.1252-1267, 1989.
- [4] J.E. Jennings and K. Knight, "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure," *Proc, 6<sup>th</sup>, Regional Conf, for Africa on SMFE*, Durban, South Africa, pp. 99-105, 1975.
- [5] K. Abbeche, O. Bahloul, T. Ayadat, and A. Bahloul, "Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method," *Experimental and applied modeling of unsaturated soils*, Proceedings of Geoshanghai, Shanghai, Chine. doi:10 1061/41103(396)10, June 2010.
- [6] K. Abbeche, T. Ayadat, and A. Lahmadi, "Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux," *Séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil*, pp.164-168, 2009.
- [7] O. Bahloul, K. Abbeche, A. Bahloul, and A. Halitim, "Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils," *MJCE*, vol. 26, pp. 119-135, 2014.
- [8] O.B. Grabowska, SEM analysis of microstructures of loess deposits, *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No.11, pp. 45-48, 1975.
- [9] P. Delage, M. Audiguier, Y.J. Cui and M.D. Howat, "Microstructure of a compacted silt," *Can. Geotech*, J.33, pp.150-158, 1996.
- [10] S.L. Houston and W.N. Houston, "Collapsible soils engineering," *Unsaturated soil engineering practice*, Geotechnical special publication, ASCE proceedings of the 1997 1<sup>st</sup> Geo Institute Conference, Logan UT, USA, Part 68, pp. 199-232, 1997.
- [11] T. Ayadat, and H. Gherabli, "Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA 32,5," *Annales TIBTP*, pp. 34-43, Janvier 1995.
- [12] T. Ayadat, B. Belouahri and R. Ait Ammar, "La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols," *Revue Française de Géotechnique*, n°83, pp. 73-81, 1998.
- [13] R.H. Karol, *Chemical grouting and soil stabilization*. 3<sup>rd</sup> ed, Revised and expanded, 2003.

## ETUDE DE L'EFFET DE CIMENT SUR LE COMPORTEMENT D'UN SOL GONFLANT CAS DE LA REGION DE TEBESSA

Bekhouche Hizia<sup>1</sup>, Abbeche Khelifa<sup>2</sup> & Bahloul Ouassila<sup>3</sup>

[bekhouchehizia@yahoo.com](mailto:bekhouchehizia@yahoo.com)

<sup>1</sup>Departement de Genie Civil, Universite Hadj Lakhdar Batna, Algérie

<sup>2,3</sup>Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, Departement de Genie Civil, Universite Hadj Lakhdar Batna, Algérie

**Résumé :** La sécheresse qui a sévi en Algérie durant les dernières années et plus particulièrement dans les régions arides et semi-arides a fait subir aux bâtiments construits sur des sols gonflants des dommages considérables. Cette étude a été réalisée sur un sol provenant de la région de Tébessa « Kouif ». Le sol a été caractérisé du point de vue géotechnique et l'étude a porté aussi sur l'effet du traitement du sol gonflant par le ciment à différentes teneurs (1, 3, 5, 7 et 9%). Le ciment utilisé a conduit à des réductions très importantes de la pression et le potentiel du gonflement pouvant atteindre 80% et des diminutions des limites d'Atterberg.

**Mots-Clefs :** Gonflement, Ciment, Pression de gonflement, Traitement.

**Abstract:** The drought in Algeria in recent years and especially in the arid and semi-arid has done to the buildings built on expansive soils considerable damage. This study was conducted on soil from the region of Tébessa "Kouif". The soil was characterized from the point of view and geotechnical study focused also on the treatment effect of expansive soil by cement at different levels (1, 3, 5, 7 and 9%). The cement used has led to dramatic reductions in pressure and the potential of swelling up to 80% and decreases in Atterberg limits.

**Key-Words:** swelling, cement, swelling pressure, treatment.

### 1. Introduction

L'argile est un sol d'assise pour un grand nombre de constructions. Certaines familles d'argiles présentent la caractéristique d'être gonflante ou rétractable. Cette caractéristique est largement influençable par la variation de la teneur en eau. A teneur en eau constante, il n'y aura pas ou peu, de variation de volume. Le sol se trouve dans état d'équilibre hydrique hygrométrique. L'apport d'eau par la pluie, l'arrosage, les fuites donne lieu au phénomène de gonflement. Le gonflement des formations argileuses suscite actuellement l'intérêt de la plupart des chercheurs du fait de leur abondance sédimentaire et de leur responsabilité des désordres occasionnés sur différents ouvrages. En effet, des chercheurs ont réalisé de nombreux essais au laboratoire et ce à travers le monde, ce qui justifie justement l'abondance de ce phénomène dans la nature, ce dernier provoque des contraintes parasites dans les structures, et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages important sous différents ouvrages. En Algérie, les dégâts causés par le gonflement des sols à la construction et au ouvrages légers sont considérables, comme à Illizi (raffinerie de in amenas) [14], à Oran (Hôpital Sid Chahmi) [4]. Dans cette communication l'objectif est de stabiliser un sol gonflant par le ciment à différent teneures on effectuant des essais géotechnique au laboratoire qui sont nécessaires pour évaluer l'ampleur de gonflement et voir l'efficacité de cet ajout.

### 2. Localisation du site et identification

Le sol sujet de cette étude est une argile intacte de la région de Kouif qui se situe dans la wilaya de Tébessa (Algérie). Le prélèvement a été effectué par une sondeuse à la profondeur de 1,5m à 5m. Ce matériau a été choisi en raison des problèmes rencontrés dans cette région.

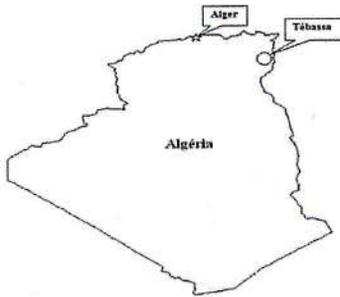


Figure . Site de localisation de sol

Sondage S1		
Prof (m)	Coupe	Description
01	[Symbol]	Terre de recouvrement
02	[Symbol]	Argile marneuse brunâtre a verdâtre
03	[Symbol]	
04	[Symbol]	
05	[Symbol]	
06	[Symbol]	Argile calcareuse grisâtre
07	[Symbol]	
08	[Symbol]	
09	[Symbol]	
10	[Symbol]	
11	[Symbol]	Fin de sondage

Figure . Coupes de sondage effectué sur le site de kouif (Tébessa)

L'examen visuel des échantillons prélevés et l'analyse de leurs propriétés physiques ont permis d'établir la lithologie des terrains traversés suivant les coupes d'un seul sondage présentée sur la figure2.

Les essais d'identification sont rassemblés dans le tableau 1, d'après la classification LCPC, le sol étudié est une argile très plastique.

Tableau . Paramètres physiques et chimiques du sol

PARAMETRES PHYSIQUES ET CHIMIQUES	
Profondeur (m)	1,5-5
Teneur en eau $W_{naturel}$ (%)	19,28
Densité humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1,98
Densité sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,66
Degré de saturation $S_{saturation}$ (%)	82,73
Teneur en saturation $S_R$ (%)	23,35
Limite de liquidité $W_L$ (%)	67,24
Limite de plasticité $W_P$ (%)	17,04
Indice de plasticité $I_P$ (%)	50,20
<80 $\mu$ (%)	90,55
<2 $\mu$ (%)	56
Activité A	0,89
Densité sèche Max $\gamma_{dmax}$ (t/m <sup>3</sup> )	1,81
Teneur en eau $W_{optimum}$ (%)	19,79
Bleu de méthylène VBS	9,66
Surface spécifique SST	202,86
Teneur en CaCO <sub>3</sub> (%)	35
Teneur en SO <sub>4</sub> (%)	1,20

Seed et al. (1962): ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau (voir figure 3).

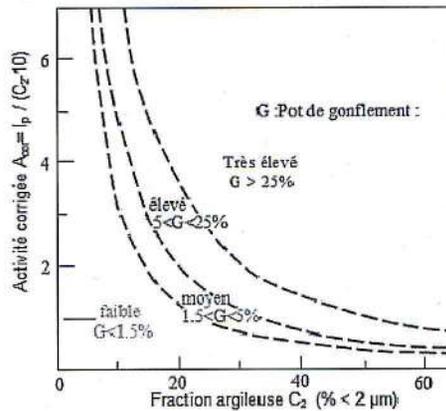


Figure . Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al.1962).

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont constaté que la ligne "A", définie par Casagrande dans le diagramme de plasticité et d'équation:  $I_p = 0.73 (W_L - 20)$ , sépare les sols gonflants (au-dessus de la ligne A) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A) comme indiqué sur la figure 4. Cependant une argile se situant au-dessus de la ligne "A" n'est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

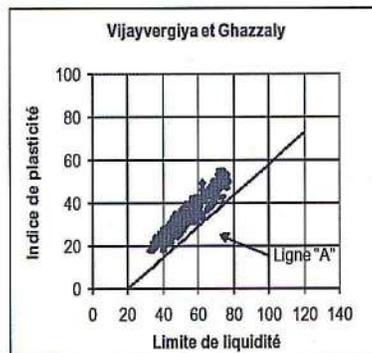


Figure . Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973).

D'après les courbes (3) et (4), on constate que notre sol se classe comme un sol gonflant.

### 3. Résultats et discussion

#### 3.1 Influence du ciment sur les limites de consistances

Les limites d'Atterberg sont des paramètres essentiels dans l'estimation du potentiel de gonflement des sols expansifs. Afin d'étudier l'influence de la stabilisation sur les limites de consistance de l'argile de Tébessa, des mesures des limites de liquidité et de plasticité ont été effectuées avec le ciment à différents pourcentages. Les résultats de ces essais sont présentés dans le tableau 3.

Tableau . Limites de consistance et bleu méthylène mesurés en présence de ciment

Teneur en ciment (%)	0	1	3	5	7	9
W <sub>L</sub> (%)	67,24	61,53	58,71	52,79	48,74	44,60
W <sub>P</sub> (%)	17,04	18,37	19,88	21,92	24,60	26,20
I <sub>p</sub>	50,20	43,16	38,82	30,87	24,13	18,40
VBS	9,66	8,33	6,5	5,67	4,15	2,6
A (Activité)	0,89	0,77	0,69	0,55	0,43	0,32
SST	202,86	174,93	136,5	119,07	87,15	54,6

D'après les résultats obtenus dans le tableau 3 on constate des réductions remarquables de l'indice de plasticité et de limite de liquidités il y a lieu de souligner que 67,24 % pour l'argile non traité à 44,60 % pour un ajout de 9% de ciment. Par contre la limite de plasticité croît en fonction du pourcentage d'ajout, elle varie de 17,04 % pour l'argile non traitée, à 26,20% pour un ajout 9% de ciment. Ceci influe directement sur l'indice de plasticité qui diminue. Ces résultats sont en accord avec plusieurs résultats publiés [10], [1], [11] et [7].

### 3.2 Influence du ciment sur le compactage

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier le sol à plusieurs teneurs en eau pour chaque teneur en ciment et à compacter selon la procédure normalisée de l'essai. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe de variation de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. La courbe présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle correspondre à une valeur particulière de la teneur en eau.

Les courbes présentées dans la figure 3 montrent la variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau pour différents pourcentage de ciment. L'utilisation de ciment conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale 19,79% pour l'argile non traité à 28,86% pour un ajout de ciment de 9% et une diminution de la densité sèche 1,81(t/m<sup>3</sup>) pour l'argile non traite à 1,59(t/m<sup>3</sup>).

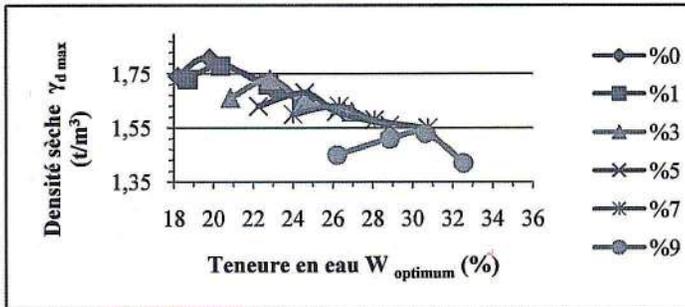


Figure . Effet de ciment sur l'optimum Proctor

### 3.3 Préparation de l'échantillon

Les essais de gonflements ont été effectués sur des échantillons intacts après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée à un pourcentage d'eau (teneur en eau et la densité sèche de l'optimum Proctor) et le pourcentage du ciment (teneur en ciment) de façon homogène puis on procède à la préparation des échantillons par compactage statique à vitesse lente (1mm /min) dans une cellule cylindrique œdométrique de 70 mm de diamètre et 20 mm de hauteur. Nous avons ensuite mesuré le gonflement libre G en fonction du temps jusqu'à stabilisation.

$$G(\%) = \frac{H_f - H_i}{H_i} \times 100 \quad (1)$$

$H_i$  : hauteur initiale

$H_f$  : hauteur finale après stabilisation

Le gonflement final de sol traité est comparé au gonflement final de l'argile saturée à l'eau (argile non traité). La réduction du gonflement final  $\Delta G/G$  exprimée en pourcents est la différence entre le gonflement à l'eau et avec l'ajout de ciment, rapportée au gonflement final de l'argile non traité. La réduction du gonflement en pourcents est donnée par la relation :

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{G_0(\%) - G_{ajout}(\%)}{G_0(\%)} \quad (2)$$

$G_0$  : gonflement de l'argile non traité.

$G_{ajout}(\%)$  : gonflement de l'argile + l'ajout de ciment à un certain pourcentage

La pression de gonflement est comparée à la pression de gonflement du sol non traité. La réduction de la pression de gonflement, en pourcents, est donnée par la relation :

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{P_0(\%) - P_{ajout}(\%)}{P_0(\%)} \quad (3)$$

$P_0$  : Pression de gonflement de l'argile non traité.

$P_{ajout}(\%)$  : pression de gonflement de l'argile + l'ajout de ciment à un certain pourcentage

### 3.4 Influence du ciment sur le potentiel et la pression de gonflement :

Dans le but d'illustrer l'effet du traitement en ciment pour les différents teneurs en ciment sur le potentiel de gonflement de l'argile (figure 6) on constate à chaque fois qu'on ajout un pourcentage de ciment, le gonflement libre diminue et il plus marque pour l'ajout de ciment de 9%.

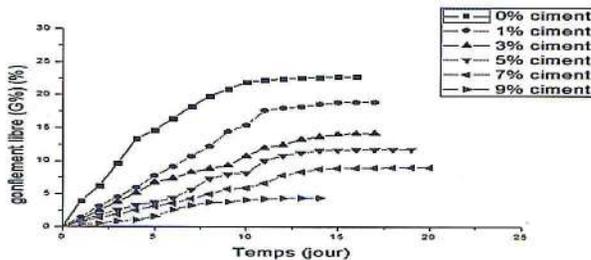


Figure . Évolution du gonflement libre en fonction du temps pour la stabilisation au ciment

A partir des résultats obtenus nous remarquons que l'augmentation de pourcentage de ciment peut diminuer le taux et la pression de gonflement pour 9% de l'ajout de ciment la réduction de potentiel et de la pression de gonflement est 80%.

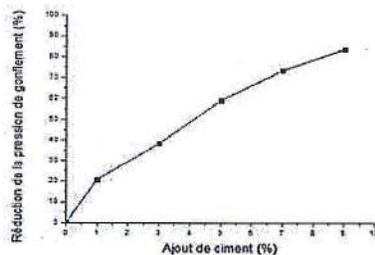
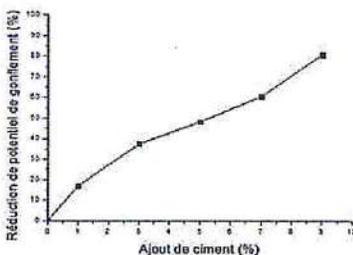


Figure . Influence d'ajout de ciment sur la réduction de gonflement

## ETUDE DE L'EFFET DU MELANGE BENTONITE-CIMENT SUR LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES D'UN SOL AFFAISSABLE

Bellil Soumia<sup>1</sup>, Abbeche Khelifa<sup>2</sup> & Bahloul Ouassila<sup>3</sup>

bellil.soumia88@gmail.com

<sup>1</sup>Departement de Genie Civil, Universite Hadj Lakhdar Batna, Algérie

<sup>2,3</sup>Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, Departement de Genie Civil, Université Hadj Lakhdar Batna, Algérie

**Résumé :** Des désordres importants causés par l'effondrement des sols ont été constatés dans le monde. Les sols affaissables sont caractérisés par des structures lâches formées souvent de grains allant du limon au sable fin. Ils sont localisés particulièrement dans les zones arides et semi-arides. Dans le présent article, on étudie le comportement d'un sol affaissable soumis à sa teneur en eau initiale, à différentes énergies de compactage ainsi que l'influence de l'ajout du mélange bentonite-ciment.

Cette étude montre que le traitement modifie les caractéristiques du sol et donne des résultats satisfaisant en réduisant le potentiel d'affaissement et les limites d'atterberg.

**Mots-Clefs :** Potentiel d'affaissement, Ciment, Bentonite, Traitement.

**Abstract:** Important disorders caused by the collapse of soil were observed in the world. Collapsible soils are characterized by loose structures often formed of grains ranging from Sandy silt. They are located particularly in arid and semi-arid areas. In this article, considering the behavior of collapsible soil to its initial water content, at different energies of compaction and the influence of the addition of the bentonite-cement mixture.

This study shows that treatment changes the characteristics of the soil and gives satisfactory results in reducing the potential for subsidence and the atterberg limits.

**Key-Words:** Collapse potential, Cement, Bentonite, Treatment.

### 1 Introduction

Les sols effondrables, comme les sols gonflants, attirent depuis longtemps l'attention des chercheurs de par les problèmes de stabilité qu'ils posent aux bâtiments, aux ouvrages géotechniques et aux infrastructures linéaires. Plusieurs chercheurs avaient déjà observé la tendance que peuvent avoir certains sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont inondés [4], [5], [8].

La stabilisation des sols affaissables a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine de construction sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation ou traitement chimique [4], [5], [7] et [9].

Dans cette communication nous nous sommes intéressés par les essais d'identification géotechniques et de stabiliser le sol affaissable en évaluant l'influence de l'ajout bentonite-ciment sur le potentiel d'affaissements et les limites d'atterberg.

### 2 Matériaux et essais

Les matériaux utilisés sont : sable de rivière (< à 2mm), kaolin de Jijel (des particules fines < 80 µm), bentonite (en poudre) et ciment (CPJ-CEM II/A 42,5). Les essais ont été menés sur un sol reconstitué S<sub>1</sub> (75% sable + 25% kaolin), pour lesquels l'application des différents critères d'effondrement rapportés par plusieurs auteurs montre que ce sol est affaissable [3], [6], [8].

La courbe granulométrique, la courbe Proctor et les caractéristiques géotechniques des différents matériaux sont représentées respectivement sur la figure 1,2 et tableau 1.

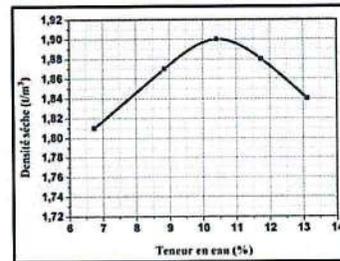
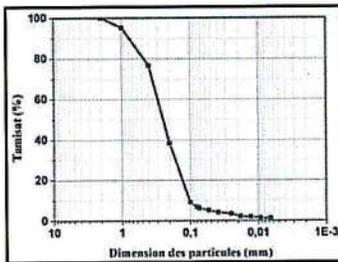


Figure . Granulométrie de sol reconstitué

Figure . Courbe Proctor de sol reconstitué

Tableau . Caractéristiques géotechniques des différents matériaux

<b>SABLE</b>	
Coefficient d'uniformité	Cu = 2.78
Coefficient de courbure	Cc = 1.05
Equivalent de sable	Es = 74.01%
Densité spécifique	Gs = 2,66
Granulométrie comprises entre 0.08 mm et 2 mm	% < 0.08 mm =6%
<b>KAOLIN</b>	
Limite de liquidité	Wl = 48.52% $\neq$
Limite de plasticité	Wp = 33.82%
Densité spécifique	Gs = 2,70
Pourcentage des particules fines	% < 2 $\mu$ m =12%
<b>SOL RECONSTITUE S1 (SABLE75% + KAOLIN 25%)</b>	
Coefficient d'uniformité	Cu = 2.81
Coefficient de courbure	Cc = 1,05
Limite de liquidité	Wl = 21.64%
Limite de plasticité	Wp = 16.79%
Equivalent de sable	Es = 65.93%
Densité spécifique	Gs = 2,65
Densité sèche	$\gamma_d$ max = 1.90 t/m3
Teneur en eau optimale	Wopn = 10.42%
Granulométrie comprises entre 0.08 mm et 2 mm	% < 0.08 mm =8.85%

Ce type de sol présente de bonnes caractéristiques mécaniques lorsqu'il est chargé à de faibles teneurs en eau, cependant, si une humidification intervient, la structure s'effondre et des déformations se produisent. Ce comportement peut être visualisé sur la figure 3représentant la courbe typique chargé à sa teneur en eau naturelle jusqu'à 2 bars, contrainte à laquelle on procède à l'inondation du sol [8]. Jennings et Knight ont suggéré des valeurs du potentiel  $C_p$  en fonction de l'ampleur de l'affaissement [1], [2], tableau 2.

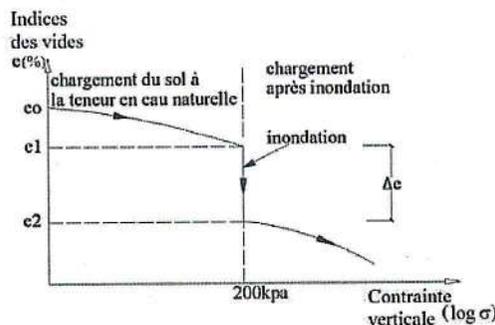


Figure . Courbe oedométrique typique d'un sol affaissable

La réalisation de l'essai du simple oedomètre a comme rôle principal de vérifier l'homogénéité du matériau, ainsi que la répétitivité des résultats pour le critère de 200 KPa, [3].

Le potentiel d'affaissement  $C_p$  en (%) est calculé par la relation :

$$C_p = \left[ \frac{\Delta e_c}{(1+e_c)} \right] \times 100\% \quad (1)$$

Avec :  $\Delta e_c = e_1$  (200 KPa) -  $e_2$  (200 KPa, inondé),

$e_0$  = Indice des vides initial.

Lors des essais oedométriques, la variation des teneurs en eau et des énergies de compactage permet de contrôler les potentiels d'affaissement  $C_p$  des différents sols.

Les valeurs des potentiels d'affaissement et la gravité du cas qui correspond d'après Jennings et Knight illustre dans le tableau 2.

Tableau . Valeurs du potentiel d'affaissement

$C_p$ (%)	SUSCEPTIBILITE D'AFFAISSEMENT
0 à 1	Pas d'affaissement
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévères
> à 20	Troubles très sévères

### 3 Résultats et discussion

#### a. Mise en évidence les caractéristiques de consistance

Un sol est susceptible à l'effondrement si au moins, l'un des critères suivants est vérifié: L'activité  $A_C < 1$ , L'indice de liquidité  $I_L < 0$ , L'indice de plasticité  $I_p < 20$ , L'indice de consistance  $I_C > 1$ , L'indice de maniabilité  $I_w < 1$ , [10] (voir tableau 3).

Tableau . Caractéristiques de consistance de sol reconstitué

SOL	$S_1$			
	$w_0$ (%)	4	6	8
$A_C$			0.40	
$I_p$			4.85	
$I_L$		-	-2.22	-1.81
$I_C$	2.63	3.22	3.22	2.81
$I_w$	0.82	1.23	1.23	1.65

#### b. Etude de l'influence d'énergie du compactage sur le potentiel d'affaissement $C_p$

La décroissance de l'affaissement est d'autant plus marquée que l'énergie de compactage augmente avec une teneur en eau  $w_0=4\%$ , ces résultats corroborent avec plusieurs auteurs [6], [7], [8], [9].

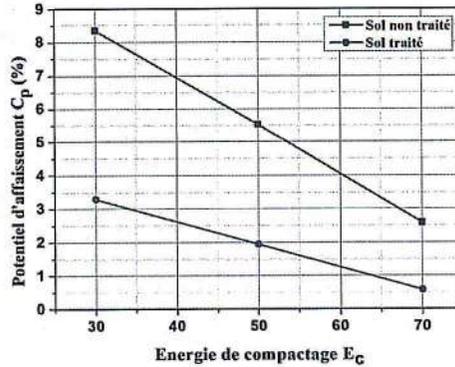


Figure .Variation de  $C_p$  en fonction de l'énergie du compactage ( $w_0=4\%$ )

c. *D'après les essais de compressibilité du sol non traité*

D'après la classification de Knight et Jennings [2], il y a risque d'effondrement si le  $C_p$  est supérieur à 1. En se basant sur cette classification, on constate que les résultats des Potentiels d'affaissement obtenus pour le sol non traité  $S_1$  varient de 2,58 % à 8,35% ; ce qui correspond aux rubriques allant de « trouble modéré à trouble sévère », ces résultats obtenus montrent clairement que le  $C_p$  diminue à chaque fois que l'énergie de compactage augmentent. La figure 5 représente un exemple des courbes oedométriques du sol  $S_1$  à la teneur en eau initiale et à différents énergie de compactage ( $E_c=30,50$  et  $70$  coups).

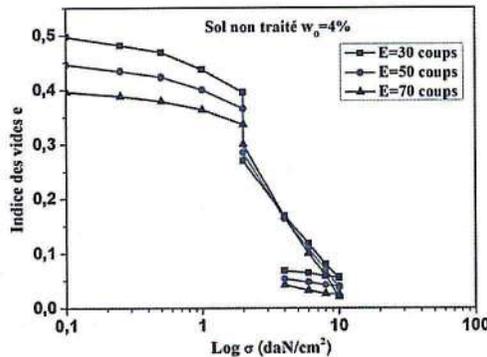


Figure .Courbe d'effondrement pour différentes énergies du compactage

d. *Influence du traitement bentonite-ciment sur les limites d'atterberg de sol traité*

Le sol utilisé dans la suite de la partie expérimentale est échantillon traité par un mélange bentonite-ciment (en poudre), selon la proportion indiquée ci-dessous.

Tableau . Caractéristiques géotechniques des sols

SOLS	$W_l$ (%)	$W_p$ (%)	$W_{om}$ (%)	$\gamma_{d,max}$ ( $t/m^3$ )
Sol non traité $S_1$ (75% Sable+25% Kaolin)	21.64	16.79	10.42	1.90
Sol traité $S_2$ $S_1$ + (10% Bentonite+2% Ciment)	32.49	24.59	13.23	1.80

D'après le tableau 4, on constate que la limite de liquidité du sol traité augmente par rapport au sol reconstitué ainsi que, la limite de plasticité, ce qui justifie l'effet du traitement sur les limites de consistance.

*e. Effet du mélange bentonite-ciment sur le potentiel d'affaissement de sol traité*

L'influence de mélange bentonite-ciment se manifeste par des valeurs du potentiel d'affaissement plus faible par rapport au sol témoin, variant de 0.57% à 3.29%, d'après la classification de Jennings et Knight [1], ce sol peut être classée, dans ce cas, dans la rubrique de « pas de risque à trouble modéré ».

Cependant, le degré du traitement permet de constater que le potentiel d'affaissement  $C_p$  décroît, ce qui montre l'efficacité de ce traitement. La figure 6 représente un exemple des courbes oedométriques du sol  $S_2$ , analogues à celle de [5], [9].

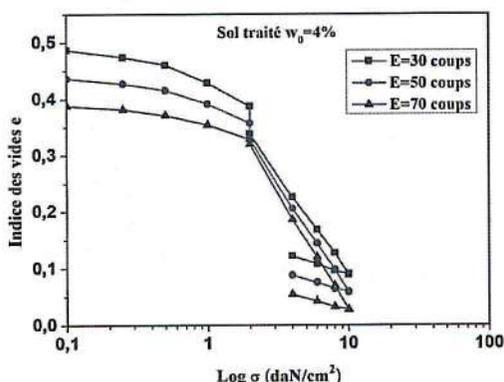


Figure .Courbe d'effondrement pour différentes énergies du compactage

#### 4 Conclusion

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à différentes proportions le kaolin, comme particules fines, avec le sable, ramené à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor et compacté à différentes énergies de compactage.
- Le comportement physique et mécanique du matériau reconstitué est lié d'une part à l'énergie de compactage ( $E_c$ ) et à sa teneur en eau initiale.
- Le potentiel  $C_p$  décroît remarquablement, lorsque l'énergie de compactage augmente.
- Les résultats obtenus montrent clairement une efficacité du mélange bentonite-ciment sur la réduction de l'effondrement des sols.
- Une augmentation des caractéristiques de consistance par le mélange bentonite-ciment est aussi observée.

#### Bibliographie

- [1] J.E. Jennings and K. Knight, "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure," Proc, 6<sup>th</sup>, Regional Conf, For Africa on SMFE, Durban, South Arica, pp. 99-105, 1975.
- [2] J.E. Jennings, and K. knight, "The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting, In proceeding, 4<sup>th</sup> International conference on soil mechanics and foundation engineering, pp 316-319.

- [3] J.G. Olabaria, "Etude du comportement des limons loessiques soumis aux vibrations ferroviaires, Tesina d'especialitat, Escola técnica superior d'enginyers de camins, Canals i ports de barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
- [4] K. Abbeche, O. Bahloul, T. Ayadat, and A. Bahloul, "Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method," *Experimental and applied modeling of unsaturated soils*, Proceedings of Geoshanghai, Shanghai, Chine. doi:10 1061/41103(396)10, June 2010.
- [5] K. Abbeche, T. Ayadat, and A. Lahmadi, "Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux," *Séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil*, pp.164-168, 2009.
- [6] M.S. Laouar, K. Abbeche, and F. Messaoud, "ultrasonic and cone penetrometer tests for predicting the collapsible soils", *IREMOS*, vol 3, n° 2, pp 194-201, 2010.
- [7] O. Bahloul, K. Abbeche, A. Bahloul, and A. Halitim, "Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils," *MJCE*, vol. 26, pp. 119-135, 2014.
- [8] T. Ayadat, B. Belouahri and R. Ait Ammar, "La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols," *Revue Française de Géotechnique*, n°83, pp. 73-81, 1998.
- [9] T. Ayadat, and H. Gherabli, "Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA 32,5," *Annales TIBTP*, pp. 34-43, Janvier 1995.
- [10] T. Ayadat, and S. Ouali, "Identification des sols affaissables basée sur les limites d'atterberg", *Note technique*, *Revue française de géotechnique*, 1999.

**EXPERIMENTAL STUDY OF CRUSHABLE EXPANDED CLAY****H. Ben Jamaa<sup>1</sup>, A. Kemama<sup>1</sup>, I. El-Ghezal<sup>1</sup>, H. Guiras<sup>1</sup> & M. Jamei<sup>1</sup>***[Haithem.benjamaa@gmail.com](mailto:Haithem.benjamaa@gmail.com)*<sup>1</sup>*Civil Engineering Laboratory, National engineering School of Tunis. Tunis, Tunisia.*

**Abstract :** *The current work is an experimental study of the behavior of the granular materials subjected to crushing phenomenon. The expanded clay was chosen as a model material thanks to its brittle crushing behavior under compressive forces. The study of this phenomenon can be very helpful to understand the soil's behavior submitted to several loads. Thus, many researches were led to investigate material's crushability and its effect on the macroscopic and microscopic properties. Several laboratory tests were conducted to investigate the parameters affecting the crushing phenomenon. Single grain compression, uniaxial and tri-axial compression tests were made to understand the effect of crushing on the grain size distribution (GSD), soil's frictional properties and mechanical behavior.*

**Key-Words:** *Granular materials, expanded clay, particle crushing, grain-size distribution.*

**1 Introduction**

Understanding the mechanical behaviour of granular materials, subjected to several kinds of loading, is the aim of several investigations in different fields. The design of civil engineering infrastructure, earth dam or drilling process is highly related to the response of grains submitted to the crushing phenomenon. Since it affects directly the granular size distribution (GSD), the soil's permeability may be reduced due to the crushing of granular materials according to several authors. In the case of earth dam, crushing can enhance the core's permeability, but in the case of drilling, it damages the surroundings of water or petroleum perforations by reducing the permeability, which leads to performance loss. The granular material's frictional properties are widely affected by the crushing phenomenon according to literature, which can dramatically damage the soil's mechanical properties and thus, induce structural instability. The expanded clay was chosen to be studied, as a model material, in this investigation thanks to its brittle crushing capacities, which can be very useful to understand the phenomenon. This material is widely used in the civil engineering structures thanks to its low cost, lightweight, thermal and acoustic insulation. For e.g. it is used as a building material in the case of light concrete, which reduce the structure's weight and enhance its acoustic and thermal performances, or in the case of light backfill under roads, bridges, embankments or railways to reduce the soil's settlement. An experimental study on the expanded clay was conducted to investigate the parameters that may affect its crushability. Series of single grain compression, uniaxial and tri-axial compression tests were made to investigate this phenomenon. The evolution of the material's GSD is studied for the two-second series of tests in order to identify the crushing amount for each loading. Single grain compression have proven that the smaller particles are more resistant than the bigger ones which can be related to the lower dimensions of internal pores. Although, the uniaxial and tri-axial compression have proven that smaller grains are more subjected to the crushing phenomenon. This result can be explained essentially by the low coordination number for small particles which increases its crushability.

**2 Single grain crushing**

According to Taylor's suggestion [1], the grain compressibility may be defined in two different states. The first is related to the surrounding pressure, known as  $c_s$ , and the second is related to the punctual forces, known as  $c_p$ . We have tried to study the concentrated forces compressibility through uniaxial test. In this case, we applied a constant displacement speed of 1mm/min using a loading cell and measured the axial load during the entire tes.

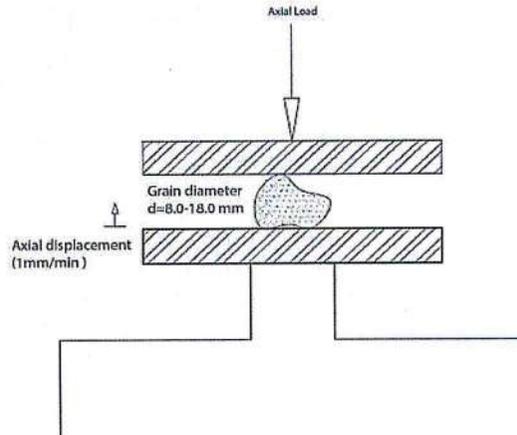


Figure 1: single grain uniaxial tests [2].

The test starts at the contact of the grain with the upper platen, and continues until the breakage of the entire grain and the loss of contact. In some cases, the grain is crushed but its contact with the platens remains so the axial load is not always zero at the end of test.

In order to have reliable tests, we have made 15 tests with different grains and different diameters from 8mm to 18 mm and then chosen the “good” tests. We have chosen to take the average stiffness for each interval of diameters from 10 to 13, 13 to 15 mm and 15 to 18mm. In the figure below, we have also chosen to eliminate the post-breakage zone for each grain to minimize the error and to have a good stiffness for each interval.

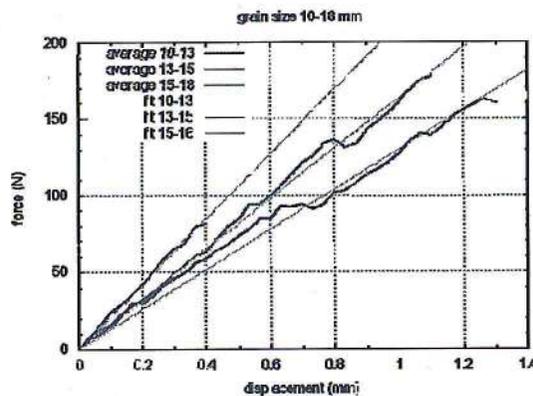


Figure 2: Force-Displacement curve of single grains crushing.

According to the single grain crushing data, we can see that the shear stiffness decreases with the increase of the grain's dimension. Which can be related to the decrease of grain's porosity and density. According to identification tests, we have found that the grain's density decreases with its dimensions.

The fragmentation manner was also investigated for single grain crushing in order to understand the crushability. Thus, the fragments were divided to three types according to their relative sizes compared to the original grain dimension. These calibers are the big, the medium and the finite

dimension. For the two first types, we were able to see and calculate the real number of fragments, unlike the finite elements. To solve this problem, we have chosen to count five finite fragments in the case of their existence for each grain.

### 3 Uniaxial compression test

In this section, we have studied the uniaxial compression test and its effects on the particle size distribution.

The study was done on five samples of expanded clay placed in a proctor mold ( $d=10.16$  cm) in order to have stiff walls. The test consisted on applying a constant vertical displacement of 1mm/min or 2mm/min and measuring the axial load during the compression test.

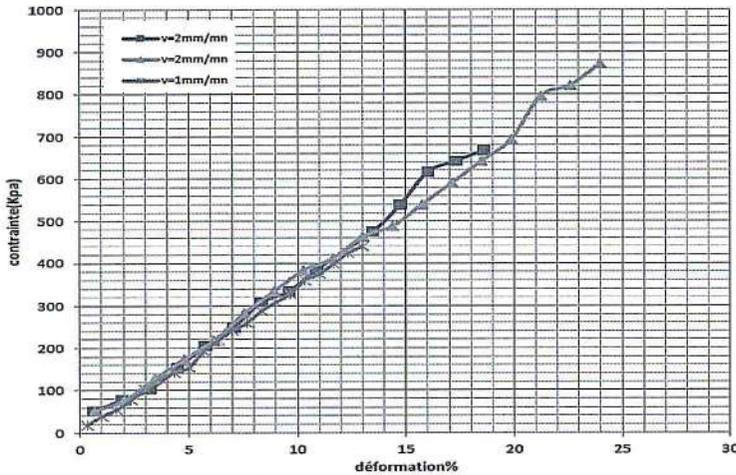


Figure 3: stress-strain curve of uniaxial compression tests.

The stress-strain curves for both speeds of charging have given linear behavior with a stiffness of 3.4MPa.

In order to study the effect of crushing on the particle size distribution, we have studied the specimen's granular proportions before and after the tests.

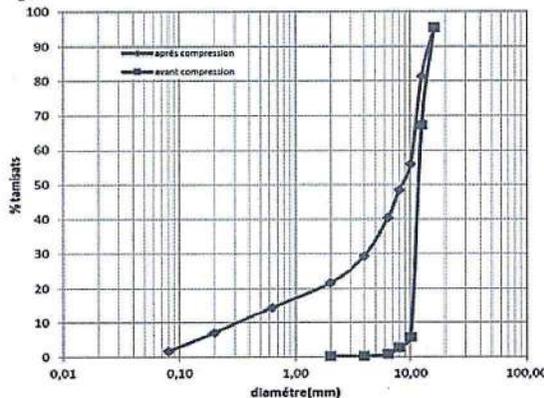


Figure 4: granular distribution before and after uniaxial compression tests.

We can see that the thinner particles are more affected than the large ones. In addition, the size distribution is wider thanks to the creation of new fine grains, which can lead to the increase of the specimen's density and compressibility. Statistical study was lead to see the most affected particles in the crushing procedure.

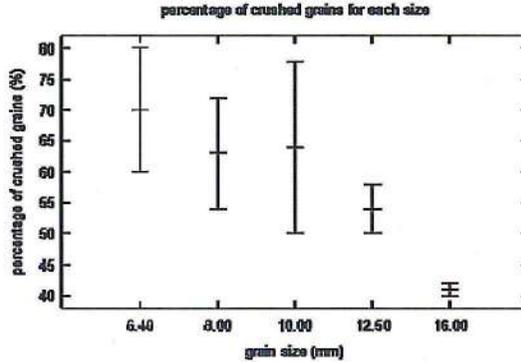


Figure 5: percentage of crushed grains after uniaxial compression test.

According to these results, we can say that the size of grains is a critical parameter. Thus, the smaller grains are more affected than the bigger ones unlike the unique grain test, which gave a lower crushability for the smaller grains.

This result can be explained by the effect of the size on the particle's coordination number. Which is a determinant parameter for the crushing of particles according to Tsungui who proved that the particle is easily crushed when its coordination number is low [3].

#### 4 Confined compression

Confined compression tests on the expanded clay were conducted in order to evaluate the effect of confining pressure on the crushing.

In the first place, isotropic compression tests were made with two different confining pressures (50 kPa and 150 kPa). GSD clearly less changed between the initial, first and second confining pressure.

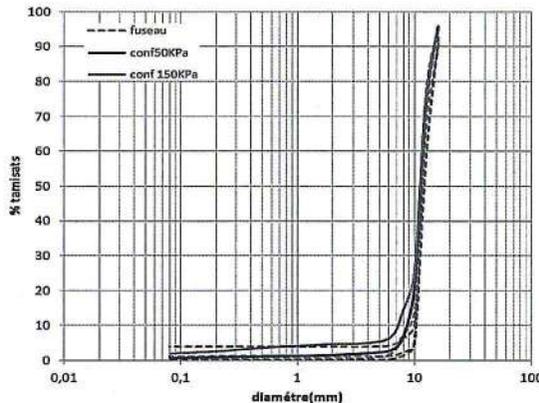


Figure 6: GSD before and after isotropic compression.

Thus, confining the sample leads to the increase of its crushability.

In the second place, confined shearing tests were made to study the effect of the crushing on the friction angle of the expanded clay. Assuming that this granular material is no cohesive, we can plot the Mohr coulomb criterion using only one Mohr circle for each test. Thus, we have found that the friction angle decreases with the increase of the confining pressure and therefore the increase of crushing.

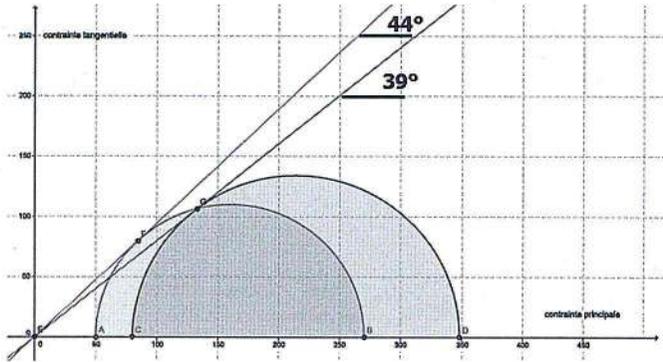


Figure 7: Mohr Coulomb criterion.

This result can be explained by the creation of new small particles, which led to a new GSD and then a new material. This assumption can be visualized by the GSD curves before and after the confined shearing tests.

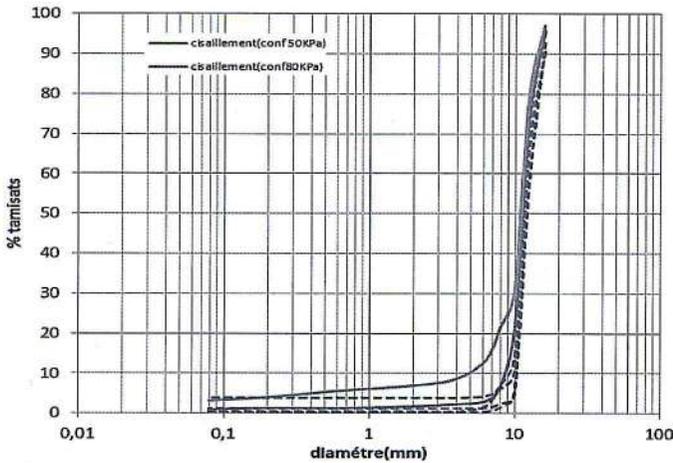


Figure 8: GSD before and after confined shearing test.

In order to investigate the most affected grain sizes by the crushing phenomenon during the confined shearing test, the GSD was studied. Therefore, a statistical investigation similar to the one led in the uniaxial tests was made. This study proved another time that the smaller grains were more affected than the bigger ones.

The figure below shows that the grains larger than 13 mm were unaffected by the tri-axial shearing test.

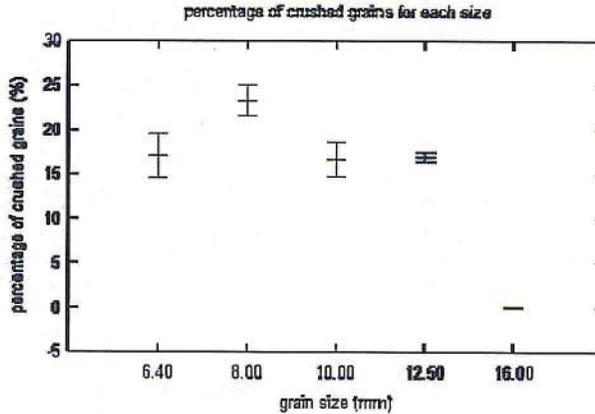


Figure 10: percentage of crushed grains after tri-axial shearing test.

## 5 Conclusion

In this study, we have investigated the effect of the crushing phenomenon induced by several types of loadings. Starting with the unique grain compression in order to measure the grain's strength and its response to the compressive force. This series of tests have proven that smaller grains are stronger than the bigger ones. On the other hand, GSD analysis before and after the uniaxial compression tests and the tri-axial tests led to another result, in which the bigger grains are less subjected to the crushing phenomenon. The high coordination number for big grains can explain this result. Further experimental investigation in addition to numerical simulations are needed to find more explanations for these primary results and to study the effect of water content on the crushing phenomenon.

## References

- [1] D. W. Taylor. Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 8th edition, June 1955.
- [2] S. Georgopoulos Thesis, Mechanical behavior of granular media with soft particles, 2006.
- [3] Tsoungui, O., Vallet, D., Charmet, J.C. : Numerical model for crushing of grains inside two-dimensional granular material. Powder Technol. 105, 190-198 (1999)
- [4] Lee, K.L., Farhoomand, I.: Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. Can. Geotech. J. 4(1), 68-86 (1967)
- [5] Papamichos, E., Vardoulakis, I., Oudafel, H.: Permeability reduction due to grain crushing around a perforation. Int. J. Rock. Mini. Sci. Geomech. 30(7), 1223-1229 (1993)
- [6] Sukumaran, B. Einav, I. Dyskin, A.V.: Qualitative assessment of the influence of coordination number on crushing strength using DEM. In: Proceedings of the Fifth World Congress on Particle Technology, April 23-27, Orlando, Florida, USA (2006)

## EVOLUTION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES SOUS CHARGEMENT ISOTROPE POUR UN SOL FIN COMPACTE

**Benchouk Assia<sup>1</sup>, Derfouf F-E Mounir<sup>1</sup>, Lachgueur Karima<sup>1</sup>, Abou-Bekr Nabil<sup>1</sup>, Taibi Said<sup>2</sup>.**

*benchouk.assia@gmail.com*

<sup>1</sup>Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen.

<sup>2</sup>Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 3102, Université du Havre, France.

**Résumé :** L'analyse du comportement des noyaux de barrages en terre compactée requiert la connaissance de l'évolution des pressions interstitielles sous l'effet des cycles de chargement déchargement. Ces pressions interstitielles présentent une importance capitale dans la stabilité à court terme de ces ouvrages. La prédiction de ces chemins est une nécessité pratique. On présente les résultats des essais de compression isotrope non saturés au triaxial réalisés sur le matériau du noyau de barrage de Boughrara à Tlemcen (nord-ouest de l'Algérie). Ce matériau présente une limite de liquidité  $\omega_L$  de 54% et un indice de plasticité de 26%. La cellule triaxiale utilisée dans les essais expérimentaux est issue d'une cellule classique adaptée de telle façon à mesurer la succion initiale des échantillons compactés par tensiométrie. Les échantillons soumis au chargement isotrope sont tous compactés à la densité sèche maximale Optimum Proctor Normal (OPN) qui est de  $16.2 \text{ kN/m}^3$  pour ce matériau. En parallèle on a fait varier la teneur en eau autour de l'optimum Proctor : OPN, OPN-2% et OPN+2%, notons que la teneur en eau à l'optimum est de 21%.

**Mots-Clés :** Compacté, non saturé, tensiométrie, chargement isotrope, coefficient B de Skempton.

**Abstract:** The analysis of compacted earth coresdam requires the knowledge of the evolution of pore pressures under a loading- unloading cycles. These pore pressures have an importance in the stability of these structures. The prediction of these paths is a practical necessity. We present the results of unsaturated isotropic triaxial compression tests performed on the material of Boughrara dam inTlemcen (north-west of Algeria). This material has a liquid limit  $\omega_L = 54\%$  and a plasticity index of 26%. The samples submitted to isotropic loading are all compacted to maximum Proctor dry density (OPN) which is  $16.2 \text{ kN/ m}^3$  for this material. In parallel, the water content was varied around the optimal Proctor: OPN, OPN-2% and + 2% OPN, note that the water content in the optimum is 21%.

**Key-Words:** Compacted unsaturated, tensiometer, isotropic load, B coefficient of Skempton.

### 1 Introduction

La prise en compte de la non-saturation n'est pas courante dans la pratique du dimensionnement des ouvrages géotechniques jusqu'à l'heure actuelle et peu d'auteurs se sont intéressés au comportement des sols quasi saturés. Ce domaine où l'air est occlus dans le fluide interstitiel, correspond pourtant à de nombreux cas pratiques tels que les remblais ou barrages.

Dans cette communication, on focalisera sur l'évolution des pressions interstitielles dans un sol quasi saturé sous l'application de contraintes isotropes. On notera que peu nombreux sont les auteurs qui se sont penchés sur l'étude de ce phénomène, on citera [1], [2], [3], [4], [5].

On présentera dans ce travail, les résultats d'une étude expérimentale réalisé sur le matériau du noyau de barrage de Boughrara. On analysera le comportement sur chemins isotropes non drainés du sol étudié compacté autour de l'optimum Proctor (côté sec et coté humide). Ceci dans l'optique d'estimer le coefficient B de Skempton qui est par définition le rapport de la surpression interstitielle à la surcharge isotrope.

### 2 Matériau étudié

La présente étude analyse le matériau de Boughrara utilisé dans la construction du noyau du barrage Boughrara. Ce barrage est le plus important de la wilaya de Tlemcen, il est situé sur le point de confluence entre l'oued Tafna et l'oued Mouillah à environ 60km au Nord-Ouest de la ville de Tlemcen.

Les résultats des essais d'identifications sont représentés dans les tableaux 1 et 2. En analysant les résultats en termes de granulométrie, limite de liquidité, valeur de Bleu, % de  $\text{CaCO}_3$  et matières organiques, on arrive à la conclusion que le matériau est une argile marneuse très plastique et d'après la classification USCS/LCPC, ce sol est désigné par : fO-At, argile très plastique faiblement organique. Les caractéristiques de compactage à l'optimum Proctor normal sont données :

Tableau 1. Paramètres physiques de l'argile de Boughrara.

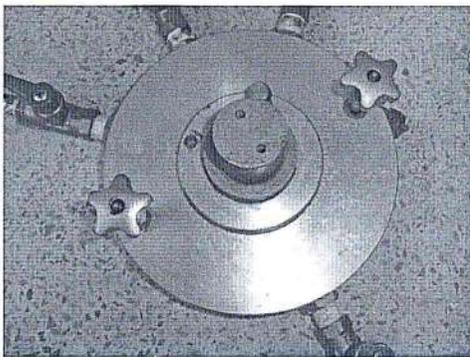
Granulométrie			Plasticité			Densité des grains solides	Compactage			
<80 $\mu\text{m}$	<2 $\mu\text{m}$ (2)	$d_{60}$	$d_{30}$	$d_{10}$	$w_L$	$w_P$	$I_p$	$\gamma_s/\gamma_w$	$w_{opt}$	$\gamma_{dmax}$
97%	72%	1 $\mu\text{m}$	0.7 $\mu\text{m}$	0.6 $\mu\text{m}$	54%	26%	28%	2.65	21%	16.2kN/m <sup>3</sup>

Tableau 2. Paramètres chimiques de l'argile de Boughrara.

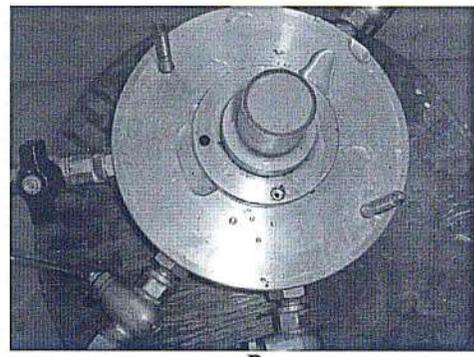
Teneur en $\text{CaCO}_3$	Valeur de Bleu	Surface Spécifique	Teneur en MO	Ac
20%	10.11	212 m <sup>2</sup> /g	5-6.5%	0.39

### 3 Matériel utilisé et protocole expérimental

La cellule triaxiale utilisée dans les essais expérimentaux est issue d'une cellule classique en apportant une modification sur sa base permettant ainsi de réaliser des essais spécifiques aux sols non saturés. L'embase de la cellule triaxiale classique (cf. *figure 1.A*) a été taraudée afin de permettre à une pierre céramique, qui a une pression d'entrée d'air de 500 kPa, de prendre place dans cette base triaxiale (cf. *figure 1.B*). Cette pierre céramique est bien fixée à la base de telle sorte que la pierre s'emboîte parfaitement dans l'emplacement prévu.



A



B

Figure 1. Base de la cellule triaxiale (A : Avant modifications, B : Après modifications).

L'intérêt des modifications apportées est de mesurer lors des essais triaxiaux les valeurs des pressions interstitielles négatives initiales (ou succions) des échantillons étudiés.

Pour l'ensemble des essais triaxiaux réalisés, le protocole suivant est appliqué pour la préparation, mise en place des échantillons et déroulement de l'essai :

- Compactage statique des échantillons (échantillon de 5cm de hauteur).

- Introduire l'échantillon compacté dans la cellule triaxiale, le poser directement sur la pierre céramique tout en prenant le soin de mettre au préalable une fine couche de kaolin sous forme de pâte pour assurer un bon contact avec la base et l'échantillon.
- Faire le montage classique d'un essai triaxial, tout en s'assurant que tout le circuit est saturé.
- Les essais réalisés sont non consolidés non drainés donc tous les robinets sont fermés, sauf celui de la pression interstitielle qui est relié à un capteur de pression interstitielle absolue.
- Le dispositif expérimental est relié à une acquisition, les contraintes isotropes sont générées par un GDS.
- La première étape de l'essai consiste à mesurer la succion initiale de l'échantillon par tensiométrie sous contrainte nulle.
- Après, différentes contraintes isotropes sont appliquées par paliers successifs :100-200-400-600-800-1000-1200 et 1500 kPa. Avant de passer au palier supérieur il faut laisser les pressions interstitielles se stabiliser, cette phase de stabilisation dure de 24 à 48 heures pour chaque palier (cf. *figure 2*). Ce qui signifie que chaque essai complet dure en moyenne 3 semaines.

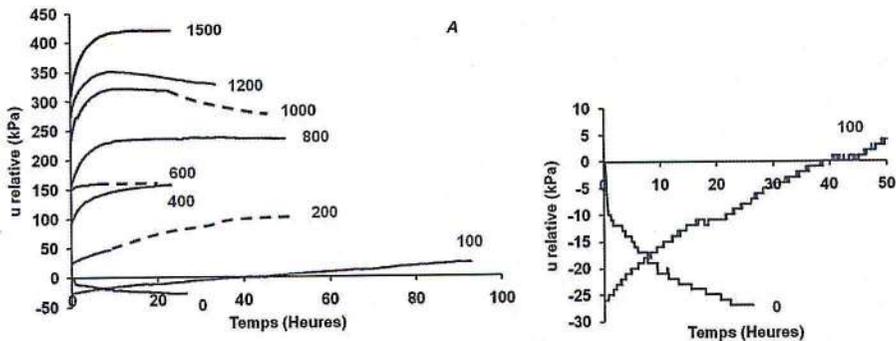


Figure 2. Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai à l'OPN+2(avec zoom au voisinage de 0 à droite).

Les échantillons ont été préparés à différents teneurs en eau et à la densité OPN. Les échantillons sont compactés statiquement dans une presse C.B.R à une vitesse de 1.5 mm/mn. Les conditions initiales des échantillons étudiés sont données dans le tableau 3.

Tableau 3. Conditions initiales des échantillons étudiés

Echantillon	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\omega$ (%)	Sr (%)
OPN-2%	16.1	19.6	84.0
OPN	16.4	20.8	90.3
OPN+2%	16.0	22.9	96.3

#### 4 Résultats et discussion

Les résultats de l'évolution de la pression interstitielle en fonction des contraintes isotropes appliquées, pour chaque état initial (OPN-2, OPN et OPN+2%), sont représentés sur la figure suivante :

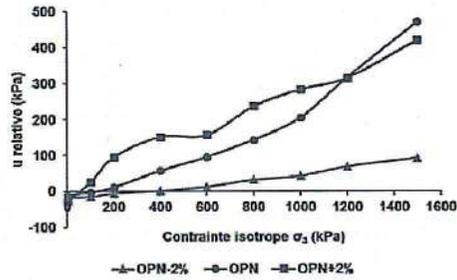


Figure 3. Evolution des pressions interstitielles suivant les contraintes isotropes appliquées.

On constate que pour chaque état initial, la pression interstitielle augmente quand la contrainte isotrope  $\sigma_3$  augmente. Cette augmentation est moins importante du côté sec de la courbe Proctor (OPN-2%) et va augmenter à l'OPN pour devenir plus significative du côté humide (OPN+2%).

En faisant un zoom à l'origine de la *figure 3*, on a les valeurs de pressions interstitielles négatives mesurées par tensiométrie grâce au capteur de pression interstitielle relié à la base de la cellule triaxiale. Donc à contrainte extérieure nulle, les valeurs des succions initiales mesurées sont de -17 kPa à l'OPN-2% ; -10 kPa à l'OPN et de -27 kPa à l'OPN+2%.

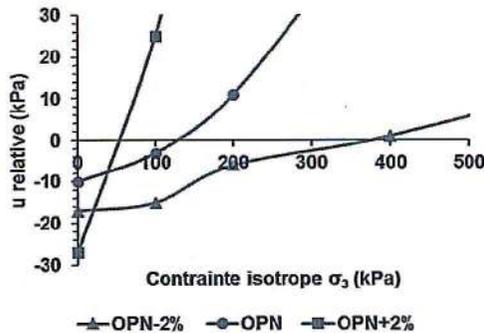


Figure 4. Zoom à l'origine de la figure 3.

Pour chaque palier de chargement le rapport entre la variation de la pression interstitielle et la variation de la contrainte isotrope est déterminé. Ce rapport ( $\Delta u / \Delta \sigma_3$ ) représente le coefficient B de Skempton. Les résultats pour chaque état initial sont reportés ci-après :

Tableau 4. Valeurs du coefficient B de Skempton.

OPN-2%			OPN			OPN+2%		
$\sigma_3$	$u_{relative}$	B	$\sigma_3$ (kPa)	$u_{relative}$	B	$\sigma_3$ (kPa)	$u_{relative}$	B
0	-17	-	0	-10	-	0	-27	-
100	-15	0.200	100	-3	0.070	100	25	0.520
200	-6	0.090	200	11	0.140	200	95	0.700
400	1	0.035	400	57	0.230	400	151	0.280
600	12	0.055	600	95	0.190	600	157	0.030

800	31	0.095	800	143	0.240	800	236	0.395
1000	42	0.055	1000	205	0.310	1000	283	0.235
1200	68	0.130	1200	316	0.555	1200	315	0.160
1500	92	0.080	1500	471	0.517	1500	420	0.350

Les valeurs du coefficient de pression interstitielle B sont reportées sur le graphique de la figure 5. On constate que les valeurs obtenues du côté sec de l'optimum sont relativement faibles. Les valeurs de B commencent à augmenter pour l'échantillon compacté à l'OPN et dépassent la valeur de  $B = 0.5$ .

Pour le coté humide ou le sol est dans état quasi saturé ( $S_r = 96\%$ ), on constate qu'on a atteint une valeur maximale de B de 0.7 pour un chargement isotrope de 200 kPa. Ensuite on remarque une diminution de la valeur de B, probablement causée par une petite déperdition ou la présence d'une bulle d'air dans le circuit.

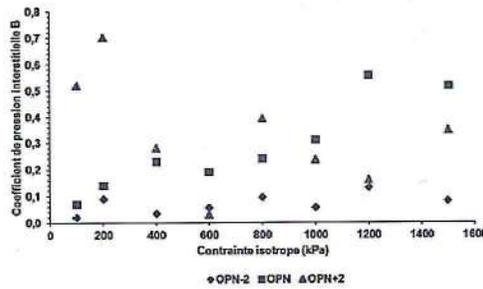


Figure 5. Variation du coefficient B de Skempton en fonction des contraintes appliquées.

## 5 Conclusion

Les essais en compression isotropes sur les matériaux compactés sont des essais complexes et longs à réaliser, comportant plusieurs risques (micro fuites, continuité de l'eau dans le circuit de mesure, ...) lors de l'exécution pouvant influencer sur le résultat final. Les essais isotropes non drainés montrent que la variation du paramètre B croît légèrement avec les teneurs en eau initiales. Plus on s'approche de l'état quasi saturé, plus le coefficient B de Skempton augmente mais ne dépasse pas la valeur de 0.7, ce qui est loin de la valeur de B à saturation.

## Bibliographie

- [1] S.TAIBI, 1994: Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation- Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- [2] A.H.P. LINS, SANDRONI S. S., SILL, G C, 1995: An experimental analysis of the development of pore-water pressure in an unsaturated compacted soil in Proceedings of the first international conference on unsaturated soils - UNSAT '95, Paris, France.
- [3] P. R. VAUGHAN, 2003: Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles *in* Géotechnique, Volume 53, No. 2, Institution of Civil Engineers Publishing, ICE.
- [4] F.A. MMARINHO. & MASSAD F., 2011: Behaviour of wet fill using residual soil. In: 5th International Conference on Unsaturated Soils, 2010, Barcelona. Unsaturated Soils. London : Taylor & Francis Group, 2010. v. 2. p. 1419-1424.
- [5] F.A.M MARINHO, STANDING J., KUWAGIMA R.M., 2003: Soil suction development under isotropic loading and unloading in a compacted residual soil *in* Solos e Rochas, São Paulo, 26, (2): Maio-Agosto.

## PATHOLOGIE DES SOLS DANS LA REGION DE SAIDA

**Benhamou Youcef<sup>1</sup>, Ameer Mohammed<sup>2</sup>, Mekerta Belkacem<sup>2,3</sup>,  
Kazi-Aoual Fatih<sup>2</sup>, Semcha Abdélaziz<sup>2,3</sup> et Sadok Abdelfeteh<sup>4</sup>.**

*[benhamouyoucef@yahoo.fr](mailto:benhamouyoucef@yahoo.fr)*

<sup>1</sup> *Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique d'Oran (ENPO).*

<sup>2</sup> *Laboratoire de Recherche Matériaux (LABMAT), Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique d'Oran (ENPO).*

<sup>3</sup> *Université d'Adrar.*

<sup>4</sup> *Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnemental, Département Génie Civil et Environnemental (GCE), (LGCgE), Ecole des mines de Douai, Université Lille 1 Nord de France.*

**Résumé:** *Les problèmes posés aux ouvrages de génie civil par le comportement de certains sols dits « gonflants » sont largement répandus et affectent différents types d'ouvrages. Le phénomène intéresse en effet plus d'une région et s'étend sur de vastes secteurs géographiques, néanmoins il ne constitue généralement l'objet d'attention qu'après apparition des signes de sinistres. En Algérie, le constat est déjà relevé dans plusieurs régions à l'exemple d'Oran, Hassi-messaoud, In-amenas, Tlemcen, Mila, Souk-Ahras, etc... Il en reste d'autres régions où le phénomène prend de l'ampleur alors qu'il n'est pas suffisamment mis à l'exergue.*

*La région de Saida qui se caractérise par un climat semi-aride à grandes variations climatologiques, se distingue aussi de point de vue géologique par une formation argileuse dominante appelée « Argiles de Saida » [6]. Ces deux aspects constituent pour la région des prédispositions suffisantes à l'apparition de plusieurs cas pathologiques en relation avec le sol d'assise. A travers le présent article nous voudrions contribuer à faire connaître d'avantage la région de Saida de point de vue sensibilité au phénomène de retrait gonflement des argiles et son degré d'exposition aux risques qu'il génère.*

**Mots clefs :** *Fissures, Pathologie, Sols gonflants, Stabilisation, Réhabilitation*

**Summary:** *The problems in civil engineering by the behavior of some soils called "expansive soils" are widely widespread and affect different types of constructions. The phenomenon interested indeed more than one region and extends over large geographic areas however it is usually the object of attention after appearance of sinister signs. In Algeria, the situation is already observed in several areas, for example: Oran, Hassi-Messaoud, In-Amenas, Tlemcen, Mila, Souk Ahras,.....but for several others regions, the phenomenon is not yet in evidence, although it take the magnitude*

*The Saida region, which is characterized by a semi-arid climate with great climatic variations, is also distinguished from a geological point of view by a dominant clay formation called "Clay Saida". These two aspects constitute for the region, the predispositions sufficient to the onset of pathological conditions related to the ground seat. Through this article we would like to contribute to make known more, the sensibility of Saida region to the phenomenon of withdrawal swelling of clays and its degree of exposure to risks it generates.*

**Keywords:** *Cracks, Pathology, expansive soils, stabilization, rehabilitation*

### 1 Introduction:

Dans la région de Saida, il est recensé plusieurs cas pathologiques liés au comportement de certains sols dit « gonflants ». En effet et à l'issue de l'enquête menée dans la cadre de nos travaux de recherche, plusieurs édifices construits notamment dans les années 1970, présentent actuellement des signes de dégradations sérieux. Ces derniers, se manifestent par des fissures au niveau de la superstructure, générées par le phénomène de retrait-gonflement n'ayant pas été pris en considération lors de la réalisation.

A travers le présent article, nous présenterons certains aspects et contextes qui caractérisent la région de Saida notamment ceux qui sont en relation directe avec le phénomène de retrait gonflement des argiles. Nous mettrons en évidence quelque cas pathologique constatés à travers

certaines constructions et établissements en cours d'exploitation. Ainsi qu'une analyse des résultats obtenus à travers les études de sols déjà élaborées à l'échelle de la ville de Saida.

## 2 Quelques aspects et contextes liés à la région de Saida

### *Situation géographique:*

La région de Saida est localisée au nord-ouest de l'Algérie, entre le début de la steppe et la limite de Chott Chergui. Le territoire de la Wilaya est limité au Nord par la wilaya de Mascara, à l'Est par la wilaya de Tiaret, au Sud par la wilaya d'El-Bayadh et à l'Ouest par la wilaya de Sidi-Bellabes[1].

La ville de Saida, chef-lieu de la Wilaya du même nom, est située presque au milieu de la wilaya. Elle est positionnée entre « Djebel Abdelkrim » à l'est et « Djebel Sidi-Youcef » à l'Ouest. Elle a pour altitude moyenne 800 mètres[1].

### *Description géologique*

Les principales formations géologiques au quaternaire sur lesquelles repose la ville de Saida et ses zones d'extensions immédiates sont:

#### Le Plio-Quaternaire

Ils sont constitués de conglomérats, d'argiles, de limons de croûtes calcaires. L'ensemble de ces formations est argileux et vraisemblablement peu perméable. [4].

#### Le Kimmeridgien

C'est une formation qui est très peu représentée dans la région, elle est constituée par une série de dolomies construite en gros bancs surmontant les assises dolomitiques gréseuses du lusitanien appelées « Dolomies de Tlemcen ». [4].

#### Les argiles vertes de Saida du Collovo-oxfordien

Cette formation est constituée par les " Argiles de Saïda " qui comportent quelques Bancs gréseux. Elle est très répandue dans les vallées de Saïda. Son épaisseur est très importante elle est de l'ordre de de 250 m et peut atteindre par endroits 300 m (G.pitaud.1973, d'après) [4].

### *Aperçu tectonique et contexte sismique*

Les principales failles reconnues par la géologie ont une forme générale allongée dans la direction Nord-Sud dans la vallée de Saïda et Sud-Ouest-Nord-est sur le reste de la région. Les directions des failles secondaires Nord-Sud sont conjuguées avec d'autres orientées Nord-Ouest, Sud-Est. Ce réseau de failles découpe la région en de nombreux panneaux Parallélépipédiques à la faveur de deux accidents sub-parallèles orientés Nord, Nord-Est et Sud Sud-Ouest (G. Pitaud 1973, d'après [4]).

Ces mouvements verticaux du socle se sont produits durant le plissement de la chaîne tellienne et ont provoqué d'importantes fractures fréquemment associées à des circulations de fluides.

De point de vue sismicité, le tableau comportant la classification sismique des wilayas et communes de l'Algérie, de l'annexe « I » des règles parasismiques Algérienne (RPA 99 version 2003) [3], donne pour la wilaya de Saida un classement en zone sismique I : zone de faible sismicité.

### *Aspect hydro climatique*

Par rapport au climat du pays caractérisé par un climat méditerranéen au littoral et désertique au sud, la Wilaya de Saida située dans les hautes plaines oranaises constitue un domaine intermédiaire (toutes les méthodes de classification du climat, concordent à attribuer un climat *semi-aride* à cette zone marquée par une *sécheresse élevée en été* opposée à un *hiver pluvieux et froid en hiver*.

Les températures les plus élevées sont enregistrées durant les mois de Juillet et Août, où elles atteignent une température maximale moyenne de 36 °C, ce qui se traduit par une forte évaporation. Les basses températures se manifestent au mois de février avec une température minimale moyenne de 2,5 °C. La figure (1), représente les variations mensuelles de Température sur 30 ans de la région de Saïda. [5].

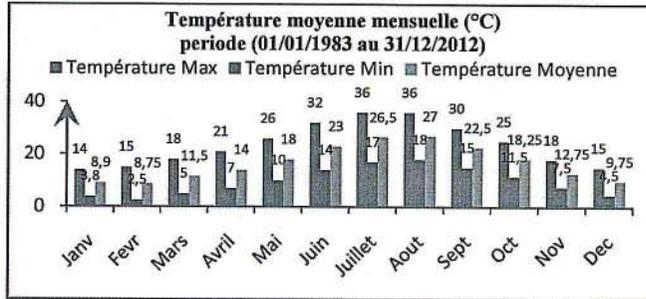


Figure 1. Température Moyennes de la région de Saïda [5]

En matière de pluviométrie, la wilaya de Saïda reçoit en moyenne une pluviométrie annuelle de l'ordre de 348 mm [5] et de point de vue bioclimatique, la partie Nord de la wilaya appartient au semi-aride frais et la partie Sud à l'aride froid[2].Le tableau (1), montre la pluviométrie mensuelle de l'année 2014 mesurée en mm.

Tableau 1. Pluviométrie moyenne mensuelle [5]

Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
421	56	39	47	44	38	16	5	6	28	47	39	56

L'indice d'aridité annuel qui caractérise le pouvoir évaporant de l'air à partir de la température (Guyot, 1997, in [2])est déterminé comme suit :

$$I = \frac{P}{(T+10)} \quad (1) \quad \text{Avec : } P : \text{précipitations annuelles en millimètres.}$$

$$T : \text{température moyenne annuelle en } ^\circ\text{C.}$$

Pour la précipitation annuelle  $P = 421$  mm et une température moyenne annuelle :  $T = 16,7^\circ\text{C}$ . L'indice d'aridité de la région de Saïda est de 15,76, ce qui attribue à la région à un climat semi-aride sec avec un écoulement temporaire et une tendance à la sécheresse.

De Martonne a proposé ainsi la classification des climats en fonction des valeurs de cet indice (d'après [2]). Cette classification du climat est donnée dans le tableau2.où un indice de 20 représente la limite de la sécheresse.

Tableau 2. Classification des climats selon la valeur de l'indice d'aridité (Guyot, 1997, in [2]).

Valeur de l'indice	Type de climat
$0 < I < 5$	Hyper-aride
$5 < I < 10$	Arde
$10 < I < 20$	Semi-aride
$20 < I < 30$	Semi-humide
$30 < I < 55$	Humide

### 3 Cas de désordres rencontrés à l'échelle de la ville de Saïda.

L'enquête que nous avons menée dans le cadre de nos travaux de recherche, à l'échelle de la commune a mis en évidence, l'existence effective de plus d'une construction qui présente des désordres assez conséquents et qui sont à priori causés par le comportement du sol d'assise. Les figures ainsi représentées ci-après, en témoignent sur quelques constats relevés à travers quelques établissements auxquelles on a pu accéder, il s'agit entre autres de : L'école normale « ex. ITE », du siège bureau d'étude et de réalisation en urbanisme « ex.URSA » et d'une école primaire se situant à la cité des 400 logements (figures.2 à 15).

- **ITE DE SAIDA :** Il s'agit d'un projet construit, durant les années 1970. Il est constitué de plusieurs bâtiments dont le nombre d'étages est différent. On trouve des bâtiments en RDC, RDC+1 et en RDC+2. Il est situé à l'intérieur de l'ancien tissu urbain de la ville de Saïda. Autours des bâtiments, Il y'a présence d'une végétation arborée intense constituées d'eucalyptus et de chêne verts (figures.2 à 15).

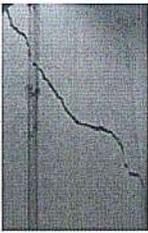


Figure 2. Fissure de forme oblique, horizontale ou verticale sur cloisons intérieures

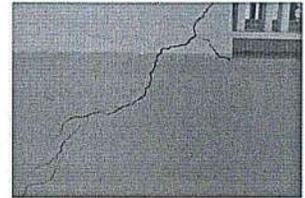
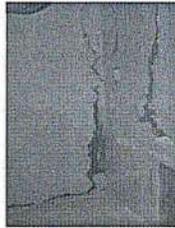


Figure 3. Fissure de forme oblique sur murs de façades

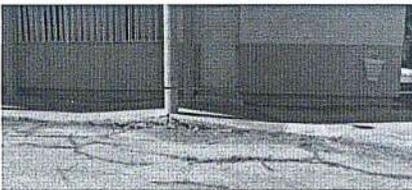


Figure 4. Déformation du dallage périphérique et du revêtement de chaussée

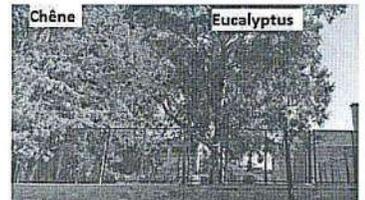


Figure 5. Végétation arborée intense autour des bâtiments touchés

- **SIEGE DE L'URSA SAIDA :** Il s'agit d'un siège construit en R+1 au début des années 90. Il est situé à la cité des 400 logements et à l'intérieur du tissu urbain de la ville de Saïda. Il est à signaler qu'il est procédé au colmatage des fissures plusieurs fois et à chaque fois elles réapparaissent de nouveau et s'élargissent d'avantage (figures.6. à 11).



Figure 6. Fissures horizontales en têtes des cloisons intérieures

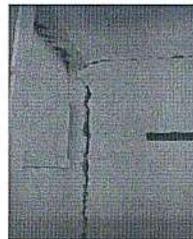


Figure 7. Fissures verticales et horizontales sur cloisons intérieures



Figure 8. Fissures horizontales à la base de cloisons intérieures

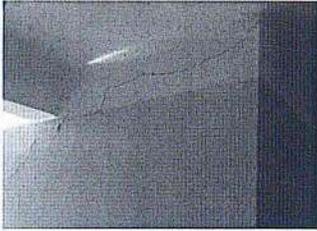


Figure 9. Fissures obliques en tête des cloisons intérieures

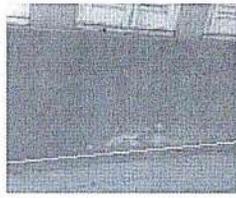


Figure 10. Affaissement du dallage périphérique

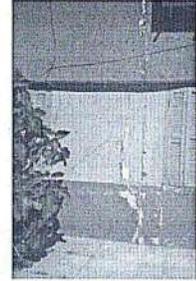


Figure 11. Fissures en croix et verticales sur murs de façade

- **ECOLE PRIMAIRE REMAS KERROUM :** Il s'agit d'une école primaire construite les années 1970 avant le siège de l'URSA décrit précédemment et avec lequel il fait mitoyenneté. C'est un établissement construit en R+1 avec une structure porteuse de type portiques auto stables (Poteaux poutre). A signaler qu'il s'agit d'un ouvrage qui a été expertisé par les services du CTC. Et devant l'importance des désordres qu'il a subit, il a été décidé de sa démolition et la construction d'une école neuve déjà inscrite. Les (figures 12 à 15) illustrent quelques désordres constatés.



Figure12. Fissures en croix à sur un pignon à l'entrée du bâtiment

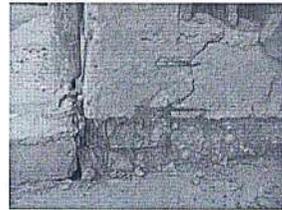


Figure13. Cisaillement d'une longrine avec Effritement du béton

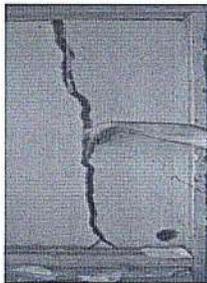


Figure14. Fissure très importante de l'ordre de 02cm sur une cloison en maçonnerie



Figure15. Ouverture du joint

#### 4 Analyse et interprétation des résultats obtenus à travers les études de sols à l'échelle de la ville de Saida

L'expansion urbanistique dont elle a bénéficié ces dernières années la commune de Saida à l'instar d'autres régions d'Algérie, a fait constituer en parallèle un répertoire aussi conséquent en matière de résultats géotechniques. Chaque projet a fait occasionner une étude géotechnique du site sur lequel est fondé.

La présente analyse a pour objet d'en tirer profit des résultats d'un certain nombre d'études élaborées à l'échelle de la commune de Saida. Ces études sont réalisées par différents laboratoires au profit des maîtres d'ouvrages dans le but de s'en servir pour le dimensionnement des projets.

La présente analyse est conçue sous forme d'enquête, suivie d'analyses statistiques. Elle est basée sur les résultats des 67 rapports de sol que nous avons pu consulter. Les figures suivantes de 16 à 19 sont des représentations graphiques des conclusions par nature et les paramètres étudiés.

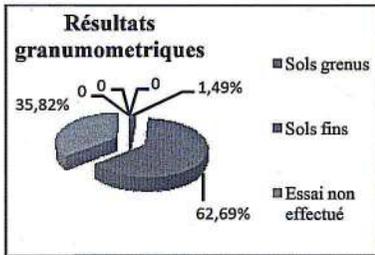


Figure 16. Graphe illustrant les résultats selon la granulométrie

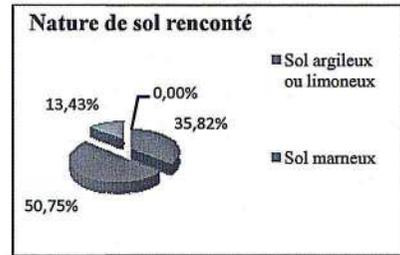


Figure 17. Graphe illustrant les résultats selon les formations rencontrées

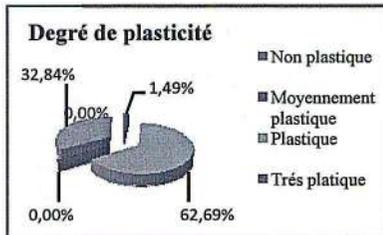


Figure 18. Graphe illustrant les résultats selon le degré de plasticité

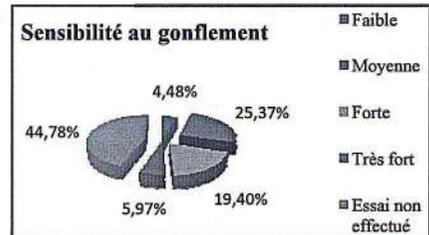


Figure 19. Graphe illustrant les résultats selon la sensibilité au gonflement

L'interprétation de ces graphiques nous permet d'en tirer les conclusions suivantes:

- 1- les sols rencontrés sont à prédominance des sols fins avec un taux de représentativité de 62,69 %.
- 2- Les sols rencontrés sont à prédominance des sols marneux qui représentent un taux de 50,75 %, suivi de sols argileux avec un pourcentage de 35,82 %.
- 3- Les sols plastiques occupent une place la plus importante avec un taux de représentativité de 62,69 %.
- 4- Selon la sensibilité au gonflement, l'interprétation des résultats, montre que pour un grand nombre d'études élaborées, les essais œdométriques n'ont pas été effectués (voir 44,78%). Le reste des résultats exprimés, donnent aux sols à sensibilité forte au gonflement un taux de représentativité de 19,40 %. Il est suivi des sols moyennement sensibles au gonflement à des sols à sensibilité très forte de 5,97 %. Ce qui nous permis d'en déduire que les sols à sensibilité forte occupe une place plus importante.

En résumé, on peut conclure à priori que les sols rencontrés à l'échelle de la commune de Saida sont majoritairement des sols fins, constitués dans l'ordre de prédominance marneux, d'argile et parfois des sables fins. Ils sont souvent plastiques à très plastiques, présentant un potentiel de tassement et de gonflement assez marqué.

## 5 Conclusion

Les constructions présentées pour avoir subi des désordres, ne représentent en réalité que des cas témoins de la présence du phénomène. Il pourrait exister d'autres ouvrages qui seraient touchés et d'une manière plus sévère alors qu'ils ne sont pas encore recensés. Il est souhaité que les services habilités fassent une enquête plus générale, répertorient l'ensemble des cas existants à l'échelle de la commune et même à l'échelle de la wilaya pour en connaître l'ampleur et l'étendu du risque pour qu'à la limite, les constructeurs seront convaincus de la nécessité de donner plus d'importances aux études de caractérisation des sols avant de construire.

## Bibliographie

- [1] (ANDI) – 2014). Agence Nationale de développement de l'investissement. INVEST IN ALGERIA. « guichet unique décentralisé de Saïda »
- [2] (KERRACHE Ghaouti 2011). *Impacts du préaménagement sur les formations forestières : cas de la forêt de Fenouane (Commune de Ain El Hadjar, W de Saïda, Algérie)*, thèse de magister, université de Université Aboubekr Belkaid Tlemcen. Algérie
- [3] (M.H.U.V 2003) DTR B C 2 48, *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003*, Centre National de Recherche Appliquée en Genie-Parasismique.
- [4] (Mordi Khelifa 2008 (ANRH). *Synthèses Hydrogéologique de la région de Saïda. Agee Nationale des ressources hydraulique*, Direction régionale de saïda.
- [5] (STATION METEOROLOGIQUE DE SAIDA, 2013), *Température Moyennes de de la région de Saïda*
- [6] T. Ouardas., (1983). *Sédimentologie des grès de Sidi Amar ou grès de Franchetti dans les Monts de Saïda et les Monts de Daïa (Algérie)*.Thèse de Doctorat, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

## ETUDE EXPERIMENTALE D'UNE INFILTRATION VERTICALE DANS UN SOL NON SATURE EN UTILISANT LA METHODE TDR

Bouchemella Salima<sup>1,2</sup> & Alimi-Ichola Ibrahim<sup>3</sup>

Sali\_bouchemella@yahoo.fr

<sup>1</sup> Laboratoire INFRARES, Univ Souk Ahras

<sup>2</sup> Département de Genie Civil, Institut de Sciences et Technologie, Univ Souk Ahras

<sup>3</sup> Laboratoire LGCIE, Insa de Lyon, France

**Résumé :** Ce travail présente un essai d'infiltration verticale dans une colonne de limon de Florensac, effectué par la méthode TDR (Time Domain Reflectometry). Cette méthode consiste à mesurer le temps de parcours d'une onde EM dans un matériau qui dépend grandement de la teneur en eau, ce qui permet de déterminer la constante diélectrique  $\epsilon$ . La teneur en eau volumique est déduite par la suite en utilisant une loi empirique générale  $\theta=f(\epsilon)$  établie par Topp et al. (1980). De cet essai d'infiltration nous évaluons le taux et la vitesse d'infiltration, nous estimons la perméabilité du sol, la sorptivité et la diffusivité en utilisant le modèle de Philip. La détermination de la courbe de rétention par la méthode de papiers filtres et de solutions salines a permis de déduire, à chaque instant, les profils de suctions à partir des profils hydriques mesurés.

**Mots-Clefs :** Infiltration verticale, essai TDR, teneur en eau eau, succion, méthode de solutions salines, méthode de papier filtres.

**Abstract:** This work presents a vertical infiltration test in Florensac silt column, carried out by TDR method (Time Domain Reflectometry). This method consists in measuring the time of an EM wave travels in a material which largely depends on the water content, thereby determining the dielectric constant  $\epsilon$ . The volumetric water content is calculated using the general empirical law  $\theta = f(\epsilon)$  established by Topp et al. (1980). From this infiltration test we assess the rate and infiltration rate, estimate soil permeability, sorptivity and diffusivity using the Philip model. The determination of the retention curve by the filter papers method and the saline solutions method allowed deducing, at each time, the suction profiles from the hydric profiles.

**Key-Words:** vertical infiltration, TDR test, water content, suction, saline solution method, filter paper method

### 1 Introduction

L'infiltration est une composante primordiale dans le cycle de l'eau pénétrant dans le sol à partir de la surface. La distribution de cette eau dans les zones non saturées est largement conditionnée par ses propriétés hydriques (sa rétention hydrique, sa conductivité hydraulique et l'histoire du transport de l'eau en profondeur présentée sous forme de profils hydriques  $\theta(t,z)$  ou sous forme de profils de potentiel de pression dans le sol  $h(t,z)$ ). Différentes méthodes sont utilisées pour décrire l'infiltration des eaux dans les sols non saturés et pour la prévision de l'avancement de l'humidité en profondeur. Parmi les méthodes expérimentales il existe des méthodes destructives [1], qui ont évolué vers des techniques non destructives telles que la gammamétrie [5] [6] [8] et la méthode de TDR (Time Domain Reflectometry) [2], [3].

Dans ce travail, on présente un essai d'infiltration non destructif fait sur le limon de Florensac en utilisant la méthode TDR pour le suivi des variations spatio-temporelles de la teneur en eau qui interviennent lors de l'infiltration. On décrit en premier lieu les principales caractéristiques du matériau étudié, par la suite on expose la méthodologie expérimentale ainsi que l'instrumentation employée pour la mesure de la teneur en eau pour la représentation des profils hydriques. La détermination de la courbe de rétention permet de déduire, à chaque instant, les profils de suctions à partir des profils hydriques mesurés.

## 2 Essai d'infiltration et mesure de la teneur en eau par la méthode TDR

### a. Principe et théorie de la méthode TDR

La méthode TDR est devenue une méthode établie pour mesurer à la fois la teneur en eau d'un sol ( $\theta$ ) et sa conductivité électrique ( $\sigma_s$ ). Elle est basée sur la mesure du temps de parcours ( $t$ ) et l'atténuation de l'amplitude d'une impulsion électromagnétique lancée le long d'une ligne de transmission (TL) de longueur ( $L$ ). La constante diélectrique  $\epsilon$  est déduite du temps de passage d'une onde électrique à l'intérieur du matériau par le biais d'une sonde. L'utilisation de la constante diélectrique pour la détermination de la teneur en eau est bien appropriée ; avec des différents sols et pour la même teneur en eau, on obtient la même valeur de  $\epsilon$  [2] [3]. La constante diélectrique du sol est calculée à partir du temps de transit d'une impulsion électromagnétique à travers le sol, le long de la sonde selon [7], par :

$$\epsilon = \left( \frac{c \cdot t}{2L} \right)^2 \quad (1)$$

avec :  $\epsilon$ : la constante diélectrique ;  $c$ : la vitesse de la lumière, vitesse de propagation d'une onde électromagnétique dans l'espace (m/s) ;  $L$  : longueur de la tige de la sonde (m) ;  $t$  : temps de transit (s.)

### b. Détermination de la teneur en eau volumique

De nombreuses mesures de la teneur en eau ont été réalisées en parallèle à des mesures de constantes diélectriques par [7], afin de donner finalement naissance à une loi empirique générale  $\theta=f(\epsilon)$  (équation 2), qui peut être utilisée pour plusieurs types de sol, mais pour des teneurs en eau volumique comprises entre 0 et 0.45 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ). Cette loi retenue dans ce travail est décrite par :

$$\theta = -0,053 + 0,029 \cdot \epsilon - 5,5 \cdot 10^{-4} \cdot \epsilon^2 + 4,3 \cdot 10^{-6} \cdot \epsilon^3 \quad (2)$$

## 3 Description de l'essai

L'essai consiste à effectuer une infiltration verticale par le haut sur une colonne de sol composée d'anneaux en plexiglas emboîtés les uns dans les autres. Les anneaux utilisés ont un diamètre intérieur de 10.6cm et une hauteur de 5cm (figure 1). L'essai est effectué sur un limon de Florensac dont les caractéristiques géotechniques sont présentées sur le tableau 1. En revanche le tableau 2 présente les conditions initiales et aux limites de l'essai.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du limon de Florensac

Sol	% éléments < 80 $\mu\text{m}$	% éléments < 2 $\mu\text{m}$	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	VBS	$W_{opt}$ (%)	$(\gamma_{dop}/\gamma_w)$	$(\gamma_s/\gamma_w)$
Limon de Florensac	83.97	4.8	27.85	18.61	9.24	1.66	14.8	1.8	2.65

Tableau 2. Conditions initiales et limites de l'essai

Sol	$w_i$ (%)	$d_d$	$\gamma_s$ KN/m <sup>3</sup>	$n$
Limon de Florensac	16	1.54	26.5	0.418

La colonne montée est composée de 5 anneaux, emboîtés les uns dans les autres formant une colonne de hauteur 25cm, et serrés avec un système de serrage assurant l'étanchéité de la colonne. Seulement quatre anneaux sont munis de sondes TDR. Les sondes sont insérées dans les échantillons du sol pendant le compactage, comme il est présenté sur la figure 1. Elles sont installées à quatre niveaux dont la position à partir du haut, selon la désignation des sondes, est indiquée comme suit: (G24, 75mm), (G23, 125mm), (G29, 175mm) et (G22, 225mm). Ces quatre niveaux permettent de bien suivre l'évolution des changements de la teneur en eau sur la hauteur de l'échantillon. L'essai d'infiltration est effectué sous une charge hydraulique  $h_0=50\text{cm}$ , assurée par la position fixe de la bouteille de Mariotte. Une fois l'infiltration lancée, les mesures TDR sont effectuées à un pas de temps de 2mn. Et on suit au cours du temps, la quantité d'eau percolée à travers l'échantillon, en notant le niveau d'eau sur la bouteille de Mariotte. On note aussi au cours du temps le volume d'eau récupéré en bas de la colonne (figure 1).

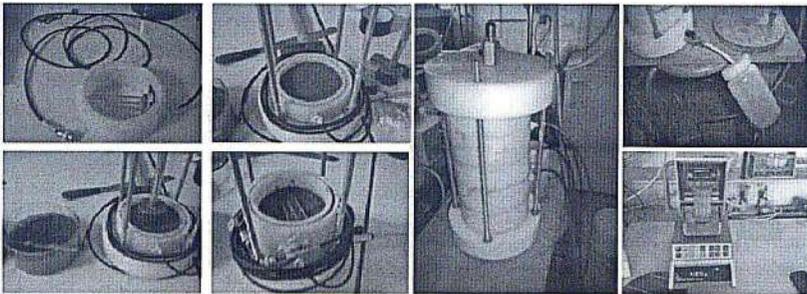


Figure 1. Courbe d'infiltration cumulée

#### 4 Résultats et discussions

##### a. Courbes d'infiltration

A partir des lectures directes sur la bouteille de Mariotte, et à partir de la pesée de l'eau collectée à la sortie, on trace la courbe d'infiltration cumulée et de sortie en fonction du temps. La figure 2 montre qu'au début de l'essai, l'infiltration est caractérisée par sa rapidité due à la forte succion du sol, puis elle continue avec un débit constant caractérisé par une progression linéaire de l'infiltration au cours du temps. Le régime permanent est obtenu à  $t=100$  heures où le débit infiltré devient indépendant du temps. Après 102 heures de temps d'infiltration, l'eau arrive à la partie inférieure de la colonne de sol et commence à sortir. Contrairement à l'eau infiltrée, l'eau sort lentement (Figure 2).

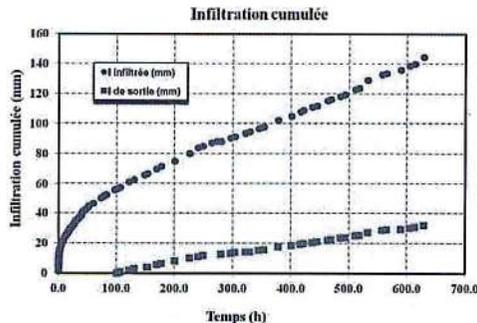


Figure 2. Courbe d'infiltration cumulée

### b. Vitesses d'écoulement

Les vitesses d'entrée et de sortie de l'eau présentées sur la figure 3(a), sont déterminées à partir du rapport de l'infiltration sur la section du sol. On remarque que la vitesse d'infiltration est très forte au début de l'essai. La vitesse initiale d'infiltration ( $v_0$ ) est estimée à  $4.10^{-7}$  m/s, et elle diminue en fonction du temps, au fur à mesure que la succion du sol diminue. La figure montre aussi, qu'après un certain temps d'infiltration (300h), les vitesses d'entrée et de sortie se stabilisent; ce qui permet d'appliquer la loi de Darcy afin de déterminer la perméabilité à partir de cette vitesse et du gradient hydraulique.

La figure 3(b) présente la vitesse d'écoulement de l'eau à la surface (vitesse d'entrée) et aux niveaux des sondes (vitesse à une profondeur), ceci permet de suivre l'évolution de la vitesse dans la colonne du limon de Florensac. Le retard entre la vitesse d'entrée et la vitesse aux niveaux des sondes, est dû à la profondeur et à l'accumulation de l'eau dans la partie supérieure de la colonne.

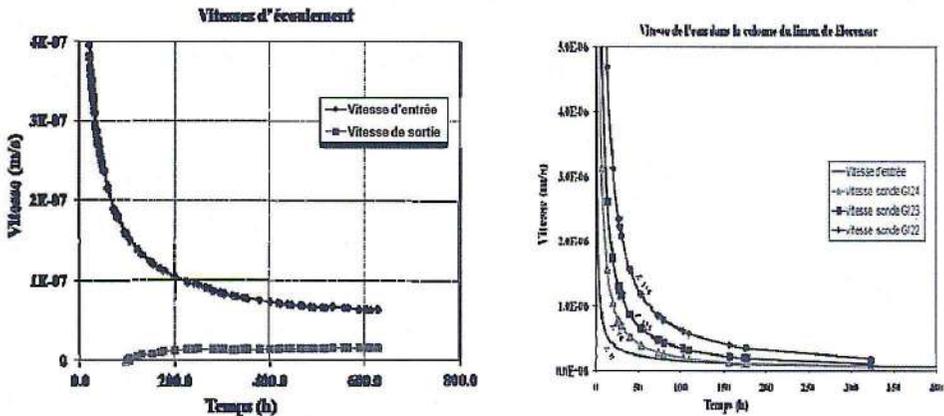


Figure 3. a) Vitesse de l'eau infiltrée et de sortie. b) Vitesse de l'eau dans la colonne du limon de Florensac

### c. Sorptivité, transmissivité et diffusivité:

Philip [4] dans son modèle d'infiltration a proposé une fonction du flux en fonction de la racine carré du temps. On trace l'infiltration mesurée en fonction de la racine carrée du temps,  $I(\sqrt{t})$  présentée sur la figure 4. On fait après la régression de ces points, tantôt par une régression polynomial d'ordre 2 pour la fonction de Philip (équation 3) exprimée par:

$$I(t) = S\sqrt{t} + At \quad (3)$$

Et tantôt par une régression linéaire passant par l'origine pour la fonction de Philip à l'origine (équation 4),

$$I(t) = S\sqrt{t} \quad (4)$$

A partir des deux courbes précédentes, on détermine la valeur de la sorptivité  $S$ , qui représente la pente des courbes. Ces valeurs sont indiquées sur le tableau 4. On constate que la valeur de la transmissivité "A" est négative. Ce qui est en désaccord avec la définition de la transmissivité.

Donc le modèle de Philip avec transmissivité (équation 3) n'est pas utilisable malgré le bon coefficient de corrélation ( $R^2=0.9856$ ).

La diffusivité du milieu peut être déterminée à partir de la sorptivité par la relation suivante:

$$D^* = \frac{\pi S^2}{4(\theta_s - \theta_i)^2} \quad (5)$$

Avec: S: la sorptivité [ $\text{cm}/\text{mn}^{0.5}$ ];  $\theta_i$ : la teneur en eau volumique initiale [ $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ];  $\theta_s$ : la teneur en eau volumique à saturation [ $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ]

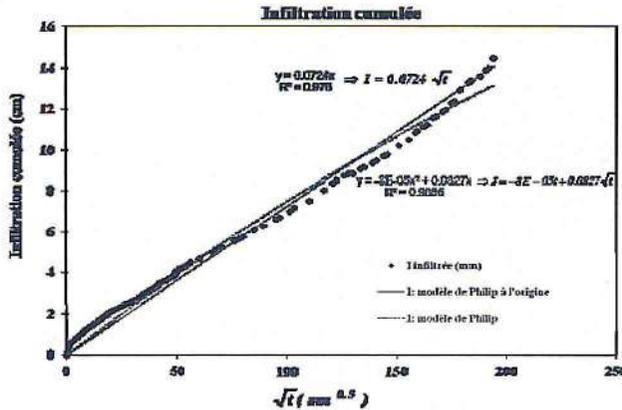


Figure 4. Infiltration cumulée en fonction de racine de temps  $I(\sqrt{t})$

Tableau 4. Valeurs de Sorptivité, transmissivité et diffusivité.

Modèles	$\theta_i(\text{cm}^3/\text{cm}^3)$	S( $\text{cm}/\text{mn}^{0.5}$ )	A( $\text{cm}/\text{mn}$ )	$D^*$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )
Philip	0.2462	0.0827	-8.00E-05	0.0394
Philip à l'origine	0.2462	0.0724	-	0.03016

#### d. Perméabilité et conductivité hydraulique

La figure 5 représente l'évolution du coefficient de perméabilité en fonction du temps. Le coefficient de perméabilité est calculé d'après l'équation de Darcy, pour un gradient hydraulique  $i=2$ , à partir de la vitesse d'eau infiltrée et de la vitesse d'eau récupérée. Le coefficient de perméabilité est surestimé au début de l'infiltration pour la courbe  $K_{\text{entrée}}$  et sous estimé pour la courbe  $K_{\text{sortie}}$ . Ces deux coefficients se stabilisent après un temps d'infiltration de 300 heures. La perméabilité du sol est déterminée lorsque les deux courbes se rejoignent et tendent vers la même valeur. Ce qui correspond à la saturation complète du sol. Cet état n'a pas été atteint au cours de notre essai. Néanmoins, on peut considérer la valeur de  $K_s$  à la saturation comprise entre  $6.39 \cdot 10^{-8}$  et  $5 \cdot 10^{-9}$  (m/s).

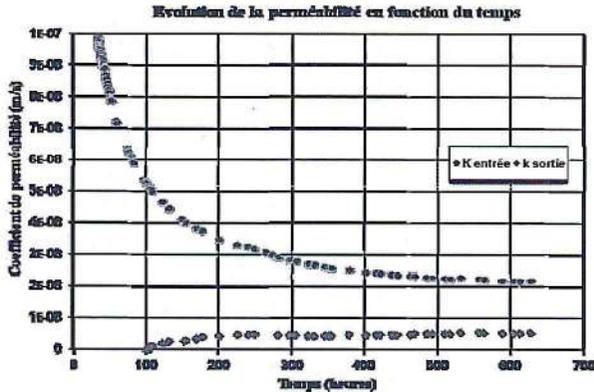


Figure 5. Evolution du coefficient de perméabilité du limon de Florensac en fonction du temps

e. Profils hydriques et profils de succion

L'évolution de la teneur en eau le long de la colonne du sol est contrôlée par les sondes TDR ; chaque sonde donne des signaux dont les allures reflètent cette évolution. Les figures 6 (a), (b), (c) et (d) présentent les signaux des sondes après 13 jours d'infiltration. Selon les figures on voit l'évolution du signal de haut en bas, qui indique l'augmentation de la teneur en eau dans le sol au cours du temps. Dès le début, la sonde GI29 présente un signal de court circuit; qui ne permet pas de suivre l'évolution de la teneur en eau à la profondeur  $z=175\text{mm}$ . Par conséquent, les profils hydriques sont déterminés à partir de trois profondeurs  $z=75\text{mm}$ ,  $125\text{mm}$ , et  $225\text{mm}$ .

Par le traitement des signaux des sondes, on détermine le point (a) et le point (b), présentés sur la figure 7 qui permettent de déterminer la longueur "l" et d'après l'équation (1) on détermine la constante diélectrique  $\epsilon$ . La teneur en eau à l'instant t est calculée ensuite par l'équation (2) [7].

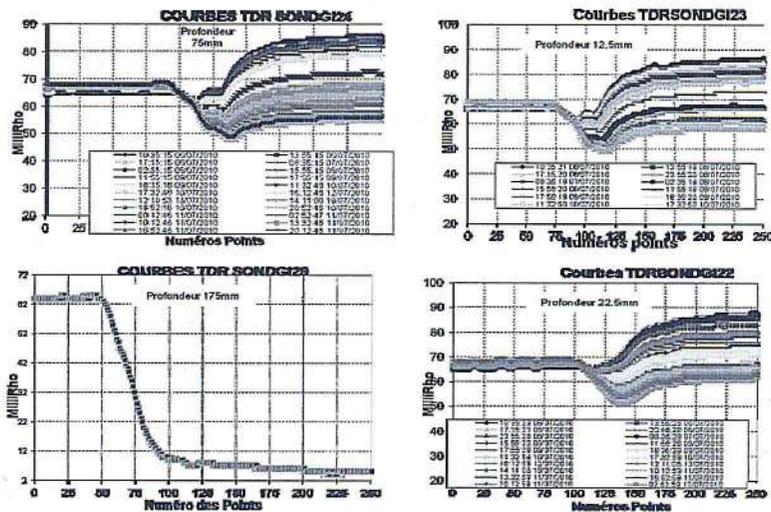


Figure 6. Signal TDR donné par chaque sonde après un temps d'infiltration

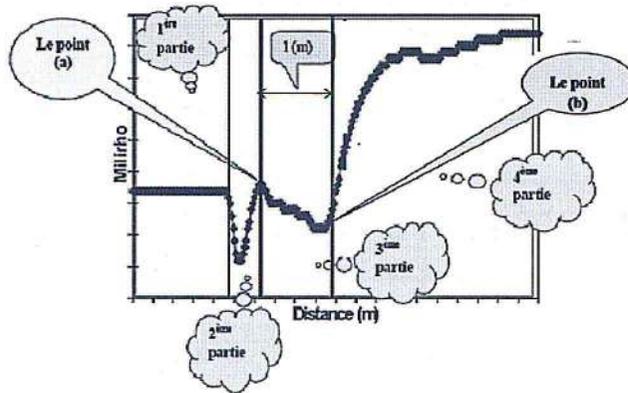


Figure 7. Allure d'un signal TDR

Les figures 8 (a) et (b) montrent respectivement les profils d'humidité et les profils de succion dans le limon de Florensac. La figure 8 (a) montre qu'il a fallu 176 heures pour saturer la colonne du limon de Florensac, et l'eau n'est plus retenue en surface (à 7.5cm) ; par contre elle commence à stagner à la profondeur de 12.5cm jusqu'à saturation avant les couches supérieures, conséquence de l'effet gravitaire. La teneur en eau volumique de saturation est estimée à  $0.429(\text{cm}^3/\text{cm}^3)$ . Ce qui correspond à la porosité du sol, donc dans ce cas, tous les pores sont remplis d'eau. Les variations spatio-temporelles des pF présentés sur la figure 8 (b) sont calculées à partir des profils hydriques et de la courbe de rétention. Cette dernière est déterminée par la méthode de papiers filtres et de solutions salines.

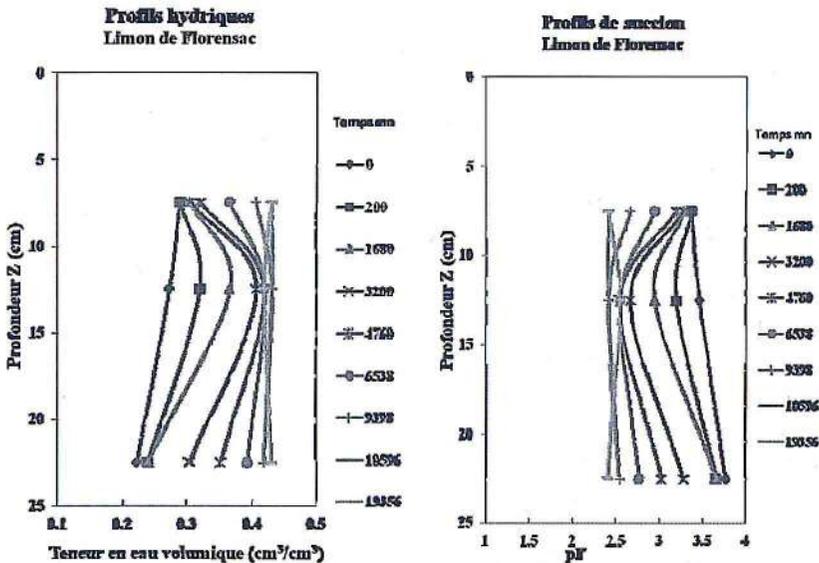


Figure 8. a) Profils hydriques du limon de Florensac

b) Profils de succion du limon de Florensac.

## 5 Conclusion

Cette étude nous a permis le suivi de l'évolution de la variation de la teneur en eau en profondeur dans une colonne de sol non saturé (limon de Florensac) grâce à la méthode de TDR. Cet essai nous a permis de déterminer entre autres, les courbes d'infiltration, les vitesses d'infiltration, la sorptivité, la transmissivité et la diffusivité. Il a permis également de déterminer les profils hydriques et de succion. De cet essai nous avons tirés les points suivants:

– La méthode TDR permet de bien suivre l'évolution de la teneur en eau en profondeur dans le sol au cours du temps. Néanmoins, elle nécessite un travail préparatif en amont considérable, et une interprétation rigoureuse des signaux des sondes TDR. Les profils de succion dans cette méthode sont déterminés indirectement et nécessitent la détermination de la courbe de rétention.

– Le modèle d'infiltration de Philip ne peut pas être utilisé pour tous les types de sol pour la détermination de la transmissivité (transmissivité négative dans le cas du limon de Florensac).

## Bibliographie

- [1] R.R. Bruce, and A. Klute, "*The measurement of soil diffusivity*". Soil Sci. Soc. Am. Proc., Vol. 20, 458-462, (1956).
- [2] L. Gaidi, and I. Alimi-Ichola, "*Etude des caractéristiques hydrodynamiques des sols par la méthode TDR (Time Domain Reflectometry)*". Bulletin of engineering geology and Environment, V. 59, N° 3, 247-255. (2000).
- [3] L. Gaidi, "*Transfert par infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés, utilisation de la méthode TDR*" Thèse de Doctorat, LGCIE Laboartory, Insa- Lyon, France (2002).
- [4] J. R. Philip, "*Theory of infiltration*". Adv. Hydroscience, 5, 215-305. (1969).
- [5] S. Rolland, "*Transfert hydrique dans les sols argileux gonflants: influence du confinement*". Thèse de doctorat, INPL. Nancy. (2002).
- [6] P. Tabani, "*Transfert hydrique dans des sols déformables*". Thèse de doctorat, INPL. Page .173. (1999).
- [7] G.C. Topp, J.L. Davis, and A.P. Annan, "*Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines*". Water Resources Research, vol. 16, n° 3, 574-582. (1980).
- [8] G. Vachaud, "*Contribution à l'étude des problèmes d'écoulements en milieux poreux non saturés*". Thèse de doctorat. Faculté des sciences de l'université de Grenoble, 159. (1968).

## CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE ET DISTRIBUTION PORALE DE L'ARGILE DE MERS EL KEBIR TRAITEE A LA CHAUX

Bourokba Mrabent Souad Amel<sup>1,2</sup>, Hachichi Abelkader<sup>1,2</sup>, Djelloul Ramzy<sup>1,2</sup>  
Berrani Mohamed Kamel<sup>1,2</sup> & Fleureau Jean Marie<sup>3</sup>

[sa\\_bourokba@laboratoire.fr](mailto:sa_bourokba@laboratoire.fr)

<sup>1</sup>Laboratoire Matériaux Sol et Thermique (LMST)

<sup>2</sup>Departement de Genie Civil, Faculté d'Architecture et de Genie Civil Université des Sciences et Technologie Mohamed Boudiaf Oran.

<sup>3</sup>Laboratoire MSS-MAT, Centrale Supélec Paris CNRS UMR 8579, Chatenay-Malabry, France

**Résumé:** Cet article présente un travail expérimental effectué sur une argile naturelle provenant de la localité de Mers El Kébir située dans la proche banlieue de la ville d'Oran. L'étude consiste en premier lieu à la détermination de la conductivité hydraulique dans le domaine saturé en utilisant deux méthodes : l'oedomètre et le triaxial en régime permanent. En second lieu la distribution porale a été déterminée en utilisant le porosimètre à mercure. Les échantillons non traités et traités sont préparés dans un état initial, compacté à l'optimum Proctor. Les résultats des courbes de l'intrusion cumulée montrent que le volume poreux des échantillons de sol traité est un peu plus élevé que l'échantillon de sol non traité correspondant et ceci est confirmé par les résultats de la conductivité hydraulique. Cette étude qui a été réalisée dans le laboratoire LMST (Algérie) avec la collaboration du laboratoire de MSSMat (France), est une contribution à la compréhension du phénomène d'écoulement dans les ouvrages en terre.

**Mots-Clefs :** argile, ouvrage en terre, conductivité hydraulique, chaux, traitement porosité.

**Abstract :** This paper presents an experimental study in a natural clay from Mers El Kébir in the suburb of Oran. In the first place, this study was carried out to determine the hydraulic conductivity of saturated soil using methods: the oedometer and triaxial test. In the second place, the distribution of pores was determined using mercury porosimeter. Samples of treated and untreated soil were prepared initially compacted at the optimum Proctor. The results obtained from cumulative intrusion curves show that the pore volume of the treated soils is slightly higher than the untreated one, which is confirmed by the results of hydraulic conductivity. This study which was conducted by the LMST laboratory (Algeria) in partnership with MSSMat laboratory (France), is a contribution to the understanding of the phenomenon of flow in earth constructions

**Key-Words:** clay, earth construction, hydraulic conductivity, lime, treatment, porosity.

### 1 Introduction

L'étude des problèmes de rétention et de transfert d'eau dans les sols saturés et non saturés nécessite la connaissance de la conductivité hydraulique. Elle permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis tels que les ouvrages en sol compacté (remblais routiers, barrages en terre, barrières d'étanchéité de centres de stockage de déchets). De plus la présence de couches argileuses joue un rôle fondamental dans la protection des eaux souterraines. Les mesures de conductivité hydraulique des sols sont nécessaires et importantes bien qu'elles soient délicates à réaliser.

Actuellement Plusieurs techniques existent, comme le rapporte la littérature, pour déterminer la conductivité hydraulique dans le domaine saturé : la méthode du perméamètre à charge variable pour les sols fins et à charge constante pour les sols grossiers basée sur la loi de Darcy, l'oedomètre, l'essai de choc impulsif dit Pulse Test et l'essai harmonique. Le traitement des sols est souvent utilisé pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

Dans cet article, on va d'une part, apprécier l'influence de l'ajout de la chaux à différents pourcentages sur la conductivité hydraulique en utilisant l'oedomètre et le triaxial en régime

permanent, et d'autre part, étudier l'influence de ces ajouts sur la distribution porale qui nous permettra d'avoir une meilleure compréhension du traitement.

## 2 Localisation du site et identification géotechnique

Le site objet de cette étude se trouve à Mers El Kébir localisée au Nord Ouest d'Oran. Il s'agit d'une argile d'environ 300 m d'épaisseur. Ces argiles marneuses, en gonflant, se soulèvent et peuvent atteindre des amplitudes importantes, ce qui induit sur place l'apparition de fissures préjudiciables aux fondations des ouvrages. Le site choisi est localisé dans le fossé miocène de Mers El Kébir. Le matériau de Mers El Kébir a fait l'objet de recherches antérieures ([1], [2], [12], [3] et [13]).

### a. Caractérisation de l'argile

Les résultats des essais d'identification sont rassemblés dans le Tableau I. D'après les classifications LCPC1 et USCS2, la marne de Mers El Kébir est peu plastique ( $A_p$  (LCPC) = CL (USCS)). Son activité  $A_c$  est normale avec un pourcentage d'éléments inférieurs à  $2 \mu\text{m}$  de 26 %. La surface spécifique totale déduite de l'essai au bleu de méthylène par la formule de Tran Ngoc Lan, 1977 [10], est de  $189 \text{ m}^2/\text{g}$ . A l'optimum Proctor normal (OPN), la densité sèche maximale est de 1,63 et la teneur en eau est de 20%.

Tableau 1. Paramètres d'identification de l'argile étudiée.

Paramètres	$\gamma_s$ ( $\text{g}/\text{m}^3$ )	WL (%)	WP (%)	IP (%)	WR (%)	F2 (%)	$A_c$ (-)	VBS (%)	SST ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	$\text{CaCO}_3$ (%)	$\gamma_{\text{d max}}$ ( $\text{g}/\text{m}^3$ )	$W_{\text{opt}}$ (%)
Valeur du matériau utilisé	2,67	49	21,5	27,5	12	26	1,10	9,0	189	18	1,64	20

### b. Caractérisation de la chaux

La chaux hydratée  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  est élaborée à partir d'un calcaire très pur à plus de 95% de  $\text{CaCO}_3$ . Cette chaux est très fine avec plus de 90% de matières qui passent au tamis de  $80 \mu\text{m}$  et contient un minimum de 50% de chaux libre et un maximum de 6% de  $\text{MgO}$ . Le tableau II représente l'analyse chimique de la chaux dont le taux de  $\text{CaO}$  est élevé, ce qui démontre la pureté de la chaux hydratée testée.

Tableau 2. Analyse chimique de la chaux utilisée. (Laboratoire LTPO<sup>3</sup>).

Minéraux	$\text{SiO}_2$	$\text{TiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{MnO}$	$\text{MgO}$	$\text{CaO}$	$\text{K}_2\text{O}$	$\text{P}_2\text{O}_5$
Chaux (%)	0.39	0.007	0.22	0.11	0.005	0,428	77.32	-	0.056

## 3 Préparation des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés en substituant la quantité d'argile par la chaux à différents pourcentages. Après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée à l'eau de façon homogène puis compactée sous presse à vitesse lente ( $1,27 \text{ mm}/\text{min}$ ) dans un moule de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. La teneur en eau des échantillons et la densité sèche sont celles obtenues par l'essai Proctor pour chaque ajout selon la norme NF P94-093. Pour les mesures de conductivité hydraulique, l'échantillon est placé dans une bague en acier inoxydable de

1 Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées

2 Unified Soil Classification System

3 Laboratoire des Travaux Publiques de l'Ouest (Algérie)

50 mm de diamètre et 20 mm de hauteur pour l'oedomètre et 35 mm de diamètre et 20 mm de hauteur pour l'essai triaxial en régime permanent.

#### 4 Résultats et discussions

a. Effet de la chaux sur la conductivité hydraulique

i. L'oedomètre

L'interprétation de l'essai oedométrique est basée sur le module oedométrique et le coefficient de consolidation qui est déduit de la courbe de consolidation. Le sol est consolidé sous une contrainte verticale et on calcule la conductivité hydraulique à partir du taux de consolidation. La mesure de  $k$  indirecte utilise la théorie de consolidation suivante :

$$k = \frac{C_v \gamma_w}{E'} \quad (1)$$

$C_v$  : coefficient de consolidation

$E'$  : module oedométrique

Les figures 1 et 2 représentent la conductivité hydraulique pour différents pourcentages de chaux en fonction des paliers de contraintes et de l'indice des vides.

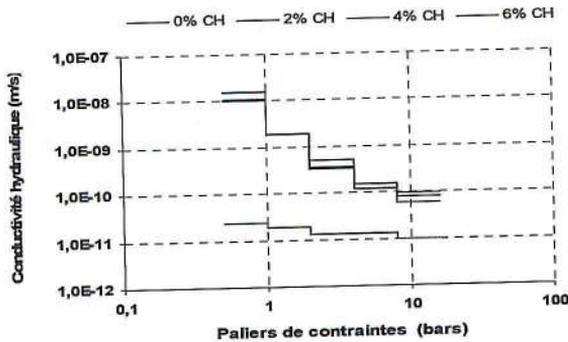


Figure 1. Courbes de conductivité hydraulique en fonction des paliers de contraintes

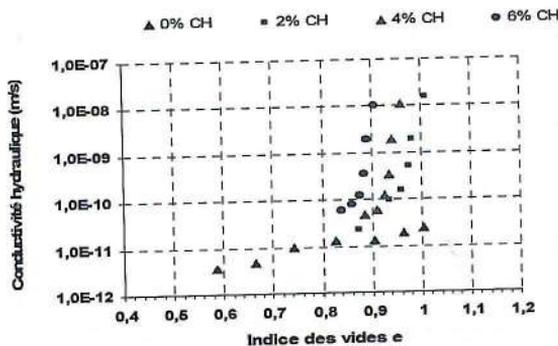


Figure 2. Courbes de conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides

Nous remarquons bien que la valeur obtenue au début de l'essai de l'échantillon non traité est de  $2,4 \cdot 10^{-11}$  m/s, cette valeur augmente pour atteindre une valeur de  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s à 6% de chaux. Nous pouvons constater sur la figure 2 que la conductivité hydraulique augmente avec l'augmentation de l'indice des vides pour les échantillons traités et non traités. Ceci rejoint les constatations de différents chercheurs [15], [16], [17], [18].

## ii. Conductivité hydraulique en régime permanent

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale équipée de 3 contrôleurs de pression- volume et de capteur de pression. L'ensemble est piloté par ordinateur via une centrale d'acquisition (figure 3).

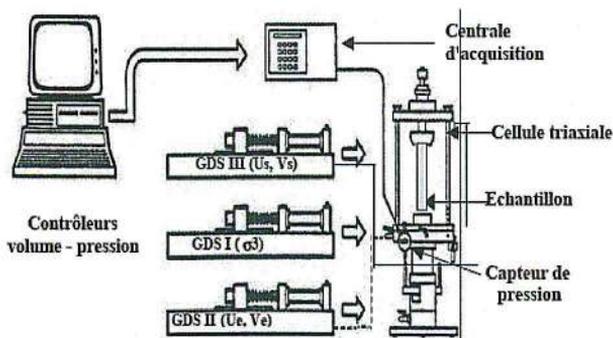


Figure 3. Cellule triaxiale avec contrôleurs de pression volume ([6]).

La conductivité hydraulique est déduite de la loi de Darcy :

$$k = \frac{Q}{iS} \quad (2)$$

Q : Débit volumique ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) qui représente la pente de la courbe de la figure 3

S: Section de l'échantillon ( $\text{m}^2$ ) ; i : Gradient hydraulique

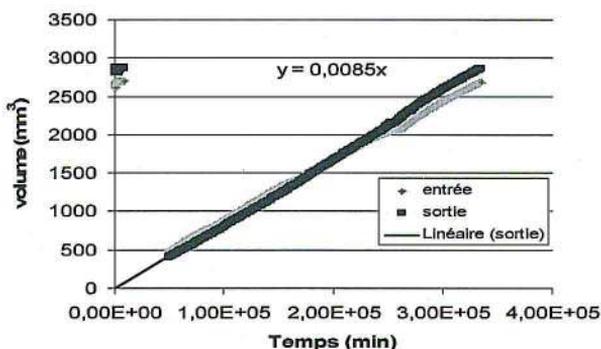


Figure 4. Variation du volume entrant et sortant en fonction du temps de l'échantillon non traité

Nous remarquons sur la figure 4 que les volumes entrant (bas) et sortant (haut) varient linéairement en fonction du temps, ce qui montre que les débits sont constants. En outre, l'égalité des débits entrant et sortant indique que l'on a atteint un équilibre de saturation dans l'échantillon. Pour les échantillons traités la même constatation est faite

La figure 5 représente l'effet de la chaux à différents pourcentages sur la conductivité hydraulique.

Nous remarquons que pour un échantillon non traité la conductivité hydraulique est de  $4,25 \times 10^{-10}$  m/s cette dernière augmente avec l'augmentation de la chaux pour atteindre une valeur de  $7,65 \times 10^{-8}$ , Cette augmentation est expliquée par la baisse de densité observée suite à l'ajout de chaux, et donc, à la réorganisation des particules induite par le phénomène de floculation qui aurait pour effet d'accroître la macroporosité et la perméabilité, ceci rejoint les observations de [8], [15], [16], [17], [18], [7], [4], [5], et [11].

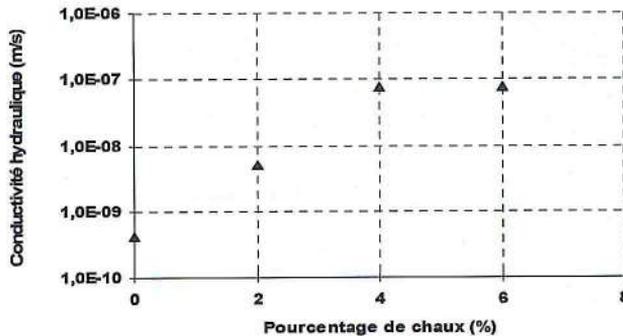


Figure 5. Courbes de conductivité hydraulique en fonction du pourcentage de Chaux

#### b. Effet de la chaux sur la distribution porale

Une étude de la porosité au mercure a été effectuée sur des échantillons lyophilisés préparés à l'OPN, non traités et traités à la chaux, Le but est d'obtenir des informations concernant la variation de l'espace poral avec le traitement. Ces essais de mesure de porosité, ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole Centrale de Paris. L'analyse au porosimètre à mercure (Micromeritics Auto-Pore IV 9500) permet d'obtenir la porosité ainsi que la distribution de la taille des pores des échantillons. L'interprétation est basée sur la loi de pression capillaire de Laplace-Young (équation [3]) qui relie la pression capillaire ( $P_c$ ) au rayon du capillaire ( $r$ ).

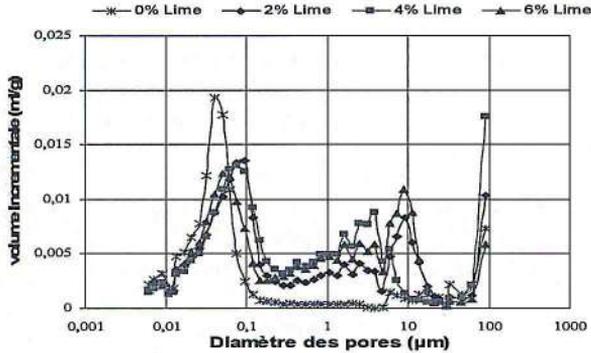
$$P_c = \frac{2y \cos \theta}{r} \quad (3)$$

Où  $\theta$  est l'angle de raccordement entre les trois phases non miscibles : mercure liquide - vapeur de mercure - grain minéral (on prend en général  $\theta = 140^\circ$ ), et  $y$  est la tension superficielle du mercure ( $y = 0,482$  N/m; [12]). Ainsi, en faisant varier la pression appliquée au mercure et en mesurant le volume d'intrusion du mercure, on peut en déduire la relation entre le rayon d'accès et le volume des pores. L'appareil permet d'atteindre des rayons de 3 nm pour une pression du mercure de 200 MPa.

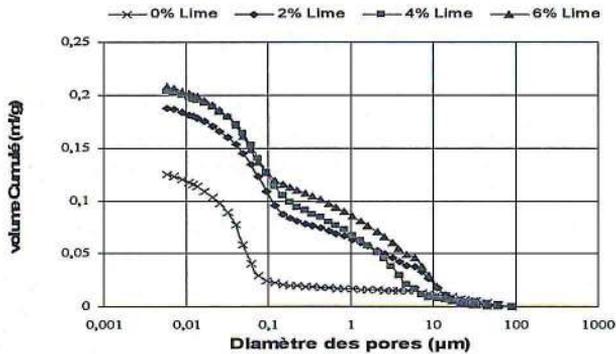
Les courbes de distribution porale de l'argile de Mers El Kébir non traitée et traitée à la chaux aux différents pourcentages sont représentées par la figure 6.

Avant le traitement le sol à un diamètre de pore dominant autour de 20  $\mu\text{m}$  et un pore intra-agrégat ( $d < 1,5 \mu\text{m}$ ) aux alentours de 0.04  $\mu\text{m}$ , tandis que les échantillons traités à la chaux présentent un diamètre de petits pores (intra-agrégats) entre 0.08  $\mu\text{m}$  et 0.1  $\mu\text{m}$ , et un diamètre de

large pores (inter - agrégats) entre 4 et 10  $\mu\text{m}$  (figure 6 a). Les résultats de la courbe cumulative montrent que le volume poreux des échantillons traités est un peu plus élevé que celui de l'échantillon non traité (figure 6b), pour l'échantillon non traité le volume injecté de mercure est de 0.12ml /g, il augmente pour atteindre une valeur de 0.21ml /g pour un échantillon traité à 6% de chaux, cette augmentation peut être attribuée à la réorganisation des particules argileuses induite par le phénomène de floculation et aussi par la réduction de la densité sèche après traitement, Ceci rejoint les constatations de différents chercheurs ([4], [5], [16], et [11]).



(a) Courbes de l'intrusion incrémentale



(b) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

Figure 6. Courbes de distribution porale de l'argile de Mers El Kébir traité à la chaux

## 5 Conclusion

La mesure de la conductivité hydraulique saturée de l'argile de Mers el Kébir par les deux méthodes citées ci-dessus présente quelques différences. Amar et Depuis, 1973 Cités par [9] ont montré que les calculs de la conductivité hydraulique issus de l'essai oedométrique était 10 à 1000 fois différents à ceux déterminés par une mesure directe mais elle a l'avantage de pouvoir suivre l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides.

Les échantillons traités à la chaux présentent une légère augmentation de la conductivité hydraulique ceci est due à la diminution de la densité obtenue après traitement.

Les résultats de la distribution porale montrent que le volume poreux des échantillons traités est supérieur à celui des échantillons non traités.

Comme perspectives, il est recommandé de tester l'effet du traitement à différents temps de cure sur la conductivité hydraulique et la distribution porale de cette argile.

### Bibliographie

- [1] A. Hachichi, J.-M. Fleureau, "Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie", *Revue Française de Géotechnique*, n° 86, 1999.
- [2] A. Hachichi, S. A. Bourokba, J.-M. Fleureau, "Stabilisation chimique des sols gonflants de la région d'Oran", *Revue Française de Géotechnique*, n° 118, 2007.
- [3] A. Hachichi, S. A. Bourokba, L. Bengraa, J.-M. Fleureau, "Influence de l'ajout de chaux sur le potentiel gonflement et la microstructure d'une argile naturelle d'Algérie". INVACO2: Séminaire International, Innovation et valorisation en génie civil matériaux et construction, Rabat, Morocco 2011.
- [4] B. Le Runigo, Durabilité du limon de Jossigny traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydriques: comportement hydraulique, microstructural et mécanique. Ph.D Thesis Centrale Nantes School France, 2008.
- [5] B. Le Runigo, O. Cuisinier, Y.-J. Cui, D. Deneele, V. Ferber, "Impact of the initial state on fabric and permeability of a lime treated silt under long term leaching". *Can Geotech J* 46: 1243-1257, 2009.
- [6] C. Sayad Gaïdi Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés, thèse de Doctorat, université du Havre, France, 2003.
- [7] G. Rajasekaran, & S.Rao, Permeability "characteristics of lime treated marine clay". *Ocean Engineering*, vol. 29, 113-127. 2002.
- [8] H. Brandl, "Alteration of soil parameters by stabilization with lime". *Conf. on Soil Mechanics foundation Eng*": 587-594 Stockholm Sweden, 1981.
- [9] K. Lachgeur, *Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturées – Application au noyau du barrage Boughrara*, Thèse de Magister, Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie., 2007.
- [10] L. Tran Ngoc, "Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène", *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, 88, Mars - Avril, pp. 136-137. 1977.
- [11] N. Thi- Thanh-Hang Nguen, Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel, Ph.D Thesis Université Paris Est, Avril 2015.
- [12] P. Delage & G. Lefebvre, "Study of the structure of sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation". *Can Geotech J* 21:21-35, 1984.
- [13] S. A. Bourokba, A. Hachichi, S. Taïbi, J.-M. Fleureau., " Conductivité hydraulique non saturée de l'argile de Mers El Kébir ( Algérie) ," *EJECE*, Vol . 14, n° 10, 2010.
- [14] S. A. Bourokba, Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajouts de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kébir. Thèse de doctorat En Sciences, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf, Oran, Algérie, Janvier 2011.
- [15] S. A. Khattab, A. K. A. Al-Juari, I. Al-Kiki, "Strength, Durability And Hydraulic Properties of Clayey Soil Stabilized With Lime And Industrial Waste Lime". *Al-Rafidain Eng* 16 (1):102-116. 2008.
- [16] T. Than Danh, Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait gonflement de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de l'environnement, Ph.D Thesis Ecole nationale supérieure des mines de Paris, 2014.
- [17] Z. Nalbantoglu, & E. R. Tuncer, "Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 38, 154-160. 2001.
- [18] Z. Nalbantoglu, & E. Gucbilmez, "Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments". *Journal of arid environments*. 47(4), 453-463. 2001.

## TENSILE STRENGTH OF REINFORCED COMPACTED CLAYEY SOIL BY SHORT FIBERS.

M. Chebbi1, H. Guiras1 & M. Jameil

Corresponding author: [Chebbimeriem77@yahoo.fr](mailto:Chebbimeriem77@yahoo.fr).

<sup>1</sup>University of Elmanar, National School of Engineers of Tunis, Laboratory of Civil Engineering, Tunisia.

**Abstract:** *The tensile strength of soil is an important mechanical parameter used to study many structures stability, such as cover layers of landfill, slopes, dams, embankments and hydraulic barriers ... The tensile strength is a main parameter particularly in the case of cracks development. In fact, some of the geotechnical constructions suffer from cracking due to tensile failure. Besides this reality, due to the complexity of laboratory tests, the study of tensile strength characteristics of cohesive soils has not been yet well investigated.*

*In this study a series of direct tensile stress were performed using specific apparatus. Some of experimental tests were performed under different initial water content and dry densities. The effect of each initial condition was deeply investigated. Then and as a practical technique to reduce the effect of cracks, the short fibers are used to reinforce the cohesive soil. In fact, the same tests are performed using different fibers rates. The results indicate that short fibers can significantly increase soil tensile strength in some range of initial water contents. However there is an optimal of fibers content, over which the tensile strength decreases. Then, the evolution of tensile strength according to the fibers contents is well depended on the initial water content and dry density. Some experimental observations on the crack patterns lead to specify the role of the fibers on the cracks distribution.*

**Key-Words:** *Tensile strength; compacted clayey soil; short fibers, initial water content.*

### 1 Introduction

Tensile strength of soil is considered as an important mechanical parameter which is useful in many geotechnical engineering application. Indeed, the tensile strength of soil is difficult to be precisely measured due to the lack of laboratory techniques. In recent years, increasing attention has been paid to the investigation of soil tensile characteristics and to the development of new methods of improving and measuring soil tensile strength [2], [5], [6].

Discrete fiber reinforcement is a recently developed technique to improve soil mechanical behavior [3]. In comparison with conventional geo-synthetics (strips, geotextile, geogrid, etc.), the advantages of using discrete fiber are as follows: (1) The discrete fibers are simply added and mixed randomly with soil, like in mixing soil with cement, lime, or other additives. (2) Randomly distributed fibers limit potential planes of weakness that can develop in the direction parallel to the conventionally oriented reinforcement. (3) The inclusion of fiber only changes the physical properties of soil and has no impact on the environment. For these reasons, researchers have shown an increasing interest in mechanical behaviors of fiber reinforced soils. Although the mechanical behaviors such as shear strength, compressive strength and bearing capacity of fiber reinforced soil have been extensively studied in the past few decades, the effect of fiber reinforcement on soil tensile strength behavior has not been well understood yet. In this study, discrete fiber reinforcement was proposed to improve soil tensile strength. An innovative tensile apparatus was developed for this purpose. Using this apparatus, a series of direct tensile tests were conducted on fiber reinforced soil in order to determine the tensile strength characteristics. The influences of fiber content and water content on tensile strength were analyzed and associated mechanisms were discussed.

### 2 Direct Tensile tests :

#### 2.1 Materials and sample preparation

### 2.1.1 Characteristics of the Fibers

The sisal fibers used are natural fibers. They are characterized by a density of  $9.4 \text{ kN/m}^3$ , tensile strength of  $510 \text{ MPa}$ , elastic modulus of  $11.8 \text{ GPa}$ , and failure strain of  $5.6\%$  [9]. Observation under an optical microscope showed that the diameters of the fibers ranged between  $0.1$  and  $0.35 \text{ mm}$ . However, most of the fibers tested had a diameter between  $0.12$  and  $0.15 \text{ mm}$ , which gave an average diameter,  $D$ , of the fibers equal to  $0.15 \text{ mm}$ . The length,  $L$ , of the short fibers was fixed at  $30 \text{ mm}$  (Figure 1).

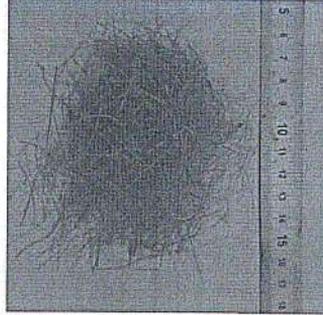


Figure 1: Group of sisal fibers

### 2.1.2 Clayey Soil Properties

The used soil was sampled from the region of thibar (Beja), west of Tunisia. Physical properties of this soil such consistency limits (liquid limit,  $W_L$ , plastic limit,  $W_P$ , and plasticity index,  $I_p$ ) were obtained by following the guide lines provided by NF P 94-056 and NF P 94 051, respectively. The specific gravity,  $G$ , was determined by employing an Ultra-pycnometer. The results obtained from these investigations are presented in Table 1. The collected soil was first dried at  $90^\circ\text{C}$ , broken into pieces, and passed through a  $2\text{-mm}$  sieve. The subsequent processing preparation consisted of the following steps:

- Crushing of the clumps of dry clay;
- Passage through a sieve with a  $2\text{mm}$  mesh;
- Addition of water
- Storage of the samples in hermetically sealed plastic bags for homogenization of the water content.

Table 1: Properties of soil sample

Specific gravity	Consistency limit			Compaction study	
	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)	Plasticity index	W (%) density( $\text{g/cm}^3$ )	Dry
2.65	60	35	25	25	1.66

### 2.2 Test method and device

Soil tensile strength can be measured using many methods, which mainly can be divided into two categories: indirect and direct methods. For the former one, the tensile strength is calculated according to some empirical correlations. The common indirect tensile test methods include Brazilian tensile test, flexure beam test, hollow cylinder test, double punch test, etc. [4], [7]. Since

the determination of tensile strength by indirect method is based on a series of theoretical assumptions, the calculated value usually cannot directly reflect the intrinsic mechanisms of soil tensile behaviors.

Moreover, the measured tensile strength significantly depends on the employed test methods. Despite these limitations, many researchers still favored it for its great testing convenience. The direct test method is generally considered as the most reliable approach to measure tensile strength. An increasing tensile load is directly applied to the two ends of the specimens until tensile failure occurs. The monitored maximum tensile load issued to determine the tensile strength. Generally, the obtained tensile strength from direct tensile test is of high accuracy. However, it has been accepted that direct tensile tests are difficult to perform due to problems related to specimen preparation and test procedures. Thereby, this method needs development of new test setups and methodologies [10], [11].

In this context, direct test method was employed. In order to facilitate the test procedures, a special compaction and tensile mould was designed to prepare dogbone specimens (Figure 2). The tensile mould consists of two halves of the split mould. A neck at the centre of the specimen is formed to reduce the specimen width from 35 cm to 13cm, allowing the specimen failure to occur at the centre section during tensile test (Figure 3). During compaction, the required quantity of soil mixture was put in the compaction mould and statically compacted to the target height.

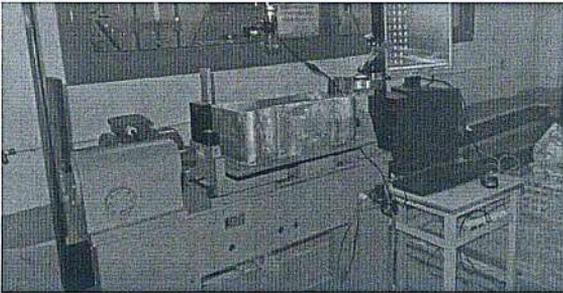


Figure 2: Newly developed tensile strength measuring apparatus

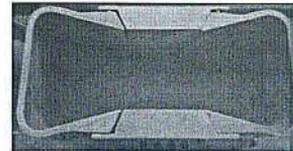


Figure 3: Tensile mould

Direct tensile tests were then conducted on the prepared dogbone specimens, using a newly developed apparatus as shown in Figure 2. A tensile load is applied on the movable part of the mould. This tensile load increased with the increase in displacement of the movable part of tensile mould. The evolutions of tensile load and associated displacement were recorded by displacement transducers (with the resolution of 0.01mm).

The tensile strength  $\sigma_t$  was then calculated by dividing the maximum tensile load  $T_{max}$  by the cross sectional area  $A$  ( $L \times h$ ) at the specimen's neck. The tensile strength  $\sigma_t$  can then be written as:

$$\sigma_{max} = T_{max}/A$$

### 3 Results

Using the self-developed tensile test apparatus, direct tensile tests were performed on many prepared specimens. The obtained tensile strengths of various tests were presented. In the following sections, the tensile characteristics of fiber reinforced soil and the effect of fiber content and water content and on the tensile strength will be discussed.

**3.1. Tensile curves**

Figure 4 shows the typical tensile curve (tensile load versus displacement) of the specimens. It can be seen that the tensile load increases monotonously with increasing displacement before reaching the peak value, where tensile failure occurs. In this step, it seems that the matrix is supporting the main part of the applied load. Indeed, since peak value of load, the onset of a macroscopic crack can be easily observed on the sample. After the peak load, the mechanical behavior is totally different than the one observed for the no reinforced specimen. This part is very interesting because it reveals the change in behavior mostly due to the presence of fibers in the composite. Indeed no sudden failure is observed but a continuous fall of the load is recorded and a residual tensile load is maintained after failure, suggesting that the fiber inclusion is effective in improving soil failure ductility. This behavior underlines the major role of the debonding process on the ruin of the material.

Also, we observe that initially, the fibers in the composite are randomly oriented during the tensile test (Figure 5); but, their direction becomes more and more parallel to the direction of the load as it increases (Figure 6).

In Figure 6, we can see that some of the fibers are debonded on both side of the crack and link it's two sides. This process leads to a pull out phenomena witch disturbs the load transfer process. In the fiber pull out processing, the applied load is transferred and distributed along the fiber matrix interface and causes interfacial failure. This continuous controlled debonding process of the fibers at the matrix interface is associated to controlled face of the crack propagation.

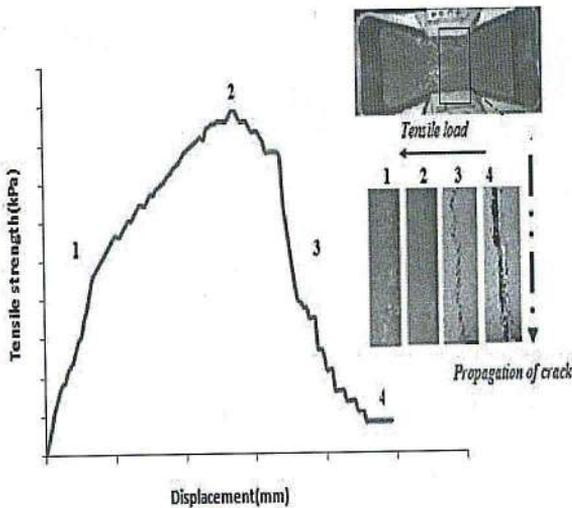


Figure 4: Typical tensile curve of fiber reinforced soil

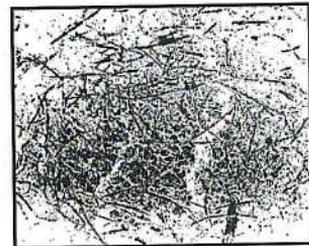


Figure 5 Randomly distributed fibers in soil matrix (Image-J)

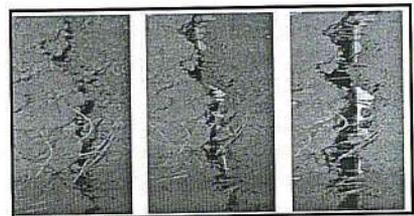


Figure 6: Split block held together by fibers and parallel to the direction load

**3.2. Effect of fiber content**

Figure 7 shows changes in tensile strength with different fiber contents. For the specimen without fiber inclusion, the measured tensile strength is 19 kPa. Fiber inclusion can improve soil tensile strength, and the tensile strength increases with the increase of fiber content. For instance, the tensile strength increased by 267 %, from 19 kPa to 72 kPa, when the fiber content increased

from 0% to 0.5%. This is mainly because when the specimen is subjected to tensile load, the slide of fibers in soil matrix is restricted by the interfacial mechanical interactions between fiber surface and soil particles. Consequently, fibers are capable of sharing some tensile load in soil matrix, and therefore increase the tensile strength. With increasing fiber content, the number of fibers per unit volume increased. The acquired reinforcement benefit of fibers to the tensile strength was therefore more pronounced.

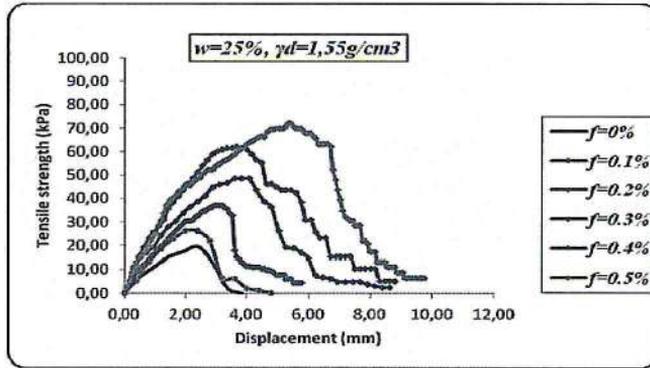


Figure 7: Effect of fiber content on tensile strength

### 3.3 Effect of fiber content on crack opening

When monitoring the various tests it has been found the influence of the pourcentage of the fibers on the shape of crack and its propagation velocity.

When the tension cracks caused by loading began to perform, the fibers attended as connections, efficiently obstructed the further opening and development of cracks and accordingly prevented samples from complete failure. In fact, for small percentages of fibers (0%, 0.1 %, 0.2 %), the crack tends to propagate perpendicularly to the tensile load and it seems continuous through the cross section. However, since the percentage of 0.3% the crack is no longer perpendicular to the tensile stress and it becomes more and more discontinuous. So, in Figure 8, we can observe clearly the effect of fibers in stopping the propagation of cracks and delaying their appearance.

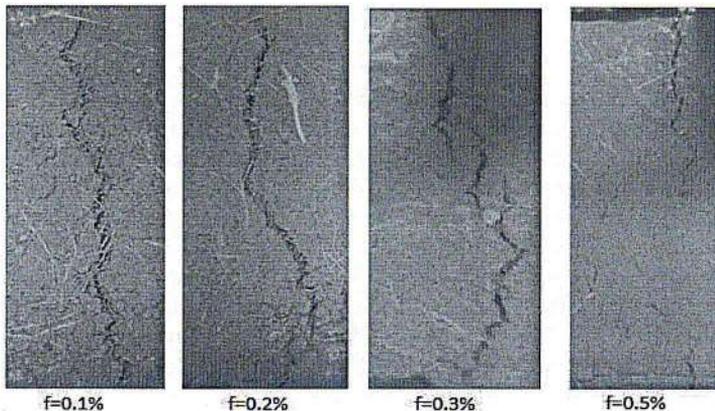


Figure 8: Effect of fiber content on the shape of crack

### 3.4. Effect of water content

In order to understand the influence of water content on soil tensile strength, five groups of specimens with different water contents, i.e. 20%, 23%, 25%, 28% and 30%, were prepared and subjected to direct tensile test. The obtained tensile strengths were presented in Figure 9. It can be seen that the increase of water content resulted in a decrease of tensile strength. When water content was increased from 20% to 28%, the tensile strength was decreased by about 50%, from 90 to 46 kPa for fiber content=0.5%.

This observation can be explained by the fact that increase of water content may weaken the interfacial mechanical interactions between fibre and soil matrix, and decrease the capability of fibre to bear the tensile load. Also, the increase of water content can induce a decrease of interfacial friction and cohesion. [12] performed a comprehensive investigation on the interface behaviour between construction materials (steel, concrete and wood) and soil, and identified that water content is one of the major factors affecting the interfacial friction. [4] found that an increase of water content can also result in a decrease of the pull-out resistance of reinforcement. [9], [14] quantitatively measured the interfacial shear strength of fibre reinforced soil by performing single fibre pull-out test.

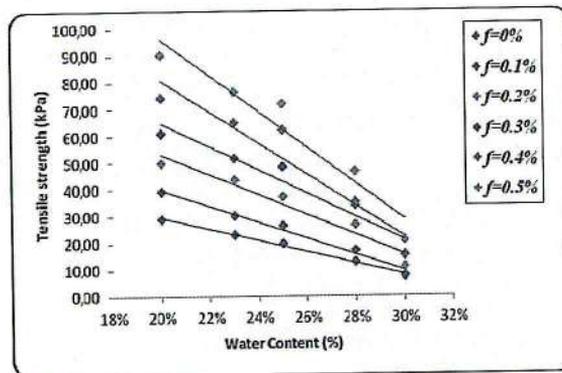


Figure 9: Changes of soil tensile strength with water content (Dry density=1,66g/cm<sup>3</sup>).

## 4 Conclusions

Direct tensile tests were conducted on discrete fiber reinforced soil using the newly developed apparatus. The effects of fiber content, water content, and dry density on soil tensile strength were considered and the obtained results were discussed. The following conclusions can be drawn:

(1) The developed 8-shaped tensile mould constitutes a simple means of fixing soil specimen during tensile test. The proposed method and the developed apparatus provide a convenient way for measuring the tensile strength of geo-materials.

(2) Very small dosage of fiber inclusion can significantly enhance soil tensile strength. The tensile strength basically increases with increasing fiber content. As the fiber content increases from 0% to 0.2%, the tensile strength is increased by 65.7%. Moreover, fiber reinforcement changes soil's brittle tensile failure behavior to ductile tensile failure behavior. Due to the presence of fibers, a residual tensile load was maintained after tensile failure.

It suggests that the fiber reinforcement is a favorable ground improvement technique, and has the potential to increase soil cracking resistance and the stability of earth structures.

(3) Tensile strength of fiber reinforced soil increases with an increase in dry density. It is mainly because that a higher dry density leads to more contacts between soil particles, and also gives rise to an increase of fiber/soil interfacial contact area. Consequently, the fiber reinforcement benefit on tensile strength is improved.

(4) Tensile strength of fiber reinforced soil decreases with increase in water content. It is because the bonds between soil particles and the interfacial mechanical interactions between fiber surface and soil matrix are weakened by adding water.

## References

- [1]Ahmad F, Bateni F. (2010) Performance evaluation of silty sand reinforced with fibers. *Geotextiles and Geomembranes*;28(1):93-9.
- [2]Chen YL,Wang M,(2009) Tensile and compressive strength tests on artificial frozen soft clay in Shanghai. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*;31(7): 1046-51.
- [3]Consoli NC, Casagrande MDT. (2007) Performance of fiber-reinforced sand at large shears strains. *Geotechnique*; 57(9):751e6.
- [4]Farrag KA, Griffin P. Pull-out testing of geogrids in cohesive soils. In: Cheng SCJ,editor. *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*. Philadelphia: ASTM STP 1190; 1993. pp. 76e89.
- [5]Ghosh A, Subbarao C. (2006) Tensile strength bearing ratio and slake durability of class F fly ash stabilized with lime and gypsum. *Journal of Materials in Civil Engineering*; 18(1):18e27.
- [6]Houcem T,Mehrez J, Houda G, Hatem Z, Enrique R, Sebastia O. (2010) Some investigations about the tensile strength and the desiccation process of unsaturated clay. "European physical journal. Special topics", vol. 6, p. 12005-p1-12005-p8.
- [7]Hu HJ, Jiang MJ, Zhao T, Peng JB, Li H. (2010) Effects of specimen-preparing methods on tensile strength of remolded loess. *Rock and Soil Mechanics*; 30(Suppl. 2):196e9.
- [8]Kim TH, Kim TH, Kang GC, Ge L.(2010) Factors influencing crack induced tensile strength of compacted soil. *Journal of materials in civil engineering*; 24(3):315-20
- [9]Mehrez J, Pascal V, Houda G (2013) Shear failure criterion based on experimental and modeling results for fiber reinforced clay. *American society of civil engineers*.
- [10]Morel JC,Ghavami K, Ali M. (2000). Theoretical and Experimental Analysis of Composite Soil Blocks Reinforced with Sisal Fibers Subjected to Shear. *Masonry international*;13(2).
- [11]Nahlawi H, Chakrabarti S, (2004) A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials. *Geotechnical Testing Journal*; 27(4):1e6.
- [12]Potyondy JG. Skin friction between various soils and construction materials. *Geotechnique* 1961;11(4):339e53.
- [13]Tang CS et al. (2010a). Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils. *Engineering Geology*;114(3e4):261e6.
- [14]Tang CS et al. (2010b) Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*;28(1):54e62.

## EFFET DE L'IMMERSION SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN TUF GYPSE-CALCAIRE TRAITÉ AUX LIANTS ORGANIQUE OU HYDRAULIQUE

Daheur El Hadj Guesmia<sup>1</sup>, Goual Idriss<sup>2</sup>, Taibi Said<sup>3</sup>.

Daheur86@yahoo.fr

<sup>1</sup>Laboratoire de mathématiques et des sciences appliquées, Université de Ghardaïa, Algérie.

<sup>2</sup>Laboratoire de recherche de Génie Civil, Université de Laghouat, Algérie.

<sup>3</sup>Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, Université le havre, France.

**Résumé :** Ce travail s'insère dans le cadre de la valorisation de matériaux locaux. Il s'agit d'étudier l'effet de l'immersion sur le comportement mécanique du tuf gypseux-calcaire de la région de Ghardaïa (600km au sud d'Alger) sans et avec traitement aux liants hydrauliques (ciment, chaux) ou Organique (lignosulfonate). La démarche scientifique consiste dans une première étape à étudier l'effet du type et du dosage du liant sur le comportement physico-mécanique du notre tuf. La deuxième étape a consisté en l'étude de l'influence de l'immersion du tuf après le traitement aux liants hydraulique ou organique. Les résultats obtenus montrent que la nature des liants et leurs dosages sont deux paramètres influant directement sur les qualités de notre échantillon et la durée de conservation favorise l'amélioration de ces qualités. L'immersion a altéré moyennement les résistances à la compression du tuf traité aux liants hydrauliques et sensiblement du tuf traité au liant organique.

**Mots-Clefs :** Matériaux locaux, Tuf, Durcissement, Traitement ; Immersion,...

**Abstract :** This work focuses to the valorisation of local materials. The aim is to study the effect of immersion on the mechanical behavior of gypsum-calcareous tuff from Ghardaïa region (600km south of Algiers) with and without treatment with different types of binder hydraulic (cement, lime) or organic (lignosulfonate). A first experimental phase was carried out in order to studying the effect of type and content of binder on the physico-mechanical behavior of our tuff. The second experimental phase concerns the immersion study of the treated tuffs. The results show that the type and the content of binders are two parameters that directly affect the quality of our sample and the curing times improve these qualities. After immersing the treated samples with hydraulic binders were not altered, for against those treated with organic binder are sensibly altered.

**key words:** local materials, tuff, road engineering, hardening, treatment, immersion,...

### 1 Introduction

En Algérie, les tufs d'encroûtements font partie des matériaux disponibles en grande quantité. Dans certaines régions relativement riches en granulats, ils sont utilisés comme matériaux de substitution pour économiser les ressources en matériaux noble; dans d'autres (région de Ghardaïa), ils représentent la seule ressource en matériaux routiers. Son utilisation à l'état brut a révélée certains problèmes de fissuration dans les chaussées qui sont probablement dus à l'instabilité des tufs utilisés en assise. Cependant, la recherche de certains procédés de traitement de ces matériaux en vue d'améliorer leurs caractéristiques physico-mécaniques demeure l'une des solutions la plus appropriée. Afin de palier à ces problèmes, la réponse aux exigences techniques des chaussées de routes s'avère de plus en plus nécessaire.

La région de Ghardaïa est dotée d'un gisement important de tufs, et dans l'optique d'une valorisation des matériaux locaux, s'oriente cette recherche. Il s'agit d'étudier l'influence de différents modes de traitement, sur les performances physico-mécaniques des tufs de Noumérat de la région de Ghardaïa.

## 2 Récapitulatif des essais d'identification géotechnique et minéralogique du tuf étudié

Les résultats des essais d'identification géotechnique et minéralogique du notre échantillon sont résumé dans le tableau 1.

Tableau 1. Essais d'identification du tuf de Noumerate.

Essai	Résultat
L'analyse granulométrique	
D10	0.006
D30	0.12
D60	2
Cu	333.33
Cc	1.2
Limites d'Atterberg	
w <sub>l</sub>	28.53%
w <sub>p</sub>	Non mesurable
I <sub>p</sub>	Non mesurable
Essai d'équivalent de sable	4,65%
Essai au bleu de méthylène	
VB (0/0.2)	0.43
VB (0/D)	0.17
Essai de compactage et de portance	
La densité sèche maximale	$\gamma_{dmax} = 1,79 \text{ t/m}^3$
La teneur en eau optimale	w <sub>opt</sub> = 11.85%
Essai CBR	
I CBR immédiat	42
I CBR après 4 jours d'immersion	35
Essai Los Angeles	
Classe granulaire 10-25	50,49%
Essai de compression simple	R <sub>c98</sub> = 25,5 bars
Analyse chimique par fluorescence X	
Le gypse (CaSO <sub>4</sub> ; 2H <sub>2</sub> O)	52,61%
Carbonate de calcium (CaCO <sub>3</sub> )	17,02%
Silice (SiO <sub>2</sub> )	9,29%

*Rc98: Résistance à la compression simple à 98% de la densité sèche maximal après 48h de conservation à l'étuve à 55°C.*

Les essais réalisés nous ont permis de constater que :

Notre échantillon est un matériau qui se compose essentiellement de gypse et de calcaire (CaCO<sub>3</sub> + CaSO<sub>4</sub> ; 2H<sub>2</sub>O = 69,63%), il a une courbe granulométrique étalée, La fraction 0/80µm est de l'ordre de 25,34%, ces particules sont des fines gypseuses et calcaires non argileuses. Les essais de qualité des fines montrent que notre matériau est propre et ne présente aucune plasticité.

## 3 Etude de l'effet de traitement sur le comportement de notre échantillon

Dans cette étude on va essayer de traiter notre échantillon par deux types de liants, l'un hydraulique (le ciment et/ou la chaux), et l'autre organique (lignosulfonate), Afin d'aboutir au meilleur choix technico-économique d'un projet routier.

Les pourcentages du ciment et de la chaux utilisés sont choisis dans un domaine économique réaliste, ce sont : 2% et 4%.

Vu la cherté actuelle des lignosulfonates, nous avons choisi de faibles dosages : 0,5% et 1% du poids total du tuf.

L'objectif de ce traitement est donc :

- Améliorer la stabilité immédiate (la compactibilité et la traficabilité);
- Amélioration des caractéristiques mécaniques (résistance à la compression) ;
- Conférer au matériau une insensibilité à l'eau ;
- Réduire le coût global d'un projet routier.

Notre étude au laboratoire est composée des investigations suivantes :

- ✓ Influence du traitement sur les caractéristiques immédiates (densité sèche, teneur en eau optimale et la portance) ;
- ✓ Influence du traitement sur les caractéristiques mécaniques (essais de compression simple à 0, 3, 7, 28,60 et 180 jours) après conservation à l'air libre ;
- ✓ Influence de l'immersion sur la résistance à la compression du tuf traité;

a. *Influence du traitement sur les caractéristiques de compactage et de portance*

L'essai de compactage a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P 94-093. L'essai CBR est réalisé selon la norme NFP 94-078 soit :

- Immédiatement après le compactage ;
- Après quatre jours d'immersion.

Les résultats de l'essai Proctor modifié sont représentés dans la figure 1 ci-après.

➤

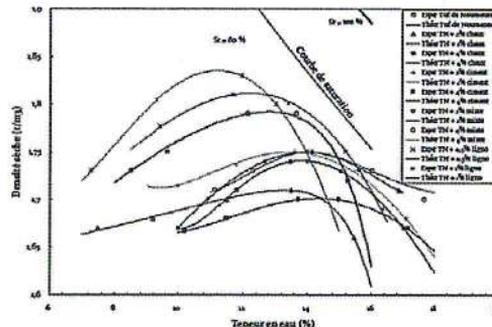


Figure 1. Courbe Proctor modifié du tuf de Noumerate avec ou sans traitement.

D'après ces résultats on constate que :

Le traitement aux liants hydrauliques conduit à :

- Une augmentation de la teneur en eau optimale. Cette augmentation est proportionnelle avec le dosage des liants, elle atteint son maximum (9,73%) dans le cas du traitement avec 4% mixte. Ainsi les courbes sont décalées vers la droite ;
- Abaissement de la densité sèche maximale (5,03% pour le traitement avec 4% de chaux);
- Aplatissement de la courbe Proctor, elle est très remarquable pour le traitement à la chaux (diminution de la sensibilité de la densité sèche maximale vis-à-vis de la teneur en eau optimale).

Contrairement aux liants hydrauliques, le traitement au lignosulfonate baisse la teneur en eau optimale (une perte de 12,84% au cas de traitement par 1% de lignosulfonate), augmente la densité sèche maximale (un gain de 2,79% au cas de traitement par 1% de lignosulfonate) et ne conduit pas à l'aplatissement des courbes (l'allure des courbes n'est pas affectée).

Les différentes caractéristiques de compactage et de portance de notre échantillon, immédiat et après 4 jours d'immersion sont représentés dans le tableau 2.

Tableau 2. Résultats récapitulatifs de portance de notre échantillon traité.

Essais	4 jours d'immersion			
	Formule	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	I CBR	I CBR Immédiat
Tuf		1,77	35	42
Tuf + 2% chaux		1,69	41	48,5
Tuf + 4% chaux		1,69	43	50
Tuf + 2% ciment		1,73	96,2	55
Tuf+ 4% ciment		1,73	130	60
Tuf+2% Mixte		1,74	81	52
Tuf + 4% Mixte		1,74	94	57
Tuf+0,5% Lignosulfonate		1,79	42	51
Tuf+1% Lignosulfonate		1,82	49	64

Les résultats du tableau 2 mettent en évidence que le dosage des stabilisants influe directement sur l'indice CBR ; notamment l'indice CBR après immersion dans le cas du traitement au ciment. L'abaissement de l'ICBR imbibé par rapport à l'ICBR immédiat dans le cas du traitement au lignosulfonate (de l'ordre de 23,43% au traitement par 1% de lignosulfonate) s'explique par la sensibilité du lignosulfonate à l'eau, donc il est inefficace dans le cas où l'action de l'eau est à craindre.

#### b. Influence du traitement sur la résistance à la compression

Pour voir l'influence de traitement sur la résistance à la compression de notre échantillon, nous avons fabriqués des éprouvettes cylindriques de dimensions ( $\varnothing = 5\text{cm}, H = 10\text{cm}$ ) confectionnées à la teneur en eau du Proctor modifié et à compacité théorique égale à 98%, conservées à l'air libre ( $T = 30 \pm 5^\circ\text{C}$ ) pendant 0, 3, 7, 28, 60 et 180 jours.

Le compactage est réalisé selon la norme NFP 98- 230-2, sur la fraction 0/5, à l'aide d'une presse hydraulique et des moules à double piston. Le matériau est compacté en une seule fois dans le moule. Une fois le temps de conservation est atteint, les éprouvettes sont soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'une presse CBR à une vitesse constante de 1,27 mm/mn jusqu'à la rupture, et on prend les lectures.

Les résultats exprimés pour chaque essai sont les moyennes de 3 valeurs. La figure 2 représente l'évolution de la résistance à la compression de notre échantillon traité.

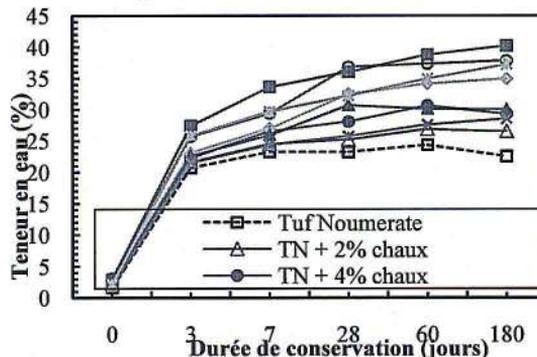


Figure 2. Evolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation du tuf de Noumerate traité.

D'après ces résultats, nous pouvons faire les constatations suivantes :

- Les allures des courbes sont très comparables entre eux. L'évolution des résistances à la compression est rapide avant 28 jours de conservation, après, cette évolution devient faible avant sa stabilisation;
- L'effet de traitement est apparu immédiatement dès le début de traitement, avec un gain plus;
- Le traitement de notre échantillon par 4% de ciment acquière la bonne résistance à la compression après 180 jours de conservation à l'air libre avec un gain de 78%.

*c. Influence de l'immersion sur la résistance à la compression*

Pour étudier l'influence de l'immersion sur la résistance à la compression ; nous avons confectionné trois séries d'éprouvettes identiques ( $\varnothing = 5\text{cm}, H = 10\text{cm}$ ) à la teneur en eau du Proctor modifié et à compacité théorique égale à 98%. Chaque série est composée de trois éprouvettes, conservées pendant 28 jours à l'air libre avant d'avoir subi une immersion totale.

- La 1ère série immergée pendant 1 jour.
- La 2ème série immergée pendant 7 jours.
- La 3ème série immergée pendant 14 jours.

Après chaque durée d'immersion, les éprouvettes sont soumises à des essais de compression simple.

Nous avons remarqué lors de l'immersion que les éprouvettes traitées au lignosulfonate sont détruits rapidement (au bout de 2 minutes) et les éprouvettes traitées à 2% de chaux sont détruites après 24 h d'immersion. Les figures 3 et 4 résument les caractéristiques des éprouvettes après l'immersion.

D'après les figures 3 et 4 nous pouvons constatés que :

- L'immersion a altéré moyennement les résistances à la compression du tuf traité au ciment et sensiblement du tuf traité à la chaux.
- Le traitement au lignosulfonate n'améliore pas la sensibilité du tuf à l'eau étant donné que toutes les éprouvettes traitées au lignosulfonate sont détruites rapidement.

Etant donné que les lignosulfonates sont solubles à l'eau, la pluie peut les lessiver ou les faire pénétrer trop profondément dans la chaussée et les rendre inefficaces. En effet, une seule pluie peut réduire considérablement ou éliminer complètement leur efficacité.

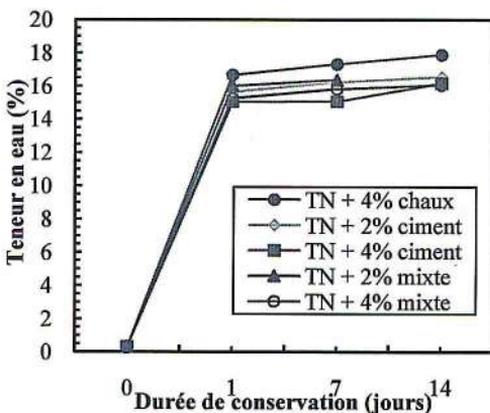


Figure 3. Influence de l'immersion sur la teneur en eau du tuf traité.

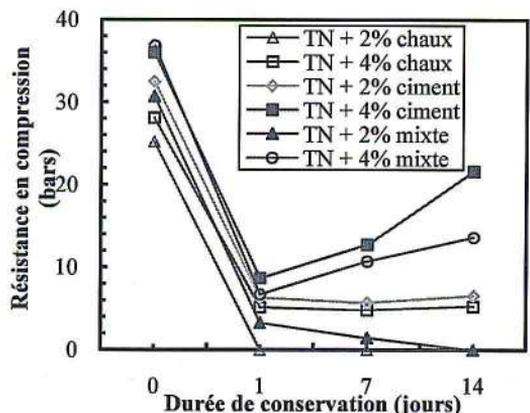


Figure 4. Influence de l'immersion sur la résistance à la compression du tuf traité.

#### 4 Conclusion

Dans ce travail nous avons vu l'influence du traitement aux liants hydrauliques (ciment et/ou chaux) et au lignosulfonate, sur les caractéristiques de compactage et de portance et sur l'évolution des caractéristiques mécaniques de notre échantillon. L'objectif était d'améliorer les performances mécaniques, et faire acquérir au matériau une insensibilité à l'eau, afin de garantir son emploi en corps de chaussées dans des zones climatiques sévères et de trafic intensif.

Au cours de cette étude, nous avons vu que le traitement améliore la compactibilité et la traficabilité, notamment le traitement par 1% de lignosulfonate, et que le traitement par le ciment est la meilleure solution parmi les stabilisants utilisés pour améliorer la résistance du tuf étudié aux effets liés à la présence de l'eau, mais cette amélioration reste toujours décevante vis-à-vis du résultat escompté. En effet, le traitement par les liants utilisés n'est pas une solution adéquate pour que le tuf soit insensible à l'eau. Donc des mesures de protections contre l'infiltration des eaux doivent être prises lors de la construction d'une chaussée.

Les résultats obtenus montrent que la nature des liants et leurs dosages sont deux paramètres influant directement sur les qualités de notre échantillon. La durée de conservation favorise l'amélioration de ces qualités et une stabilisation avec 4% ciment acquière les meilleures performances pour le tuf étudié.

#### Références bibliographiques

- [1] Boukezzi. Z. Lehabab (1997) : " Etude des tufs calcaires: utilisation en construction routière ", Thèse de Magister, USTO.
- [2] Kouidri Z. (2000) " Contribution à l'étude de stabilisation d'un sol sableux : Modélisation du comportement mécanique ", Mémoire de Magister, C.U.Laghouat.
- [3] Azzouz L., Bouhicha M., Belaadi S. (1997) : " Etude de stabilisation physico-chimique d'un sol sableux ", séminaire national de GC, 16 et 17 Nov. vol 2.P33-42, M'silla, Algérie.
- [4] Azzouz L., Bouhicha M., Belaadi S. (1998) : " Contribution à l'étude de la stabilisation à froid des sols : cas de la région de Laghouat ", Première journées de Génie Civil, Laghouat le 26 et 27 mai.
- [5] Ben Dhia M.H. (1983) : " les tufs et encroutements calcaires dans la construction routière ", Thèse de docteur de 3ème cycle de l'université de paris VI, oct.

## EFFET D'UNE SATURATION PARTIELLE SUR LA REPOSE HYDROMECHANIQUE D'UNE ROCHE ARGILEUSE

Delage Pierre<sup>1</sup>, Menaceur Hamza<sup>1</sup>, Belmokhtar Malik<sup>1</sup> & Talandier Jean<sup>2</sup>

*delage@cermes.enpc.fr*

<sup>1</sup>Ecole des Ponts ParisTech, Navier/CERMES, Marne la Vallée, France

<sup>2</sup>Andra, Châtenay-Malabry, France

**Résumé :** Les argilites font l'objet d'études approfondies car elles sont considérées comme des roches-hôtes potentielles pour le stockage des déchets radioactifs à grande profondeur. On observe qu'elles sont très sensibles aux variations de teneur en eau, avec une augmentation de leurs propriétés mécaniques avec la désaturation et l'augmentation de succion. Leur courbe de rétention d'eau est d'allure classique, avec cependant un effet d'endommagement hydrique qui entraîne un gonflement plus fort après un cycle de séchage-remouillage. L'étude de la microstructure montre que l'on peut, en première analyse, considérer la matrice argileuse (50%) comme un ensemble de plaquettes avec une porosité inter-plaquettes bien organisée autour d'un diamètre moyen de 32 nm, qui donne une idée de l'épaisseur moyenne des plaquettes. Un relâchement de contrainte à teneur en eau constante se traduit par un gonflement qui résulte d'un transfert interne d'eau libre inter-plaquettes vers la porosité intra-plaquettes où elle est plus solidement liée.

**Mots-Clefs :** Argilite, désaturation, succion, microstructure, gonflement.

**Abstract :** The behaviour of claystones and shales is presently investigated in details thanks to their potential use as host rock for radioactive waste disposal at great depth. They are very sensitive to changes in water content, with an increase of mechanical properties with desaturation under increased suction. Claystones have a standard water retention curve but some effect of hydric damage can be observed after a drying-wetting cycle. The microstructure is characterized by a matrix microstructure (50%) made up of clay platelets that can be assimilated to bricks in a first analysis. The pore size distribution is well organized around a diameter of 32 nm that provides an idea of the mean thickness of the platelets. A stress release at constant water content results in a swelling and desaturation due to an internal transfer from free inter-platelets water to linked intra-platelets water.

**Key-Words:** Claystone, desaturation, suction, microstructure, swelling.

### 1 Introduction

Les recherches sur le stockage géologique profond de déchets radioactifs de haute activité ont conduit à étudier le comportement thermo-hydro-mécanique des roches argileuses dans lesquelles pourraient être implantés de tels stockages. Ce type de roches est aussi particulièrement étudié avec le développement de l'exploitation de ressources énergétiques fossiles (gaz, pétrole) provenant des « schistes », des roches argileuses appelées « shales » en anglais. Les échantillons de roches argileuses sur lesquels sont réalisées les campagnes de caractérisation, peuvent être perturbés du fait notamment de leur prélèvement en profondeur et du relâchement de contraintes qui en découle. L'état de saturation en eau des éprouvettes est modifié et les échantillons arrivent au laboratoire dans un état de saturation partielle, état dont il faut tenir compte lors de la détermination de leurs propriétés hydromécaniques. Une autre raison de s'intéresser à la saturation partielle des roches argileuses est liée à la ventilation des galeries de stockage durant la période d'exploitation (une centaine d'années) qui entraîne une désaturation des parois.

Les roches argileuses sont particulièrement sensibles aux changements de teneur en eau. L'effet des changements de teneur en eau sur la résistance à la compression simple de l'argilite du Callovo-Oxfordien est illustré par la courbe de la Figure où les réponses d'éprouvettes à diverses teneurs en eau, obtenues en les plaçant à des humidités relatives contrôlées dans des dessiccateurs contenant des solutions salines saturées, sont présentées.

On observe que les caractéristiques élastiques (module d'Young obtenu à partir de la pente initiale des courbes déviateur/déformation axiale) et de rupture sont fortement influencées par les changements de teneur en eau et de succion, avec une résistance à la compression simple allant d'une valeur minimale de 28 MPa pour une teneur en eau de 5,24% sous une humidité relative (HR) de 98% correspondant à une succion de 2.7 MPa jusqu'à une valeur maximale de 58 MPa pour une teneur en eau de 1,65% sous une humidité relative (HR) de 32% correspondant à une succion de 151 MPa.

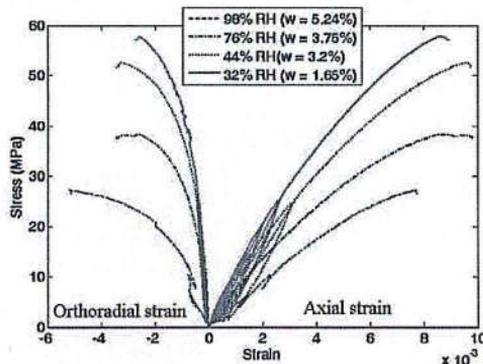


Figure . Effets de saturation partielle sur la résistance à la compression simple de l'argilite du COx (Pham et al. 2007)

Vu l'ampleur de cette sensibilité à la teneur en eau, on considèrera en détail les propriétés de rétention d'eau et la microstructure de l'argilite, pour détailler les mécanismes qui aboutissent à la désaturation de l'argilite du Callovo-Oxfordien (provenant du laboratoire souterrain de l'Andra à Bure) lors d'un relâchement de contrainte dû à l'excavation des carottes d'où sont extraites les éprouvettes étudiées en laboratoire.

## 2 Propriétés de rétention d'eau de l'argilite du Callovo-Oxfordien

Le Tableau présente les caractéristiques de l'éprouvette EST44584 de l'argilite du Callovo-Oxfordien étudiée par Menaceur (2014), avec une porosité initiale de 17%. L'éprouvette n'est pas saturée, avec un degré de saturation initial de 77,6%.

Tableau . Propriétés caractéristiques de l'éprouvette de l'argilite du Callovo-Oxfordien EST44584

Profondeur	490 m
Teneur en eau	6,1%
Densité sèche	2,16Mg/m <sup>3</sup>
Densité des grains solides	2,6 Mg/m <sup>3</sup>
Indice de vides	0.205
Porosité	17%
Degré de saturation	77,6%
Succion	34 MPa

L'étude des propriétés de rétention d'eau a été menée à l'aide de la technique de contrôle de succion par phase vapeur (Figure ) en plaçant les éprouvettes dans des dessiccateurs contenant des solutions salines saturées des sels indiqués au

Tableau .

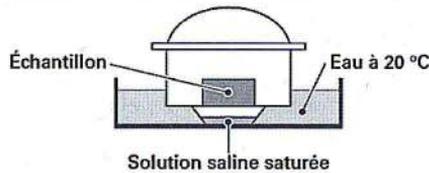
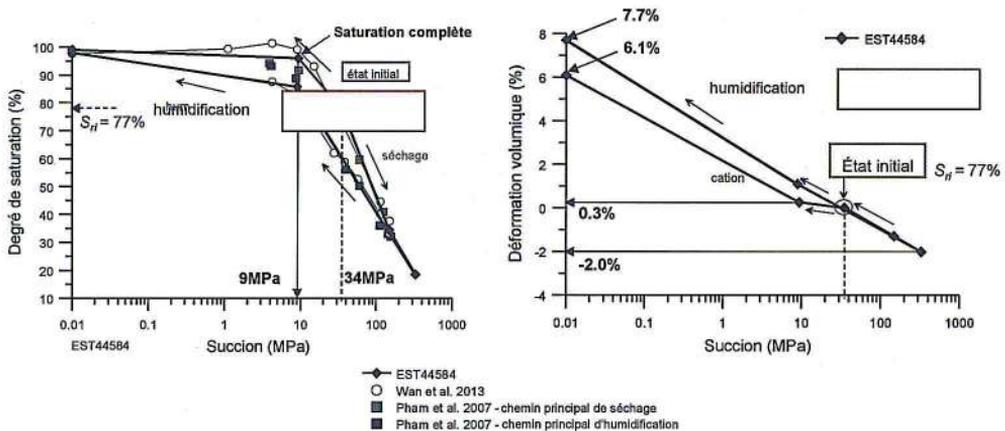


Figure . Contrôle de succion par phase vapeur

Tableau . Solutions salines saturées utilisées

Solution	Humidité relative	Succion
KOH	9%	331 MPa
MgCl <sub>2</sub>	33%	150 MPa
KNO <sub>3</sub>	93.7%	9 MPa
Eau pure	100%	0 MPa

La Figure présente les courbes de rétention d'eau (degré de saturation/succion) obtenue par Pham et al. (2007), Wan et al. (2014) et Menaceur (2014) sur l'éprouvette EST44584.



a) b) Figure . Propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx (Menaceur 2014)

On observe une très bonne correspondance entre ces données avec un effet d'hystérésis apparent. Il est important de caractériser en détail l'état initial des éprouvettes, ce qui requiert la détermination de la teneur en eau gravimétrique, du volume et de la succion de l'éprouvette. La teneur en eau est obtenue par pesée avant et après séchage de 24h à l'étuve à 105°C, le volume par mesure précise du volume des éprouvettes cylindriques à l'aide d'un pied à coulisse et la succion à l'aide d'un tensiomètre à point de rosée (WP4 de Decagon).

Comme indiqué dans le Tableau , on obtient pour l'éprouvette EST44584 un degré de saturation initial de 77,6% avec une succion de 34 MPa. Les variations volumiques mettent en évidence un fort gonflement de 6% lors d'un remouillage depuis l'état initial, avec peu de gonflement - 0,3% - entre 34 MPa et 9 MPa dans une section où la courbe de variation de degré de saturation (Figure a) montre qu'on approche la saturation complète. L'essentiel du gonflement observé se fait entre 9

MPa et succion nulle à l'état saturé. Ce gonflement est dû à l'hydratation d'un réseau de fissures caractéristique de l'endommagement hydrique du matériau.

Un séchage depuis l'état initial à une succion de 331 MPa entraîne une rétraction de 2%. Un remouillage depuis ce point plus sec entraîne un gonflement de 7,7%, supérieur à celui obtenu par remouillage à partir de l'état initial. Ceci met en évidence le couplage endommagement/gonflement avec un endommagement augmenté par le séchage sous 331 MPa. En d'autres termes, une variation hydrique de grande amplitude entraîne des microfissurations qui ensuite ont tendance à amplifier le gonflement, dont une part importante se produit au niveau des fissures d'endommagement hydratées.

### 3 Microstructure de l'argilite du COx

L'argilite du COx est constituée d'une matrice argileuse qui peut représenter 50% en masse au niveau du laboratoire souterrain de Bure, volontairement excavé à un niveau d'argilosité maximale. Cette matrice contient des proportions de l'ordre de 20-25% de matériaux détritiques, essentiellement de quartz et de calcite. On présente en Figure la représentation schématisée simplifiée proposée par Yven et al. (2007) et une photo en microscopie électronique à balayage (Menaceur 2014).

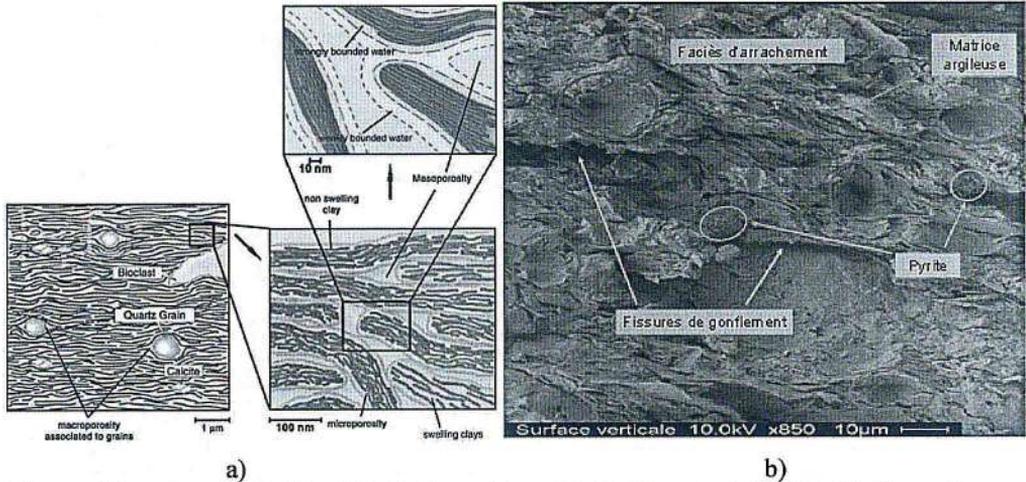


Figure . Microstructure de l'argilite du Cox : a) modèle de Yven et al. (2007) ; b) observation en microscopie électronique d'une argilite hydratée (Menaceur 2014)

La Figure b montre cette matrice argileuse avec des orientations de plaquettes proches de l'horizontale, avec des faciès d'arrachement des grains détritiques et des fissures de gonflement orientées dans le sens du litage.

La Figure montre une courbe porosimétrique obtenue par injection de mercure dans une éprouvette préalablement déshydratée par lyophilisation (congélation instantanée dans l'azote liquide à son point de congélation à  $-210^{\circ}\text{C}$  et sublimation de la glace pour éviter toute rétraction due aux ménisques capillaires eau/air lors d'un séchage classique ; comme observé en Figure b, cette rétraction est supérieure à 2%). La courbe montre une famille de pores très bien classée autour d'un diamètre moyen de 32 nm, supérieur à celui (20 nm) identifié par des essais porosimétriques sur échantillons séchés (Boulin et al. 2008). Cette bonne organisation du réseau poreux permet d'adopter le modèle dit de briques, qui consiste à considérer que la principale famille de pores est située entre les plaquettes représentées en Figure a qui sont assimilées à des

briques. En d'autres termes, on estime que le diamètre moyen de 30 nm est représentatif de l'épaisseur des plaquettes de la matrice argileuse.

En ne considérant que les actions capillaires, on peut estimer la succion qui serait nécessaire pour désaturer la famille de pore de diamètre 32 nm à partir de la loi de Laplace-Jurin :

$$s = \frac{2 \sigma \cos \theta}{r} \quad (1)$$

où  $s$  est la succion,  $\sigma$  la tension interfaciale air/eau ( $72,8 \times 10^{-3}$  N/m) et  $\theta$  l'angle de contact eau-solide, avec  $\cos \theta = 1$  car l'eau est parfaitement mouillante. On obtient ainsi une valeur de 9,1 MPa, proche de la valeur de pression d'entrée d'air de l'argilite (De La Vaissière et Talandier 2014). Ceci indique que les mécanismes capillaires sont prédominants dans les pores inter-plaquettes de l'argilite. Il n'en va pas de même pour l'eau intra-plaquettes, liée par des interactions physico-chimiques d'un autre ordre de grandeur.

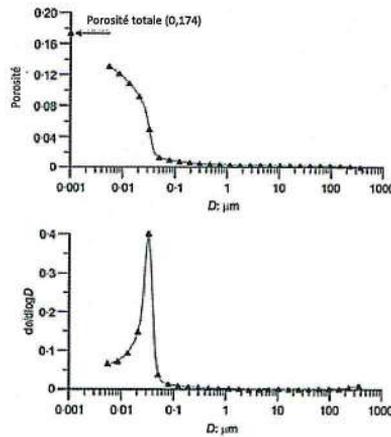


Figure . Courbe porosimétrique de l'argilite du COx

Cette quantité d'eau, contenue dans des pores définis par l'espacement entre les feuillets d'interstratifiés, peut être quantifiée en comparant la porosité totale pénétrée par le mercure sous la pression maximale de 200 MPa appliquée (rayon minimal de 5 nm) qui vaut 13% (Figure ) à la porosité totale de 17,4%. L'observation des courbes de la Figure montre que l'eau contenue dans les pores inter-plaquettes correspond à une porosité de 12% avec une limite estimée à un diamètre de 10 nm. On estime donc l'eau libre contenue dans les pores inter-plaquettes à 70% de la porosité globale.

Cette notion d'eau libre caractéristique des pores inter-plaquettes a été par ailleurs confirmée par des mesures de perméabilité à diverses températures qui ont montré que la perméabilité intrinsèque était indépendante de la température. En d'autres termes, les plus grands flux d'eau observés à 80°C étaient uniquement dus à la diminution de la viscosité de l'eau avec la température.

#### 4 Mécanisme de désaturation à teneur en eau constante lors d'un relâchement de contrainte

Une éprouvette d'argilite a été placée sous un oedomètre et resaturée sous volume constant afin d'obtenir un état saturé en conservant la porosité initiale. L'éprouvette a été ensuite déconnectée d'une source d'eau et la contrainte a été relâchée soudainement.

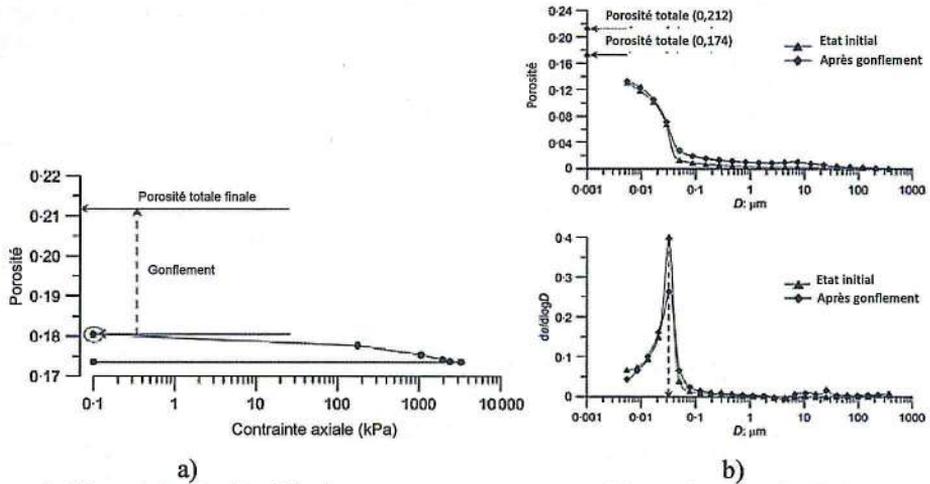


Figure . a) désaturation de l'argilite à teneur en eau constante ; b) courbes porosimétriques avant et après gonflement (Delage et al. 2014)

Comme on peut le voir sur la

Figure a, une contrainte maximale de 3,7 MPa a dû être appliquée pour empêcher tout gonflement durant l'hydratation. Le relâchement de contrainte à teneur en eau constante a été fait progressivement dans l'oedomètre avec un gonflement uniaxial vertical jusqu'à une porosité de 18%. L'extraction de l'éprouvette hors de l'anneau a ensuite engendré un gonflement (axial et radial) significatif jusqu'à une porosité de 21,2%. Une mesure de succion a montré que l'échantillon était sous une succion de 20 MPa.

L'observation des courbes porosimétriques (

b)

Figure b) montre qu'il y a peu de changement dans la distribution des pores pénétrés (diamètre supérieur à 5 nm) avant et après gonflement à teneur en eau constante avec un rayon moyen identique à 32 nm. On en déduit que le gonflement à teneur en eau constante s'est fait par désaturation et transfert de l'eau depuis la porosité inter-plaquettes (eau libre dans des pores autour de 32 nm) vers la porosité intra-plaquettes (eau liée, dans des pores de diamètre inférieur à 5 nm). On considère que c'est un mécanisme de ce type qui intervient lors du relâchement de contrainte durant l'extraction d'une carotte d'argilite. Cette désaturation est due au fait que la contrainte moyenne effective en place (contrainte de Terzaghi proche de 8 MPa) n'est pas significativement inférieure à la pression d'entrée d'air de l'argilite.

## 5 Conclusions

La sensibilité aux changements de teneur en eau est typique des roches argileuses. Elle se traduit en particulier par une augmentation significative des propriétés mécaniques (rigidité élastique, caractéristiques de rupture) avec la diminution du degré de saturation et donc l'augmentation de la succion.

Les propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx présentent un phénomène d'hystérésis classique. Cependant, la sensibilité de l'argilite à l'endommagement hydrique, tant dans le sens de l'hydratation que du séchage, fait que des cycles de séchage-remouillage ont tendance à amplifier l'ampleur du gonflement.

L'étude de la microstructure montre que l'on peut raisonnablement assimiler la matrice argileuse (qui représente 50% de l'ensemble des composants au niveau du laboratoire souterrain à 490m) à

un ensemble de briques constituées de l'empilement des feuillets élémentaires d'interstratifiés illite-smectite. Cet ensemble est bien organisé avec une porosité bien classée autour d'une valeur moyenne de 32 nm, qui donne une idée de l'épaisseur moyenne des plaquettes.

Un déchargement à teneur en eau constante se traduit par un gonflement qui résulte du transfert d'eau depuis la porosité inter-plaquettes à la porosité intra-plaquettes. L'eau initialement libre devient liée au sein des plaquettes, comme l'indique la succion de 22 MPa mesurée sur les échantillons gonflés. Il est probable qu'un mécanisme de désaturation analogue intervienne lors du relâchement de contrainte qui se produit quand une éprouvette de roche est extraite lors d'un carottage.

### Bibliographie

- [1] Boulon, P. F., Angulo-Jaramillo, R., Daian, J. F., Talandier, J. & Berne, P. (2008). Pore gas connectivity analysis in Callovo-Oxfordian argillite. *Appl. Clay Sci.* 42, No. 1–2, 276–283.
- [2] De La Vaissière, R. & Talandier, J. (2012). Gas injection tests in the Meuse/Haute Marne underground research laboratory. *Proc. Transfert 2012 Conf., Ecole Centrale de Lille*, 360–368.
- [3] Delage P., Menaceur H., Tang A.M. and Talandier J. (2014). Suction effects in deep Callovo-Oxfordian claystone. *Géotechnique Letters* 4, 267-271
- [4] Pham, Q. T., Vales, F., Malinsky, L., Nguyen Minh, D. & Gharbi, H. (2007). Effects of desaturation–resaturation on mudstone. *Phys. Chem. Earth* 32, No. 8, 646–655.
- [5] Wan, M., Delage, P., Tang, A. M. & Talandier, J. (2013). Water retention properties of the Callovo-Oxfordian claystone. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* 64, 96–104.
- [6] Yven, B., Sammartino, S., Géroud, Y., Homand, F. & Villiéras, F. (2007). Mineralogy, texture and porosity of Callovo-Oxfordian claystones of the Meuse/Haute-Marne region (eastern Paris Basin). *Mém. Soc. Géol. France* 178, 73–90.

## ETUDE EXPERIMENTALE DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE DU SABLE DE CHLEF : EFFET DE L'ETAT INITIAL

Denine Sidali<sup>1</sup>, Della Noureddine<sup>2</sup>, Flitti Abdelhamid<sup>1</sup>

[sidalihoma@hotmail.com](mailto:sidalihoma@hotmail.com)

<sup>1</sup>Doctorants-Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME)-Chlef

<sup>2</sup>Departement de Genie Civilet d'Architecture, Universite Hassiba Ben Bouali-Chlef

**Résumé :** Ce travail présente une investigation expérimentale qui a pour but d'étudier l'influence de certains paramètres tels que : la densité relative et l'indice des vides sur le comportement hydraulique et la perméabilité du sable de Chlef. Les essais sont effectués à l'aide d'un dispositif à charge constante sur des échantillons du sable naturel à différentes valeurs de la densité relative de 15%, 50% et 80%. Les échantillons sont préparés en deux états des teneurs en eau ( $w=0$  et 5%).

Les résultats obtenus montrent d'une part que l'augmentation de la densité relative du sable engendre une diminution dans la variation de la conductivité hydraulique, d'autre part cette dernière croit avec la croissance de l'indice des vides initial, Aussi les résultats ont montré que la teneur en eau initiale a un effet significatif sur les échantillons à faible densité relative.

**Mots-cléfs:** Sable, Conductivité hydraulique, Permeamètre, Indice des vides, Densité relative.

**Abstract:** This article presents an experimental investigation, in order to study the parameters effects as relative density, void ratio on the hydraulic behavior and permeability of Chlef sand. The tests are carried out on a constant head permeameter at initial relative density of 15, 50 and 80% and were prepared at two initial water content ( $w=0$  & 5%).

The test results indicate that the increase in relative density lead to a decrease in the hydraulic conductivity, also it was found that an increase in this value by increasing the void ratio, adding that the water content has a significant effect on specimens at loose relative density.

**Key-words:** Sand, Hydraulic conductivity, Constant head permeameter, Void ratio, Relative density.

### 1 Introduction

La perméabilité des sols est une caractéristique qu'un sol permet de transmettre un fluide, c'est une propriété importante à prendre en considération dans le comportement des sols, elle dépend de manière significative de l'état initial de la structure du sol en termes d'indice des vides, d'indice de densité et du type du sol, ([6]; [3]), le sable tant qu'un milieu granulaire a influe largement par la conductivité hydraulique, la génération de la pression du pores, l'application d'une charge importante par l'excès d'eau et la chute de résistance au cisaillement en condition non drainé (résistance à la liquéfaction), sont les effets les plus engendrée.

Peu de données sont disponibles dans la littérature sur les paramètres qui peuvent affecter la perméabilité des sols. [7], ont montré que la conductivité hydraulique augmente avec l'augmentation du degré de saturation, Aussi l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus par [4] sur l'effet de la hauteur des échantillons sur la conductivité hydraulique ont montré que la perméabilité avait une tendance de diminuer quand la hauteur de l'éprouvette augmente. [4] a réalisé des essais sur l'effet de la contrainte de confinement sur la perméabilité, L'expérience a montré une nette diminution de la valeur de la perméabilité avec l'augmentation de la contrainte effective de confinement.

[9] a observé que la conductivité hydraulique,  $K_{sat}$  a été trouvé pour être un ordre de grandeur plus petite pour sable limoneux par rapport le sable propre d'Ottawa mélangé avec fraction des fines. [9] a trouvé des valeurs de  $k$  dans la gamme de  $0,6 \times 10^{-3}$  à  $1,3 \times 10^{-3}$  cm / s pour le sable propre d'Ottawa,  $9,0 \times 10^{-5}$  cm / s pour le sable avec 15% des fractions des fines, et  $0,6 \times 10^{-5}$  à  $1,2 \times 10^{-5}$  cm / s pour le sable avec 25% en fraction des fines. [1] et [8] ont également signalé la plupart des gammes similaires de la conductivité hydraulique ( $K_{sat}$ ) pour deux sables mélangés

avec des fractions des fines. [3] ont effectué des essais de perméabilité pour étudier l'effet de la densité, les résultats ont montré que l'augmentation de la densité relative du sable engendre une diminution dans la variation de la conductivité hydraulique. A cet effet ce document vise à évaluer les effets des caractéristiques physiques des sols sableux en termes d'indice des vides et d'indice de densité sur la conductivité hydraulique pour deux états de teneur en eau ( $w=0$  et 5%).

## 2 Etude expérimentale

Pour étudier l'effet des caractéristiques physiques sur le comportement hydraulique du sable de Chlef, une série d'essai au perméamètre ont été réalisés, les facteurs qu'on a étudiés concernent l'effet de la densité et l'indice de densité.

### 2.1. Propriété du sol

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable naturel de Chlef (Algérie), qui est un sable uniforme composé de 70% de sable moyen et de 30% de sable fin avec un diamètre moyen des particules  $D_{50}=0,452$  mm et un coefficient d'uniformité  $C_u=2,962$ . Le poids volumique des particules solides est de  $\gamma_s=2,71$ g/cm<sup>3</sup>. Les indices des vides maximal et minimal obtenus sont  $e_{max}=0,983$ ,  $e_{min}=0,584$ . La courbe granulométrique de ce sable est représentée sur la figure 1.

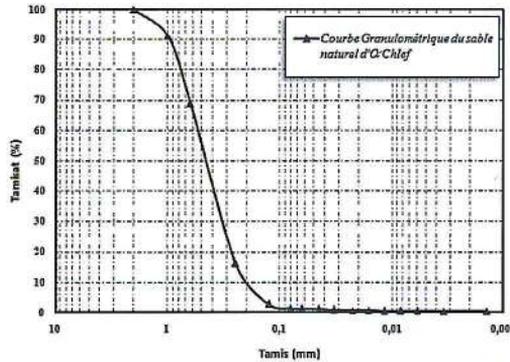


Figure 1 : La courbe granulométrique du sable naturel d'Oued-Chlef.

### 2.2. Préparation de l'échantillon et programme d'essais

Le programme consiste à réaliser des essais de perméabilité à l'eau sur un sable naturel de la région du Chlef disposées dans une cellule de 7.5 cm de diamètre et de 20 cm de hauteur. Les échantillons sont placés par compactage en couches à 3 différents états de densités relatives ( $D_r=15, 50$  et 80%). Le dispositif de ces essais est à charge constante montré sur la figure 2.

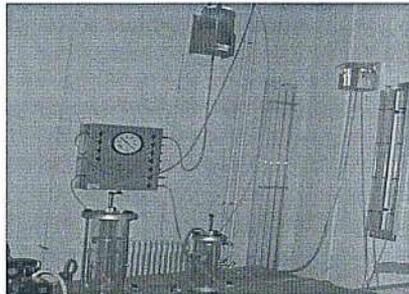


Figure 2 : Dispositif expérimental – Perméamètre à charge constante.

### 2.2.1. Déroulement des essais

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

#### La mise en place de l'échantillon:

On effectue l'essai de perméabilité à charge constante sur l'échantillon de sable d'Oued Chlef. On place l'échantillon du sable dans la cellule de perméamètre selon l'état de la densité, Cependant pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi -nulle, les échantillons moyennement denses sont déposés en plusieurs couches qui seront compactées légèrement à l'aide d'une dameuse, tandis que les échantillons denses les couches sont parfaitement compactés afin d'atteindre la densité désirée.

On complète le montage en insérant la tête du perméamètre et en fixant fermement celle-ci avec des écrous.

#### La saturation de l'échantillon de sable :

La présence des bulles d'air en faibles dimensions dans les vides des échantillons du sable, a pour effet d'abaisser la valeur du coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon de sable. Et quand le perméamètre est installé sans capteur de développement de la saturation, Il convient alors de rajouter que les essais sont réalisés à l'état semi saturée.

#### Mesure du coefficient de perméabilité :

On considérant que l'échantillon de sable est en état saturé, on règle la valve d'alimentation afin d'obtenir un écoulement stable (la loi de Darcy) à travers l'échantillon de sable. On mesure pendant un temps donné, le volume d'eau recueillie dans un tube gradué.

## 3. Résultats et discussion

### 3.1. Effet de la densité relative

La figure 3 montre les résultats des essais de perméabilité réalisés sur le sable d'O/Chlef pour des échantillons fabriqués par les teneurs en eau initiales de 0% et 5% pour les trois densités relatives ( $D_r = 15\%$ ,  $50\%$  et  $80\%$ ). On remarque que la conductivité hydraulique  $k$  diminue brusquement par l'augmentation de la densité relative pour les échantillons secs, tandis que diminue de façon légère dans les échantillons déposés par le placement humide ( $w=5\%$ ). Cela est dû essentiellement à la disparition de la cohésion capillaire apparus dans les échantillons à faible teneur en eau initiale.

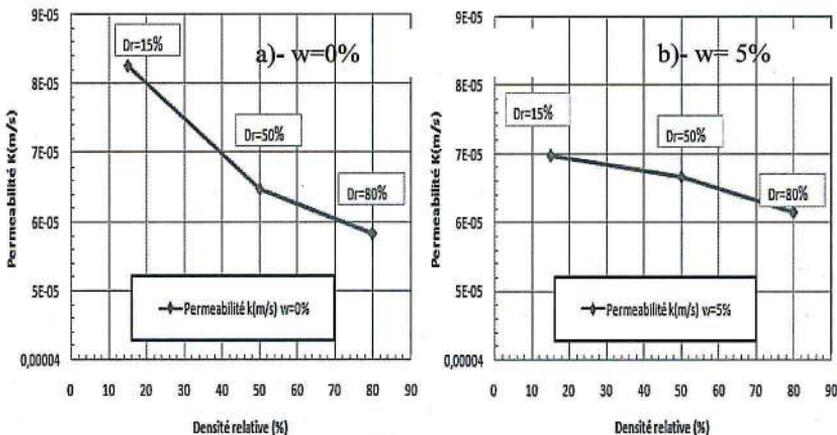


Figure 3 : Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la densité relative

### 3.2. Effet de l'indice des vides

La figure 4, présente la variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides des échantillons fabriqués par deux teneurs en eau initiale ( $w=0$ , et 5%). Comme on peut le constater de la figure, l'augmentation de l'indice des vides induit une augmentation de la conductivité hydraulique des échantillons pour les deux états ( $w=0$ , et 5%). Ces résultats sont concordants avec celle de la figure 3. L'augmentation de l'indice des vides aboutit une diminution de la densité relative, aussi peut on ajouter que l'effet de la teneur en eau sert à assurer une cohésion plus qui peut conduire à abaisser l'écoulement de l'eau.

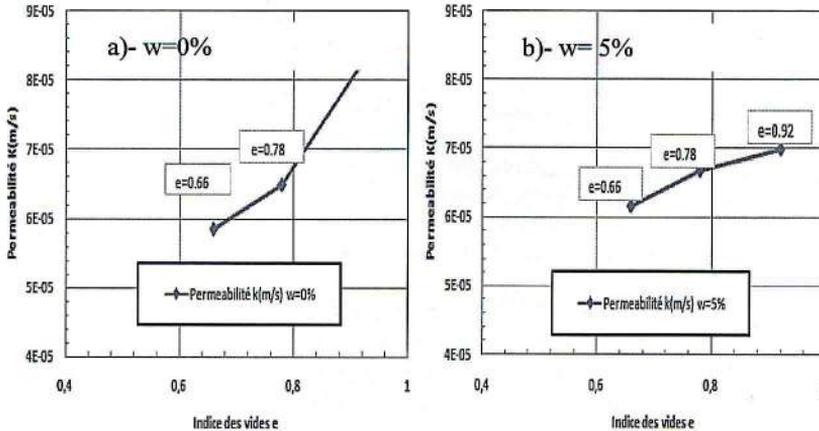


Figure 4 : Variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides

### 3.3. Effet de la teneur en eau

Les échantillons sont mélangés de manière la plus homogène possible, l'échantillon est composé par un sable préalablement séché avec une petite quantité d'eau. Cette dernière a été fixée à 5%. La figure 5 montre l'évolution de la conductivité hydraulique représentée par le coefficient de perméabilité  $k$  en fonction de la densité relative du sable d'O/Chlef, avec les deux états du sol (sec et humide). On remarque que la conductivité hydraulique est fortement influencée par le mode de déposition. En effet, on constate d'après la figure 5, que la méthode de placement humide donne des échantillons moins perméables que ceux préparés par la méthode de pluviation à sec pour les densités minimales, par contre cette valeur devient plus importante avec l'augmentation de la densité relative.

Cette constatation est en parfait accord avec les résultats trouvés par [2], [5] sur le comportement à la liquéfaction du sable, où ils ont remarqué une surgénération dans la pression interstitielle au sein des échantillons fabriqués par la méthode de placement humide, entraînant une baisse de résistance de ces échantillons. Cette augmentation des pressions interstitielle peut être expliquée par la faible perméabilité des échantillons.

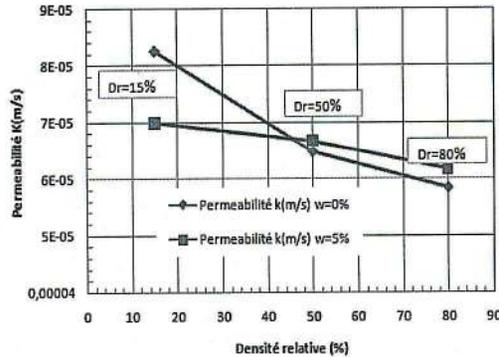


Figure 5 : Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la densité relative- Effet de la teneur en eau initiale

### 3. Conclusion

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence des caractéristiques physiques sur la conductivité hydraulique du sable d'Oued de Chlef. En utilisant un perméamètre à charge constant, des essais ont été réalisés à des densités relatives de 15, 50 et 80% selon deux teneurs en initiales ( $w=0$ , et 5%). On peut tirer les conclusions suivantes:

- La conductivité hydraulique  $k$  (m/s) diminue avec l'augmentation de la densité relative du sable, ces résultats ont même tendance trouvés par [3].
- La conductivité hydraulique  $k$  (m/s) augmente avec l'augmentation de l'indice des vides du sable indiquant que pour des pores plus élevés, l'écoulement d'eau devient plus rapide ;
- la teneur en eau initiale a un effet significatif sur le comportement du sable, cependant une cohésion capillaire conduit à un abaissement de la perméabilité pour les échantillons lâches.

### Bibliographie

- [1] Bandini P, Sathiskumar S (2009) Effects of silt content and void ration the saturated hydraulic conductivity and compressibility of sand-silt mixtures. *J Geotech Geoenviron Eng Div ASCE*135(12): pp.1976-1980.
- [2] Benahmed, N., Canou, J.J., Dupla, J.C. (2004) Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes Rendus Mécanique* 332, pp. 887-894.
- [3] Belkhatir M, Schanz T, Arab A (2013) Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand-silt mixtures. *Environmental earth sciences*. 70(6).
- [4] Daoud F.Z. La perméabilité des sols fins compactés. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 1996.
- [5] Della N.,Belkhatir M., Arab A., Canou J., Dupla J. C. (2014) Effect of fabric method on instability behavior of granular material, *ActaMechanica*, 225 (7), pp. 2043-2057.
- [6] Gallage C, Kodikara J, Uchimura T (2013) Laboratory measurement of hydraulic conductivity functions of two unsaturated sandy soils during drying and wetting processes. *Soils and Foundations*. 53(3) 417-430.
- [7] Olson, R. E., and Daniel, D. E. (1979) Field and Laboratory Measurement of the Permeability of Saturated and Partially Saturated Fine-Grained Soils, the American Society for Testing and Materials Symposium on Permeability and Groundwater Contaminant Transport, Philadelphia, Pa., Jun. Available from: Technical Information Center, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, P. O. Box 631, Vicksburg, MS 39180-0631.
- [8] Sathees T, (2006) Saturated hydraulic conductivity of poorly graded sands with non-plastic silt using a flexible wall permeameter. MS thesis, New Mexico State Univ., Las Cruces, NM.
- [9] Thevanayagam, S. (2000), Liquefaction of silty soils-considerations for screening and retrofit strategies. In: Loh C, Kawashima K, Buckle I (eds), Proceedings 2<sup>nd</sup> International workshop on mitigation of seismic effects on transportation structures. National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.

## COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE À SUCCION CONTRÔLÉE SUR CHEMIN ŒDOMÉTRIQUE- APPLICATION À UNE ARGILE D'UN NOYAU DE BARRAGE

Derfouf F-E Mounir<sup>1</sup>, Benchouk Assia<sup>1</sup>, Lachgueur Karima<sup>1</sup>, Abou-Bekr nabil<sup>1</sup>, Taibi Said<sup>2</sup>, Allal Mohamed Amine<sup>1</sup>.

[derfoufmounir@gmail.com](mailto:derfoufmounir@gmail.com)

<sup>1</sup>Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement Faculté de Technologie, Université A. Belkaid, Tlemcen, BP 230, Algérie.

<sup>2</sup>Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 3102, Université du Havre, BP 540, F-76058, Le Havre, France.

**Résumé :** Dans cet article, on présente un nouvel appareil œdométrique osmotique à double flux. Les premiers résultats obtenus sur chemin de chargement déchargement à succion contrôlée, sur l'argile du noyau du barrage de Boughrara ( $w_L=54\%$ ,  $I_p=28\%$ ), compactée à l'optimum Proctor, sont présentés. Ces résultats montrent que la succion influence largement les paramètres de compressibilité à savoir : la pente de compressibilité élastique et plastique ainsi que la pression de préconsolidation. L'interprétation des résultats en terme de contrainte effective montre la validité du concept de Terzaghi pour les sols saturés à succion non nulle et du concept de contrainte effective généralisée pour les sols non saturés.

**Mots-Clefs :** Oedomètre osmotique, chargement à succion contrôlée, argile compactée, contrainte effective.

**Abstract :** In this paper, a new osmotic oedometer with double flux is presented. The first results obtained on loading-unloading stress path with constant suction, for the core clay of Boughrara earth dam ( $w_L=54\%$ ,  $I_p=28\%$ ), compacted at the standard optimum Proctor are presented. These results show that suction influence greatly the compressibility parameters and contribute to the stiffness of the soil. The interpretation of results by the effective stress concept shows the validity of Terzaghi's concept for non-zero soil suction, and the generalized effective stress concept for unsaturated soils.

**Key-Words:** osmotic oedometer, controlled suction path, compacted clay, effective stress.

### 1 Introduction

Depuis les années soixante du siècle dernier, de nombreux travaux ont été menés afin de comprendre le comportement hydromécanique des sols non saturés. Ce nombre relativement important de recherches n'a eu lieu qu'après le développement d'appareils mettant en œuvre les différentes techniques d'imposition de succion. L'œdomètre est l'un des appareils adaptés assez tôt pour imposer la succion [10]. Ainsi, les premiers résultats obtenus avec de tels dispositifs ont constitué les bases théoriques du développement de modèles propres aux sols non saturés tels que : les modèles en contrainte effective dans sa version première énoncée par [4], et généralisée ([2], [5] etc), les modèles basés sur le concept de surface d'état ([1], [7] etc), et les modèles en variables d'états indépendantes représentés par le modèle BBM [6] et ses dérivés. Dans cet article nous présentons les résultats des essais œdométriques à succion contrôlée réalisés sur l'argile de Boughrara compactée à l'optimum Proctor normal. Ceci a nécessité le développement d'un nouvel appareil œdométrique mettant en œuvre la technique osmotique comme moyen d'imposition de la succion. Une tentative d'interprétation des résultats à l'aide de la contrainte effective généralisée est présentée.

### 2 Matériels et méthodes

Pour étudier le chemin de compressibilité à succion contrôlée, un nouvel œdomètre a été développé. Il est basé sur la technique osmotique et a comme originalité, l'imposition d'une succion contrôlée aux deux extrémités de l'échantillon. Sur la figure 1, une coupe transversale de cet appareil est présentée. Dans cet œdomètre, l'échantillon de sol est mis en contact avec la membrane semi-perméable (8) par le biais de réservoirs (2 et 11) usinés dans l'embase (1) et le

piston (10), assurant la circulation de la solution de PEG. Des plaques perforées suffisamment rigides (3 et 12) sont placées entre la membrane semi-perméable et les réservoirs afin de protéger la membrane et résister aux charges appliquées. L'étanchéité du système est assurée seulement par des joints toriques (4, 7 et 13). Un flacon de 1L contenant la solution PEG est relié à la cellule au moyen de tubes flexibles branchés à une pompe péristaltique assurant la circulation continue de cette dernière. Le type de PEG utilisé est le PEG 6000 avec une membrane semi-perméable de type Spectra /Por® n°3 avec un MWCO (MolecularWeight Cut-Off) de 3500 Daltons. La mesure des déplacements verticaux est réalisée à l'aide d'un capteur de déplacement de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer, N°DCTH1000A, domaine de linéarité  $\pm 25$  mm) avec une précision de l'ordre de 0,01mm.

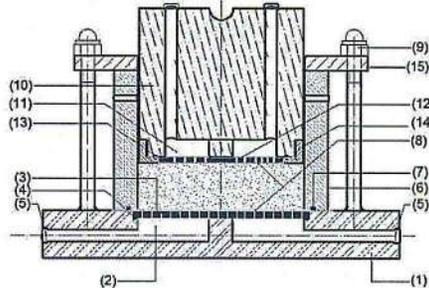


Figure 1. Coupe transversale de l'œdomètre osmotique à double échange ;(1) : Embase de la cellule (2) : Réservoir de la base, (3) : Plaque perforée (4) : Joint torique (5) : Robinet (6) : Bague de la cellule (7) : Joint torique (8) : Membrane semi-perméable (9) : Boulon de fixation (10) : Piston (11) : Réservoir du piston (12) : Plaque perforée (13) : Joint torique (14) : Écrou (15) disque.

Le matériau étudié est une argile ramenée du gisement d'emprunt destiné à la réalisation du noyau de barrage de Boughrara situé au Nord-Ouest de la ville de Tlemcen. Cette argile est classée comme étant une argile très plastique faiblement organique (fO-At). Les conditions de l'optimum Proctor correspondent à un poids volumique sec  $\gamma_d=16.2\text{kN/m}^3$  et une teneur en eau optimale  $w=21\%$ . L'ensemble des résultats des essais d'identifications sont regroupés dans le tableau 1.

Tableau 1. Résultats des essais d'identification de l'argile de Boughrara.

Granulométrie NF P94-056 et 057				Plasticité NF P94-051			Densité des grains solides NF P94-054
<80 $\mu\text{m}$	<2 $\mu\text{m}$ (2)	D <sub>60</sub>	D <sub>10</sub>	w <sub>L</sub>	w <sub>P</sub>	I <sub>p</sub> (1)	$\gamma_s/\gamma_w$
97%	52%	1 $\mu\text{m}$	0.6 $\mu\text{m}$	54%	26%	28%	2.65

### 3 Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à réaliser des essais œdométriques de chargement déchargement sous différents niveaux de suctions constantes. Les échantillons sont initialement compactés aux conditions de l'optimum Proctor normal. La gamme de suctions imposées varie de 200 kPa à 6000 kPa. Le chemin de contrainte suivi est donné sur la figure 2. Après la préparation de la poudre sèche d'argile à la teneur en eau désirée, et après une durée de 24h de stabilisation, on procède au compactage des échantillons directement dans la bague œdométrique (vitesse de 1mm/min). Une fois le compactage est achevé, on procède à l'application à l'éprouvette une contrainte totale de 100 kPa (phase 1, figure 3). Après stabilisation des déformations (généralement 24 h), on procède en l'application d'une suction cible à l'échantillon (phase 2). Le temps nécessaire pour la stabilisation des déformations durant cette phase n'excède pas 4 jours. Ensuite, on entame la troisième phase dans laquelle on charge et on décharge l'échantillon de sol tout en maintenant la suction imposée constante. L'application du chargement mécanique est

réalisée par paliers successifs. Le passage d'un palier à un autre se fait après stabilisation des déformations verticales. La durée de chaque palier dépend essentiellement de l'ampleur de la charge appliquée et de la succion imposée.

En plus, pour avoir un comportement de référence, les essais suivants ont aussi été réalisés : (i) essais œdométriques saturés normalement consolidés sur une pâte saturée (essai E1) (ii) Essais œdométrique sur un matériau compacté à l'OPN, puis saturé dans la cellule œdométrique sous une contrainte verticale de 100 kPa (essai HUM100). La détermination de la valeur de la succion initiale après compactage est réalisée conformément à la norme [3] (méthode de papier filtre). Sa valeur est de l'ordre de  $S_i=700\text{kPa}$ . Le tableau 2 regroupe les caractéristiques initiales et finales des essais à succion contrôlée ainsi ceux de référence.

Tableau 2. Caractéristiques initiales et finales des échantillons testés

référence	Succion imposée (kPa)	$w_i(\%)$	$e_i$	$Sr_i(\%)$	$e_{100}$	$e_{100s}$	$w_f(\%)$	$e_f$	$Sr_f(\%)$
E1	0	91%	2.48	97	/	/	30.7	0.87	96.5
HUM100	0	21.2	0.64	86	0.59	0.63	22.3	0.60	98
E2c	200	20.6	0.64	86	0.60	0.621	/	0.58	/
E3c	600	21	0.64	87	0.60	0.616	17.80	0.54	89
E4c	6000	20.8	0.63	87	0.60	0.56	11.46	0.53	58

$e_{100}$  : représente l'indice des vides après chargement à 100kPa,  $e_{100s}$  : représente l'indice des vides après mise en succion, sous une charge de 100kPa. (c.f. Figure 3)

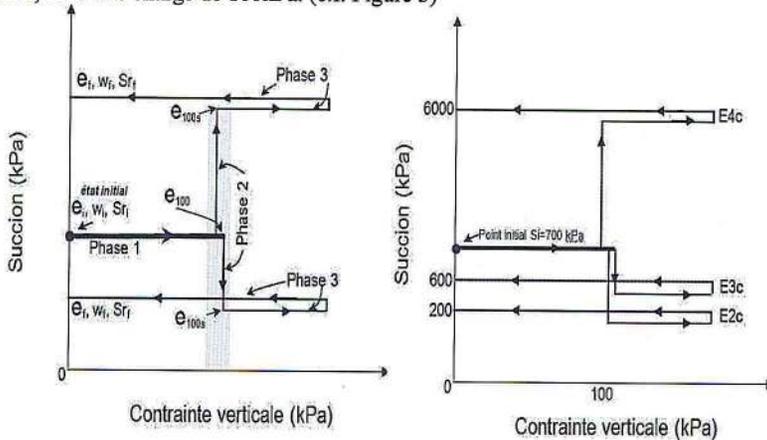


Figure 2. Chemin de contraintes suivi.

#### 4 Résultats et discussion

Les résultats des essais œdométriques à succion contrôlée sont présentés sur la figure 3. Les échantillons compactés suivent pendant la phase 1 un chemin où l'indice des vides diminue en fonction de la contrainte totale suivant une pente comprise entre 0.016 et 0.019 pour l'ensemble des échantillons étudiés. Ensuite, durant la phase 2, l'imposition de la succion induit une

consolidation hydrique. Pour des valeurs de succion imposée inférieure à la succion initiale des échantillons ( $S_i=700$  kPa), on observe un gonflement, tandis que pour des valeurs supérieures de succion, on observe un retrait.

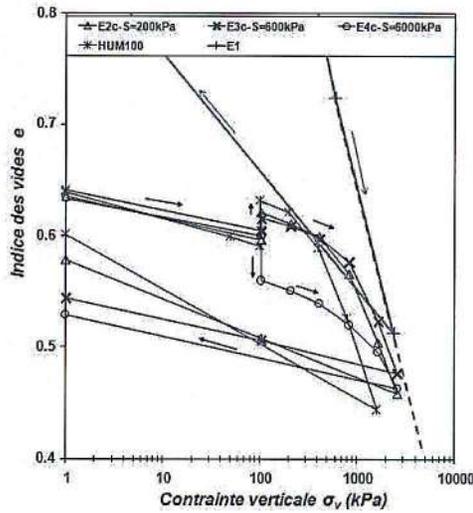


Figure 3. Courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Boughrara compactée.

Sur la figure 4A nous avons tracé l'évolution des pentes  $\lambda_s$  et  $\kappa_s$ , calculées dans le plan des contraintes totales, en fonction de la succion. Les valeurs à saturation (succion=1 kPa) correspondent à l'essai HUM100. Sur la même figure nous avons présenté les valeurs des pentes  $\lambda$  et  $\kappa$  de la pâte normalement consolidée (essai E1). Concernant la pente  $\kappa_s$ , on constate qu'elle diminue entre l'état de saturation et une succion de 200 kPa pour ensuite se stabiliser vers une valeur moyenne de 0.012. Pour la pente  $\lambda_s$ , il semble que cette dernière est quasi constante dans le domaine de succions inférieures à  $S_i=700$  kPa. Par contre, au-delà de la succion initiale, les valeurs de  $\lambda_s$  obtenues sont nettement inférieures à ceux obtenues à l'état saturé.

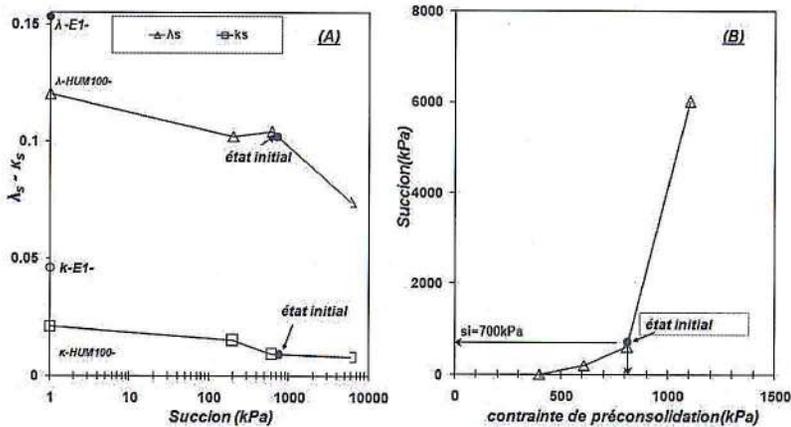


Figure 4. (A) Évolution de la compressibilité  $\lambda_s$  et  $\kappa_s$  en fonction de la succion, (B) Évolution de la pression de préconsolidation en fonction de la succion.

En ce qui concerne les contraintes de préconsolidation, l'évolution de cette dernière en fonction de la succion est donnée sur la figure 4B. On peut constater que l'imposition des succions supérieures à la succion initiale (drainage) induit une augmentation de la contrainte de préconsolidation, tandis que le processus d'humidification occasionne en revanche une baisse de la contrainte de préconsolidation. En considérant les valeurs obtenues, on peut estimer que pour une succion initiale de 700 kPa, la valeur de la contrainte de préconsolidation vaut 850 kPa.

*a. Interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi*

La représentation des résultats dans le plan indice des vides- contrainte effective de Terzaghi ( $\sigma_v+s$ ), conduit à un décalage des courbes vers la droite (Figure 5).

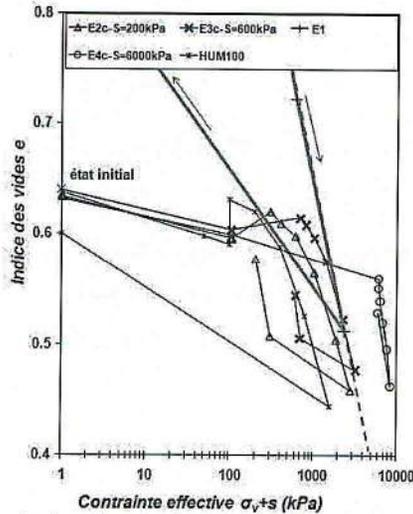


Figure 5. Interprétation des courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Boughrara en contraintes effectives de Terzaghi.

Ainsi, les courbes de chargement des essais E2c et E3c se trouvent regroupées d'une façon satisfaisante autour de la droite NC saturée matérialisée par le chemin de chargement de l'essai E1. Par contre, on observe que le drainage des échantillons à une succion de 6000 kPa (essai E4c) entraîne un éloignement de la courbe de chargement de la droite NC saturée. Les chemins de drainage humidification obtenus par [8] sur les l'argile de Boughrara compactée à l'optimum Proctor normal, sous une contrainte extérieure nulle, ont montré que le point d'entrée d'air correspond à une succion de l'ordre de 2000 kPa. Dans ce cas, on peut dire qu'à partir de ce niveau de succion ( $s=2000$  kPa), les essais ne sont plus interprétables avec le concept de contrainte effective de Terzaghi.

*b. Interprétation des résultats en contrainte effective généralisée*

Dans le but de généraliser le principe de contrainte effective aux sols non saturés, Modaressi et Abou-Bekr [2], et en se basant sur les travaux de [11], définissent la contrainte effective comme étant la somme de la contrainte totale et une contrainte capillaire  $\sigma_{cap}$ . (Équation 1). Cette dernière est en fonction de la succion, la densité et la granulométrie du matériau représentée par la valeur de  $D_{10}$ . La formulation mathématique de la contrainte capillaire  $\sigma_{cap}$  est donnée par une fonction hyperbolique (Équation 2), caractérisée par une asymptote quand la succion dépasse la succion d'entrée d'air (c-à-d., quand le sol devient non saturé).

$$\sigma' = \sigma + \sigma_{cap} \quad (1)$$

L'expression de la fonction  $\sigma_{cap}$  :

$$\sigma_{cap} = \sigma_{cap}^{max} \operatorname{th}\left(\frac{S}{\sigma_{cap}^{max}}\right) \quad (2)$$

$\sigma_{cap}^{max}$  caractérise le palier de la succion maximale et « th » représente la fonction tangente hyperbolique. L'influence de la densité et la granulométrie sur la succion est prise en compte dans le paramètre  $\sigma_{cap}^{max}$  qui s'écrit sous la forme suivante, déduite du modèle microstructural de [11] :

$$\sigma_{cap}^{max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot T_s}{K(e) \cdot D_{10}} \quad (3)$$

Où «  $T_s$  » est la tension superficielle à l'interface eau air, et le terme  $\pi = 3.141$ ,  $K(e)$  est une fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères donnée par :

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11 \quad (4)$$

Avec « e » représente l'indice des vides.

Ce principe intervient quand le sol devient non saturé, c.-à-d. au-delà de la succion d'entrée d'air. Les nouvelles courbes sont retracées sur la figure 6 avec la nouvelle définition de la contrainte effective généralisée, calculée en considérant  $D_{10}=0.6\mu\text{m}$ , valeur déduite de la courbe granulométrique, (c.f Tableau 1).

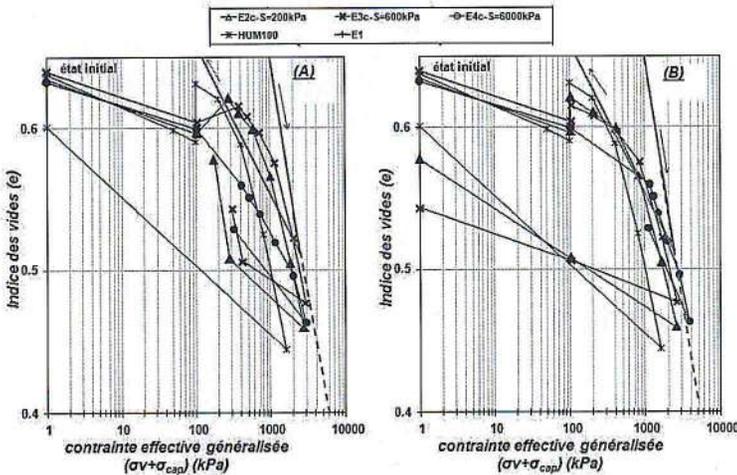


Figure 6 . Interprétation des courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Bougrara en contrainte effective généralisée, (A) avec  $D_{10}=0.6 \mu\text{m}$ , (B) avec  $D_{10}=0.175\mu\text{m}$ .

On constate que l'ensemble des courbes se situe assez bien avec la droite NC expérimentale déduite du sol saturé (Essai E1). Étant donné que la base de la définition de la contrainte effective généralisée est dédiée aux sols granulaires, pour lesquels la notion du diamètre représentatif est claire, et qui est souvent pris égale à  $D_{10}$  [11], on peut se poser la question sur l'utilisation de cette valeur pour les sols argileux. Un calage de ce paramètre a été réalisé pour l'estimation de la bonne valeur à introduire dans la définition de la contrainte effective généralisée, et on a constaté qu'une valeur de  $0.175 \mu\text{m}$ , permet à la plupart des courbes de s'aligner correctement sur la droite NC saturée (Figure. 6B). Cette valeur choisie nous semble raisonnable pour une argile très plastique comme l'argile de Bougrara, sachant que la plupart des échanges d'eau si le degré de saturation

est à quelques pourcents se font dans l'espace inter-agrégats, comme l'affirme [9], et que dans le cas des sols fins, le diamètre à prendre en compte n'est pas nécessairement directement lié à la granulométrie mesurée.

## 5 Conclusion

L'utilisation d'un œdomètre osmotique à double flux a permis l'étude du chemin de compressibilité à succion contrôlée de l'argile du noyau de barrage de Boughrara compactée à l'optimum Proctor normal. Cet œdomètre, mettant en œuvre la technique osmotique, permet d'imposer des succions allant jusqu'à 8MPa.

Les résultats obtenus ont montré un certain nombre d'aspects du comportement hydromécanique des sols non saturés. Il a été constaté que l'imposition de succions croissantes provoque une rigidification de la structure du sol qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation et une diminution de la pente de compressibilité plastique  $\lambda_s$ . En cas d'humidification (imposition de valeur de succion décroissante), le contraire est observé. En ce qui concerne la pente de compressibilité élastique ( $\kappa_s$ ), il semble que cette dernière est indépendante de la succion imposée. En revanche, l'ensemble des valeurs obtenues restent inférieures à ceux obtenues à l'état saturé. L'interprétation des résultats en fonction de la contrainte effective de Terzaghi a confirmé la validité de ce principe tant que le sol reste saturé, c.-à-d. pour des succions inférieures à 2000kPa. Le dépassement de cette valeur de succion entraîne une désaturation des échantillons. Dans ce cas-là, on a eu recours à une définition généralisée de la contrainte effective. Les courbes retracées en fonction de cette contrainte se regroupent autour de la droite NC saturée, justifiant une interprétation des résultats avec ce principe.

## Bibliographie

- [1] A.Lloret, E.E. Alonso, "State surfaces for partially saturated soils," Proc. of the 11<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Fransisco, vol 2, pp 557-562, 1985.
- [2] A.Modaressi, N.Aboubekr, "A unified approach to model the behavior of saturated and unsaturated soils," Conference on computer methods and advances in geomechanics. H.J.Siriwardane and M.M. Zaman (ed.), Balkema, 1994.
- [3] ASTM D 5298 - 94, "Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper", vol. 4.09, 1995, pp. 154-159.
- [4] A.W.Bishop, "The principle of effective stress," Teknisk Ukeblad, 39, pp 859-863, 1959.
- [5] B.Loret, N.Khalili, "A three-phase model for unsaturated soils," Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. vol 24, pp 893-927, 2000.
- [6] E.E., Alonso A. Gens., A. Josa, "A constitutive model for partially saturated soils," Géotechnique 40, pp 405-430, 1990.
- [7] E.L.Matyas, H.S.Radhakrishna, "Volume change characteristics of partially saturated soils," Géotechnique 18 (4), pp 432-448, 1968.
- [8] F-E.M. Derfouf, M.A. Allal, N. Abou-Bekr, S.Taïbi, "Mesure et prédiction des chemins de drainage-humidification, Application au noyau d'un barrage," Revue Française de Géotechnique, vol142 (1er trimestre), pp 49,60, 2013.
- [9] J.M. Fleureau, "Contribution à l'étude et à la modélisation du comportement des matériaux granulaires polyphasiques," Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université Pierre et Marie Curie, Paris V, 1992.
- [10] V. Escario, "Swelling of soils in contact with water at a negative pressure," Proc. 2nd Int. Conf. on Engineering and Research on Expansive Clays, Texas, pp 207-217, 1969
- [11] .S.Taïbi, "Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative, étude expérimentale et modélisation," Thèse de Doctorat. École centrale de Paris, 1994.

**STABILIZATION OF PAVEMENT STRUCTURE ON EXPANSIVE SUBGRADE WITH  
SURCHARGE PRESSURE: CASE OF STUDY TEBESSA CITY  
(NORTH-EAST OF ALGERIA)**

Adel Djellali\*<sup>1</sup>, Abdelkader Houam<sup>2</sup> & Ali Hamdane<sup>3</sup>

[adel1830@gmail.com](mailto:adel1830@gmail.com)

<sup>1,2</sup> Civil Engineering Department, University of Larbi Tebessi, Tebessa, ALGERIA

<sup>3</sup> Civil Engineering and Hydraulic Department, University of Mohamed Khider, Biskra, ALGERIA.

**Abstract:** *The swelling soils will be swelling upon wetting and shrinking to drying. This behavior can sustain damage to structures, particularly, light buildings and roads. The phenomenon is very interesting to be researched, how far the effect of water contents is towards the behavior of free swelling of expansive soil. This investigation discusses the findings on analysis results of a pavement structure constructed on a relatively expansive material consisting mainly of brown clayey silt in Tebessa, Algeria. Samples were taken to the laboratory from a piece of roadwork. Remolded samples were taken from subgrade of a deteriorated road. The soils were generally found to be of medium plasticity and of a medium to high expansion potential. Oedometer test for free swell indicated a constant volume pressure that produced stress in excess of 350 kN/m<sup>2</sup>. In order to stabilize the expansive character of subgrade, an adequate surcharge pressure was used according to the procedure described in paper. It showed that after nine months, the deformations have been stabilized at -0.007 m without any cracks in the pavement.*

**Key-Words:** *Flexible pavements; expansive subgrades; soil stabilization; Oedometer test.*

## 1 Introduction

Pavements on expansive soils are common in many parts of the world, particularly in semi-arid regions. Such soils are generally unsaturated and contain a large amount of clay. Expansion of the clayey soils, containing smectites or illites in varying quantities, is the main cause of numerous distresses in buildings and large structures [1]. In the presence of water after a dry state, these soils undergo a significant volume change. The volume change of expansive soils is primarily due to the hydration of the clay minerals or more precisely, the adsorption of water molecules to the exterior and interior surfaces of clay mineral to balance the inherent charge deficiency of the particle [2]. Contrary, if the soil is parched, it undergoes a reduction in volume, i.e. shrinkage takes place, which leads to the development of network cracks of polygonal shapes. They are manifested by intense degradation of pavements and surrounding grounds. The losses due to extensive damage to highways running over expansive soil subgrades are estimated to be in billions of dollars all over the world [3, 4]. Various remedial measures like soil replacement [2], pre-wetting and moisture control [5] and lime stabilization [6] have been practiced with varying degree of success. However, these techniques suffer from certain limitations with respect to their adaptability like longer time periods required for pre-wetting the highly plastic clays [7], difficulties in constructing the ideal moisture barriers [2], pulverization and mixing problems in case of lime stabilization [8], high cost for hauling suitable re-fill materials for soil replacement purposes [9, 2] geogrids reinforcement [10], polymer grid reinforcement [11], geosynthetic reinforcement [12] and Polymer grid [11].

The problem is further exacerbated when the subgrade is expansible. Even if the pavement is correctly designed, the swelling character of the subgrade goes to distort all predictions. It is well known that larger stresses can be created when volume change of a material occurs. The stresses reflect in the form of cracking, heaving and settlement of highway pavements. Therefore, a significant increase in the costs of routine maintenance, rehabilitation and even reconstruction of the deteriorated pavements will be forced to the road authorities [13]. The cracking phenomenon can occur through volumetric changes under changing moisture conditions in expansive subgrades. These volumetric deformations usually result in differential movements of flexible pavements

resting on the expansive subgrade. Consequently, structural damages could happen if no special measures have already been taken during the design process [14].

The method used for pavement design in Algeria is known as the catalog structure and is based on the French Method that uses the elastic Burmister’s model for a multi-layer, semi-infinite structure. It assumes a semi-analytical, stress-based field where deformations are calculated for when pavement is subjected to very heavy traffic. However, in the case of flexible pavement over expansive soils, subjected to high gradients of volume change, the method does not take into account such an effect in predicting pavement behavior. Literature reveals that several locations in Tebessa, Algeria, are made of expansive soils causing pavement deteriorations. As a part of road network maintenance, rehabilitation methods have been developed specifically for the flexible pavements of a National roads (N10 and N16), which has suffered from severe degradation in its structural integrity. The geotechnical records of roads show that it that was constructed on expansive subgrades. Totally, 20 soil samples were cored nearby the roads the study area. The results of laboratory test classified these soils of having medium to high expansion potentials. For limiting the vertical deformations, a surcharge pressure equal to the swelling subgrade pressure was used to stabilize the pavement structure.

**2 Geology and location of the study area**

The geology of the area under study has been already described by several authors, such as [15] and [16]. Tebessa is located near the eastern border of Algeria. The city is a collapsed basin surrounded by mountains, with an average altitude of 800 m. Most of the studied area is of Cretaceous age (Fig. 1) and forms a series of anticlines and synclines. Strata of the area consist of sequential alternated carbonate formations of limestone, marly-limestone and clayey marls. The plio-quatarnary and quatarnary terrains occupy its central part and are composed of actual and recently developed alluvial deposits, gravel, sandstone, silt and clay [17].

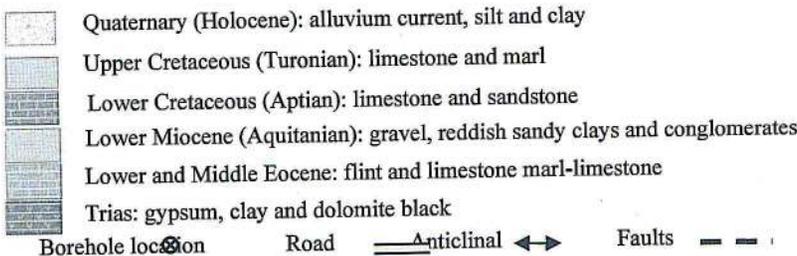
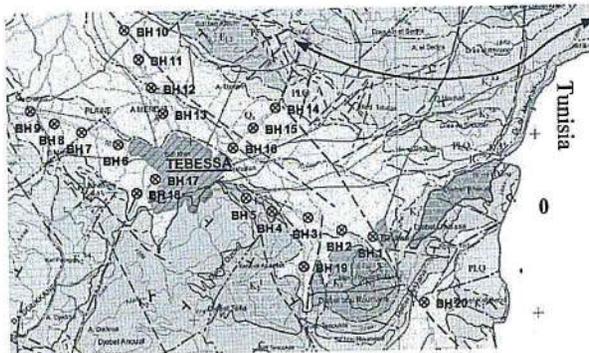


Figure 1. Satellite view of Tebessa with indication of the modeled area (Google Map Service)

### 3 Classification and soil profile at the test site

As a part of enhancing the mechanical behavior of National Roads N10 and N16, a soil-testing program was set up to test 20 trials of the samples cored 6 m deep. The purpose was to establish the geological profile of the site and to ensure there were enough intact and disturbed samples for laboratory testing. Visual analyses of wells and core samples revealed the presence of marly clay, clayey silt and marl. Table 1 shows the geotechnical characteristics of the samples. By the classification of Casagrande chart (Atterberg Limits) – based on liquid limit LL and plastic limit PL – the soils of the study area are the inorganic clays with medium to high plasticity. Another classification with [18] – based on same parameter of Casagrande chart for the expansion potential – showed that the expansion potential of the soils was medium to high.

Table 1. Basic geotechnical and swelling characteristics of the samples

Sample N°	Depth (m)	<0.08mm %	Moisture content, W%	Dry density kN/m <sup>3</sup>	Wet density kN/m <sup>3</sup>	Liquid limit, LL%	Plasticity index PI%	MB cm <sup>3</sup> /g	Caco3 %	Swell pressure kN/m <sup>2</sup>
1	1.18-2.0	93.4	19.36	1.56	1.82	63	38	7.3	48.38	-
2	1.30-2.0	92.4	19.26	1.56	1.84	64	36	7.8	51.38	-
3	0.25-2.0	92.4	18.36	1.56	1.86	64	37	7.8	48.36	-
4	0.30-2.0	98	14.26	1.52	1.82	62	36	7.2	49.38	-
5	0.30-2.1	92	12.89	1.70	1.86	52	32	7.1	59.38	-
6	0.30-2.0	93.6	8.37	1.49	1.64	34	16	2.0	73.55	-
7	0.20-2.0	97.6	12.82	1.71	1.88	50	30	7.1	60.26	-
8	0.20-3.0	97.6	12.71	1.70	1.89	51	31	7.0	60.00	-
9	0.50-6.0	91.6	27.66	1.48	1.89	50	31	4.11	49.61	200
10	0.70-2.5	97.8	17.53	1.71	2.01	56	36	6.3	53.48	240
11	0.50-3.0	98	17.24	1.70	2.01	53	31	3.95	63.33	300
12	0.40-4.0	93.8	19.39	1.63	1.99	59	42	7.8	42.76	210
13	0.50-5.0	92.4	26.60	1.47	1.86	58	37	7.14	45.59	200
14	0.60-5.5	93.4	19.83	1.70	2.03	41	40	7.3	48.78	350
15	0.40-2.4	92.6	19.84	1.56	1.86	51	33	7.8	40.00	220
16	0.40-3.0	93.8	27.72	1.56	1.95	52	33	5.9	62.20	175
17	0.50-5.0	98.6	17.74	1.58	1.85	46	30	6.0	50.00	240
18	0.70-6.0	98.6	23.06	1.60	2.04	53	35	6.1	53.97	340
19	0.50-6.0	91.6	27.66	1.48	1.89	50	31	4.11	49.61	200
20	0.70-2.5	97.8	17.53	1.71	2.01	56	36	6.3	53.48	240

### 4 Results and discussion

One of the following methods provides the calculated surcharge pressure: (1) constructing an inert embankment to a calculated height and (2) replacing the existing soil to a calculated depth with inert material. Combination of the two methods can also be utilized as well.

To overcome the distress of pavement over expansive subgrades and to limit their heaves, the subgrade is loaded by a surcharge pressure equal to the swelling pressure. The principle is to make equilibrium between the pavement structure and the subgrade by eliminating the upward swelling pressure. This can be done by applying a surcharge on the subgrade (Figure 2). The surcharge pressure is designed within a two-stage procedure, replacing a part of the current subgrade with a non-expansive material and heightening the embankment so much that the desired surcharge pressure is obtained. The goal is to obtain equilibrium as a result of which the swelling pressure is eliminated and cyclic variation in pavement will diminish. The subgrade soil is over-excavated in

the seasonal active zone to a depth where the moisture content remains virtually constant over time, leading the volume change of the soil to be negligible over time.

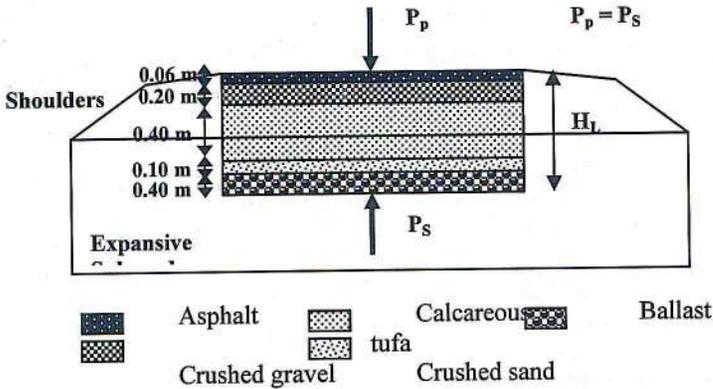


Figure 2. The principle of the stabilization of an expansive subgrade

The swelling pressure was determined by the oedometer test, and equal to  $350 \text{ kN/m}^2$ . The surcharge pressure must be the same in order to avoid the height settlements. Calculation of surcharge pressure was based on a method introduced by [19]. When computing the surcharge fills properties, non-traffic load conditions were considered with the purpose of stabilizing the swelling pressure.

$$\sigma_z = \frac{P_p}{S} \quad (1)$$

$$\sigma_z = \gamma_a \times H_L \quad (2)$$

Then,

$$P_p = \gamma_a \times H_L \times S \quad (3)$$

Where  $P_p$  is the applied vertical pressure ( $\text{kN/m}^2$ ),  $\gamma_a$  is the average total density of the fill ( $\text{kN/m}^3$ ),  $H_L$  is the selected fill thickness (m) and  $S$  is the area of the fill soil which is assumed as a square of each side 1 m. Calculation resulted in a total thickness of the surcharge layer of 1.1 m. The fill layer is designed including 0.40 m layer of ballast to limit the capillarity ascension, 0.10 m layer of crushed sand as anti-contamination layer, 0.40 m of layer of calcareous tufa as embankment, 0.20 m layer of crushed gravel as base course and 0.06 m asphalt on the top. The earthmoving operation started in summer, when the precipitation is rare and the temperature reaches to  $45^\circ\text{C}$ . The purpose was to reduce the variation of moisture content. During the construction of the fill and after five years of service, the variation of heave of pavement versus the time has been taken on site with total station type *Leica TS02 plus* and plotted in Figure 3. The Figure shows that, prior to the fill, the heave of the subgrade had been 0.023 m as the maximum recorded expansion. Later, it decreased to  $-0.005 \text{ m}$  at the end of the first month of the treatment. After nine months, the settlements are almost stabilized at  $-0.007 \text{ m}$  with no cracks in pavement. Moreover, after three years the maximum settlement reaches  $-0.009 \text{ m}$  due the secondary consolidation with no deformation in the pavement structure.

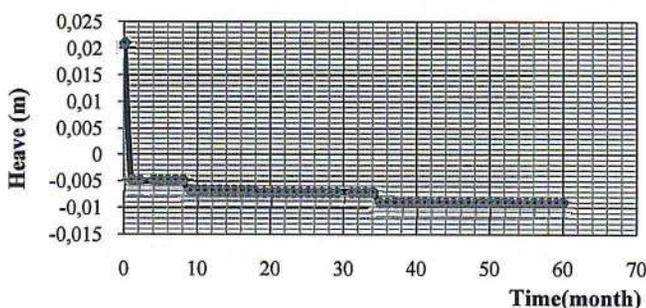


Figure 3. Variation of heave of pavement versus time.

## 5 Conclusion

This study is focused on stabilization the expansive character of subgrade of flexible pavements by an adequate surcharge pressure in Tebessa city, Algeria. The following conclusions are drawn based on the analysis results: The subgrade soils of the study area are marly clays having medium to high Atterberg Limits, medium to high swell potential and high swelling pressure of about 240 kN/m<sup>2</sup>. The stabilization of cyclic movements of expansive subgrade is neutralized by applying surcharge equal to the swelling pressure. This is done by applying surcharge fill pressure equal to the swelling pressure.

## References

In the text, mention your references indicating for each used a reference number in square brackets [1] [2] as shown below.

In the references use the usual conventions as in the following example. Put references in alphabetical order. The title of the paper, article or book published is in italics the rest as standard in Times New Roman, 9 pts hanging indent first line 0.63 cm single-spaced, space after 3 pt (Bibliography Style).

- [1] M. BAHEDDI , M. DJAFAROV and A. Charif, "Design method of flexible continuous footing on swelling clayey soils," *Building Research Journal*, Vol. 55,2007, pp. 169-184.
- [2] D.R. SNETHEN, F.C. TOWNSEND, L.D. JOHNSON, D. M. PATRICK, and P. J. VEDROS, "Review of Engineering Experiences with Expansive soils in Highway Subgrades," *US Army Engineer Water Ways Experiment Station, FHWA, 009751, 1975,USA.*
- [3] D.S.V. PRASAD, M. KUMAR, and G.V.R. PRASADARAJU, "Behavior of Reinforced Sub bases on Expansive Soil Subgrade", *Global Journal of Researches in Engineering*, Vol. 10, 2010, pp. 225-235.
- [4] B. E. J Felt, "Influence Of Soil Volume Change And Vegetation On Highway," *Influence of WI Volume and Vegetation Engineering*, 1953.
- [5] M.L. MARIENFELD, and T.L. BAKER, "Paving Fabric Interlayer as a Pavement Moisture Barrier," *Transportation Research Circular, E-C006, 1999, ISSN 0097-8515.*
- [6] M.R. THOMPSON and Q.L. ROBBETT, "Pressure Injected Lime for Treatment of Swelling Soils," In: One of the 4 reports Prepared for the 54<sup>th</sup> Annual meeting of the TRB, TRR-568, 1976, pp. 24-34.
- [7] M.L. STEINBERG, "Ponding an Expansive Clay Cut: Evaluations and Zones of Activity," TRR-641, TRB, 1977, pp. 61-66.
- [8] V. RAMANA MURTY, "Study on Swell Pressure and the Method of Controlling Swell of Expansive Soil," PhD Thesis, University of Kakatiya, Warangal,1998.
- [9] F.H. CHEN, "*Foundations on Expansive Soils*," 2<sup>nd</sup> ed. ELSEVIER Science Publishing, New York, 1988.
- [10] R. GUPTA, J.S. MCCARTNEY, C.L. NOGUEIRA and J.G. ZORNBERG, "Moisture Migration in Geogrid Reinforced Expansive Subgrades," In: The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancun, Mexico, 2008, pp. 242-251.

- [11] N.MIURASAKAI, Y. TAESIRI, T. YAMANOUCHI, and K. YASUHARA, "Polymer grid reinforced pavement on soft clay grounds", *Elsevier Scientific Publishing, Resources, Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, 2003, pp. 99-123.
- [12] J.G. ZORNBERG, R. GUPTA, and P. J. ROZZI, "Geogrid Reinforcement of Pavements over Expansive Clay Subgrades". In: Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 2009, pp. 765- 768.
- [13] K. HYUNWOOK and G. WILLIAM, "Finite element cohesive fracture modeling of airport pavements at low temperatures," *Elsevier Scientific Publishing, Cold Regions Science and Technology*, Vol. 57, 2009, pp. 123-130.
- [14] A. AYMAN, "Numerical simulation of a trial wall on expansive soil in Sudan," *Plaxis Bulletin* issue 21, Netherland. Available from : <http://www.plaxis.nl/files/files/21%20PLAXIS%20Bulletin.pdf> , Accessed March 2007.
- [15] J.L. BLÉS, J.J. Fleury, "Carte géologique de l'Algérie au 1/50000 : feuille n 178, " Morsott, avec notice explicative détaillée, Service de cartes Géologique et Sonatrach, Division d'hydrocarbure, Direction des explorations, Alger, Algérie, 1970.
- [16] J.M. Vila, "La chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens, " Thèse de Doctorat ès sciences, Université Pierre et Marie curie, Paris VI, 1980.
- [17] A. Rouabhia, C. Fehdi, F. Baali, L. Djabri, R. Rouabhi, "Impact of human activities on quality and geochemistry of groundwater in the Merdja area Tebessa, Algeria," *Springer Scientific Publishing, Environ Geol* 56:1259–1268, DOI 10.1007/s00254-008-1225-0, 2009.
- [18] V. DAKSHANAMANTHY, and V. RAMAN, "A simple method of identifying an expansive soil," *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soils and Foundations*, Vol. 13, 1973, pp. 97-104.
- [19] K. TERZAGHI, "Anchored bulkheads," *Transactions American Society of Civil Engineers*, Vol. 119, 1954, pp. 1243-1280.

## COMPORTEMENT D'UNE ARGILE TRAITÉE AU CIMENT SOUS CHARGEMENT MONOTONE

Djelloul Ramzi<sup>1,2</sup> — Bourokba Mrabent Souad Amel<sup>1,2</sup> — Hachichi Abelkader<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire sol matériaux et thermique LMST

<sup>2</sup> Département de Génie Civil, Université des sciences et technologie Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie

[djelloulramzy@yahoo.fr](mailto:djelloulramzy@yahoo.fr)

**Résumé :** Cette étude a pour objectif d'éclaircir le comportement d'une argile naturelle de la région d'Oran, située au nord ouest de l'Algérie (Mers El Kebir), soumise à un chargement monotone. Cette argile ayant des caractéristiques très médiocres, est traitée au ciment à différents pourcentage (2%, 4% et 6%) à l'optimum proctor. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence de l'ajout du ciment sur certaines caractéristiques mécaniques et plus précisément sur la cohésion, l'angle de frottement et le module de déformation. Concernant la cohésion et l'angle de frottement, nous avons constaté une augmentation qui est d'autant plus importante que le dosage au ciment est élevé. Pour ce qui est du module de déformation (module sécant) nous avons remarqué que ce dernier augmente avec le pourcentage de ciment. Cette étude nous permet de dire que le ciment est un bon stabilisant car il améliore les caractéristiques mécaniques de l'argile.

**Mots clés :** argile, ciment, cohésion, angle de frottement, module sécant.

**Abstract:** This work involves the study of the mechanical behavior of natural clay in the region of Oran, situated in the northwest of Algeria (Mers El Kebir), subjected to monotonic loading (triaxial). This clay having very poor mechanical properties is treated with the different cement percentage (2%, 4% and 6%) at the optimum proctor. The main objective of this study is to evaluate the influence of the addition of cement on some mechanical characteristics and more specifically on cohesion, friction angle and deformation modulus. Concerning the cohesion and the angle of friction we observe an increase which is even more important that the cement dosage is high. In terms of deformation modulus (secant modulus 50%) we find that it increases with the percentage of cement. In conclusion, we can say that the cement can be used as a stabilizer because it enhances the mechanical properties of our clay.

**Key-words:** clay, cement, cohesion, friction angle, secant modulus.

### 1 Introduction

Le traitement des sols en place au ciment est une technique très utilisée, qui a connu un très fort développement concrétisé par plusieurs études. Ce développement est dû essentiellement à des impératifs économiques associés à un souci écologique croissant qui exige d'utiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des nouveaux projets d'infrastructure.

Dans ce contexte, ce travail de recherche vise à étudier l'influence de l'ajout du ciment à différents pourcentages avec des durées de cure qui atteignent les trois (03) mois, sur les paramètres mécaniques à savoir : la Cohésion, l'Angle de frottement et le Module de déformation (module sécant) de l'argile étudiée.

### 2 Localisation du site et identification géotechnique

Le site de Mers El Kébir, situé au Nord-Ouest d'Oran, est constitué d'argile marneuse grise. Ce sont des formations sédimentaires marines lagunaires vers le sommet. Ces argiles peuvent parfois dépasser 300 mètres d'épaisseur.

Ces argiles marneuses, possèdent des caractéristiques géotechniques très médiocres. Elles sont considérées comme des sols gonflants, plastiques et très compressibles.

Le site choisi est localisé dans le fossé miocène de Mers El Kébir. Le matériau de Mers El Kébir a fait l'objet de recherches antérieures ([1], [2], [3], [4]).

#### 2.1 Caractérisation de l'argile

Les résultats des essais d'identification sont récapitulés dans le Tableau 1. D'après les classifications LCPC4 /USCS5, l'argile de Mers El Kébir est peu plastique (Ap (LCPC) = CL (USCS)). Son activité  $A_c$  est élevée avec un pourcentage d'éléments inférieurs à  $2 \mu\text{m}$  de 26 %. La surface spécifique totale déduite de l'essai au bleu de méthylène est de  $189 \text{ m}^2/\text{g}$ . A l'optimum Proctor normal (OPN), la densité sèche est de 1,63 et la teneur en eau est de 20%.

Tableau 1. Caractéristiques d'identification de l'argile étudiée.

Paramètres	notation et unité		valeur	
Poids volumique des grains Solides	$\gamma_s$	$\text{KN}/\text{m}^3$	26.7	
Limite de liquidité	WL	%	49	
Limite de plasticité	WP	%	19.4	Argile plastique à caractère gonflant (diagramme de Casagrande)
Limite de retrait	WR	%	7.36	
Indice de plasticité	IP	%	30.11	
Indice de retrait	IR	%	41.64	
Eléments inférieurs à $2\mu$	$C_2$	%	26	
Activité	$A_c$	-	0.568	Peu active (Skempton)
Valeur du bleu de	VB	%	9	Sol argileux
Surface spécifique totale	SST	$\text{m}^2/\text{g}$	189	Montmorillonite $\text{Ca}^{++}$
Teneur en carbonate de	$\text{CaCO}_3$	%	17.15	Argile calcaire
Poids volumique sec à l'OPN	$\gamma_{d\text{OPN}}$	$\text{KN}/\text{m}^3$	16.3	
Teneur en eau à l'OPN	$\omega_{\text{opt}}$	%	20	

## 2.2 Caractérisation du ciment

Le ciment utilisé comme agent stabilisant de l'argile est Le CPJ-CEM II/A 32.5 de la cimenterie de ZAHANA, qui a comme ajout cimentaire la pouzzolane. Le tableau 2 représente les caractéristiques chimiques et physiques du ciment

Tableau 2. Caractéristiques du ciment utilisé.

paramètres	dénomination	notation et unité		valeur
Physiques	Poids volumique	Mv	$\text{g}/\text{cm}^3$	3.1
	Surface spécifique de Blaine	SSB	$\text{m}^2/\text{g}$	0.27
Chimiques		$\text{SiO}_2$	%	22,17
		$\text{CaO}$	%	64,05
		$\text{AL}_2\text{O}_3$	%	5,99

	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	2,47
	MgO	%	0,27
	SO <sub>3</sub>	%	1,86
Perte au feu l'anhydrite carbonique	CO <sub>2</sub>	%	2,47
Insolubles (CaO libre)		%	0,5

## 1- Préparation des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés en substituant la quantité d'argile par du ciment à des pourcentages égaux à 2, 4 et 6%. Après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée à l'eau de façon homogène puis compactée sous presse à vitesse lente (1,27 mm/min) dans un moule de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur. La teneur en eau des échantillons et la densité sèche sont celles obtenues par l'essai Proctor, selon la norme NF P94-093.

## 4 - Résultats et discussion

### 4.1. Effet du ciment sur les paramètres cisaillement

L'objet de cet essai est de déterminer la cohésion « C » et l'angle de frottement « φ » des différents mélanges préparés à partir de l'argile de Mers El Kebir et des proportions de Ciment toujours égales à : 0%, 2%, 4% et 6%. Les échantillons auront comme valeurs initiales de densité sèche et teneur en eau celles obtenues à l'optimum Proctor. L'essai triaxial effectué est de type non consolidé non drainé (UU) selon la norme NF 94 P-074, sur des échantillons ayant comme dimensions 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur.

Les échantillons ont subi l'essai triaxial à différents temps de mûrissement (immédiat « 1h », 7, 14, 28 et 90 jours).

Les figures 1 et 2 représentent l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du dosage de ciment et du temps de mûrissement.

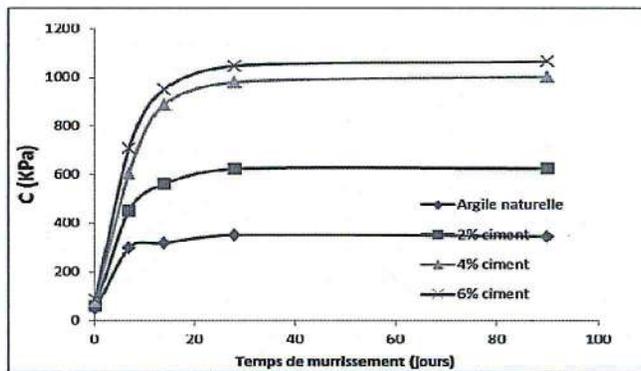


Fig. 1. Variation de la cohésion en fonction du dosage en ciment et du temps de mûrissement.

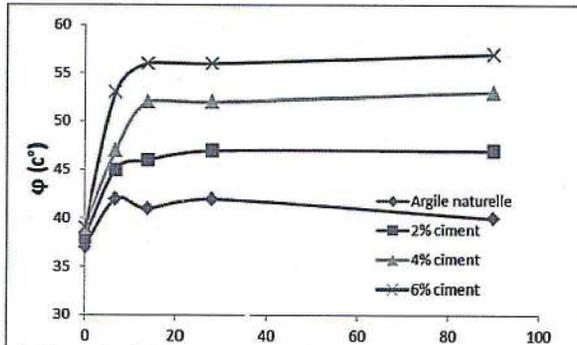


Fig. 2. Variation de l'angle de frottement en fonction du dosage en ciment et du temps de mûrissement.

Nous constatons une augmentation des deux paramètres de cisaillement, à savoir la cohésion et l'angle de frottement, qui est d'autant plus importante que le dosage en ciment est élevé et l'évolution du temps de mûrissement. Néanmoins, cette augmentation est plus appréciée pour la cohésion qui atteint 1064 KPa. L'augmentation considérable de la cohésion témoigne de la cimentation des particules par les agents de cimentation issus des réactions pouzzoloniques entre le ciment et les minéraux présents dans le sol. En ce qui concerne l'angle de frottement l'augmentation est due à la floculation des mêmes particules ([5], [6]).

#### 4.2. Effet du ciment sur le module de déformation

Un module de déformation décrit la rigidité du sol à un moment de l'histoire des sollicitations. Pour les essais triaxiaux, ils s'expriment comme le rapport d'un accroissement de la contrainte déviatorique «  $q$  » à un accroissement de déformation axiale «  $\epsilon$  » ([7]). Les figures 3 et 4 illustrent les variations du module de déformation (module sécant à 50% de déformation), en fonction du dosage en ciment et du temps de mûrissement pour l'ensemble des échantillons.

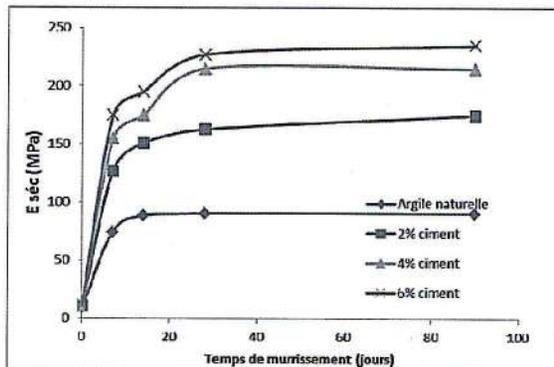


Fig. 3. Effet du traitement sur le module de déformation de l'argile en fonction du temps de mûrissement.

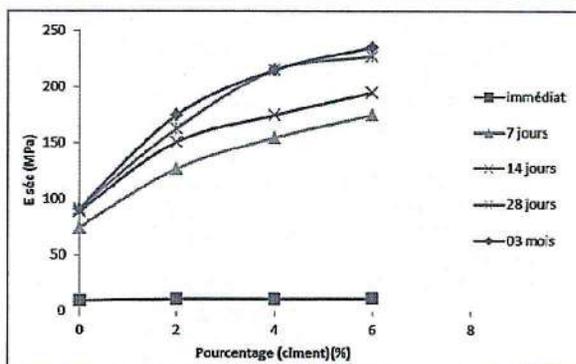


Fig. 4. Effet du traitement sur le module de déformation de l'argile en fonction du pourcentage de ciment.

A partir de ces deux courbes, on constate que le module de déformation de l'argile non traitée et traitée augmente avec le temps de mûrissement. La température ambiante pendant la conservation des échantillons était comprise entre 20 et 22°C.

A l'immédiat c'est-à-dire, après 1 heure de conservation, le module de déformation augmente faiblement avec l'augmentation du pourcentage du ciment pour atteindre une valeur de 11.23 MPa à 6% de ciment.

Après 7 jours de mûrissement, la cinétique de cette évolution est rapide, le module de déformation (module sécant) passe d'une valeur de 74.30 MPa à 174.79 MPa pour les échantillons traités à 6% de ciment, soit une augmentation de 57.5 %. Nous pouvons remarquer que cette augmentation diminue avec le temps pour atteindre des valeurs presque constantes après vingt-huit jours jusqu'à trois mois, et ceci est valable quel que soit le dosage utilisé. La valeur maximale du module de déformation est de 235 MPa, elle est obtenue après quatre-vingt-dix jours de conservations et 6% de traitement. Ceci rejoint les constatations de différents chercheurs ([8], [9], [10]). Cette augmentation du module sécant peut être attribuée à l'échange cationique ainsi qu'aux liaisons de cimentation entre le ciment et les minéraux argileux.

## 5- Conclusion

Lors de cette étude, nous avons essayé de trouver une solution afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques de notre argile, en procédant à une stabilisation chimique, ayant comme ajout le ciment. D'après cette étude, après quatre-vingt-dix jours de maturation des argiles traitées, on retient les points suivants :

- Le ciment fait augmenter la cohésion, l'angle de frottement et le module de déformation, et cela proportionnellement au dosage du ciment et le temps de cure.
- Néanmoins, l'augmentation est plus significative à sept et quatorze jours pour commencer à devenir peu variable après 28 jours de cure.
- Comme le ciment améliore significativement les caractéristiques mécaniques de l'argile étudiée, il peut être utilisé comme stabilisant à un dosage efficace de 4%.

## Bibliographie :

- [1] A. Hachichi, J.-M. Fleureau, "Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie", *Revue Française de Géotechnique*, n° 86, (1999).
- [2] A. Hachichi, S. A. Bourokba, J.-M., Fleureau, "Stabilisation chimique des sols gonflants de la région d'Oran", *Revue Française de Géotechnique*, n° 118, (2007).
- [3] S.A. Bourokba, A. Hachichi, S. Taïbi, J-F. Fleureau, "Conductivité hydraulique non saturée de l'argile de Mers El Kébir (Algérie)", *EJCE*, Volume 14, n° 10, (2010).

- [4] S. A. Bourokba, "*Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajouts de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kébir*", Thèse de doctorat En Sciences, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf, Oran, Algérie, Janvier (2011).
- [5] A.A. Al-Rawas., A.W. Hugo, H. Al-Sarmi, "*Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman*". Building and Environment, vol 40, Elsevier, pp. 267-281, (2005).
- [6] A.A. Al-Rawas, M. F. A. Goosen, "*Expansive soils- Recent advances in characterization and treatment*". Taylor & Francis Group, Balkema, London, UK. (2006).
- [7] Ph. Mestat, Ph. Reiffsteck, 2002. "*Deformation moduli in soil mechanics: definitions, determination from triaxial tests and uncertainty*"-
- [8] Ghobadi. M. H, Abdilor. Y, Babazadeh. R (2013) "*Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters*". Bull EngGeol Environ.
- [9] Qiao, X.C., Poon, C.S., Cheeseman, C.R (2007). "*Investigation into the stabilization/solidification Performance of Portland cement through cement clinker phases*". J. Hazard. Mater. 139 (2), 238–28 243.
- [10] SariosseiriFarid, MuhunthanBalasingam (2009). "*Effect of cement treatment on geotechnical 30 properties of some Washington State soils*". Engineering Geology 104 (2009) 119–125.

## EXPERIMENTAL STUDY OF DESICCATION ON COMPACTED CLAYEY SOILS

El Ghezal Latifa<sup>1</sup>, Fathalli Rim<sup>2</sup>, Jamei Mehrez<sup>1</sup>, Zenzri Hatem<sup>1</sup>

[latifa.elghezal@gmail.com](mailto:latifa.elghezal@gmail.com)

1 Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, BP.37, 1002, le Belvédère Tunis, Tunisie

2 Département de science de la terre - faculté des sciences de Bizerte - Université de Carthage.

**Résumé :** Les sols argileux compactés sont largement utilisés dans les couvertures de décharge, les barrières en argile, et il a été montré que, subissant de long cycles d'humidification et de séchage, ces sols présentent du retrait qui conduira à l'apparition d'un réseau de fissures mettant en cause le fonctionnement des ouvrages en question. C'est pourquoi, il s'avère très utile d'investiguer les facteurs les plus influents dans l'émergence des fissures dans les sols fins compactés.

Dans ce papier, on se penchera sur l'étude de l'effet des conditions de compactage sur la formation du réseau de fissures, et surtout à partir de quelle teneur en eau les fissures prennent naissance.

En effet, on présentera les résultats d'essais de dessiccation réalisés sur des échantillons compactés à des teneurs en eau différentes. Pour chaque échantillon, la géométrie des fissures et les caractéristiques du réseau sont déterminées en utilisant la technique des analyses d'images.

**Mots-clés :** fissures pas dessiccation, argiles compactés

**Abstract:** Compacted clayey soils are widely used in landfill covers, clay barriers, and it was shown that, undergoing to long cycles of raining and drying, these layers will shrink and cracks will appear and let the soils work suffer great damages. That's why it seems of great interest to investigate decisive factors in desiccation cracks emergency within compacted fined soils. The focus of this study is to better understand how compaction conditions can affect cracks pattern formation, and especially from which water content desiccation cracks take birth. In fact, in this paper, we present results of desiccation tests performed on compacted samples subjected to cyclic drying and wetting paths in order to visualize evolution of crack pattern. For each specimen, crack geometry and cracking characteristics will be determined using image analysis.

**Key-words:** desiccation cracks, compacted clays, crack geometry, cracking characteristics.

### 1- Introduction

Nowadays, desiccation cracking taking birth in fined soils when drying becomes more and more a common phenomenon in unsaturated soil mechanics. Seeing the countless effects of these cracks on stability of many earth structures (e.g. dams, hydraulic barriers, slopes, river banks); many researchers have focused on how and when desiccation cracks appear and propagate.

However, almost of these works concern slurry clay layer subjected to cycles of drying and wetting. But at our knowledge, behavior of compacted soils undergoing to number of wetting-drying cycles still not well investigated.

Indeed, compacted soils are widely used in landfill covers to avoid get out of contaminants by advection and diffusion [1], and it was shown that these layers may suffer severe damages when undergoing to seasonal changes even at significant depth [2].

That's why it seems of great interest to investigate decisive factors in desiccation cracks emergency within compacted fined soils, such as number of drying cycles, compaction conditions, soil composition and mineralogy.

Kleppe and Olson [3] observed that shrinkage strain potentially increase when compaction water content increase, but it's not affected by compactive effort.

Albrecht et al. [4] have proceeded to drying compacted samples and have shown that hydraulic conductivity increased by as much as 500 times, and the largest increase in conductivity occurred when specimens were compacted wet of optimum.

The focus of this study is to better understand how compaction conditions can affect cracks pattern

formation, and especially from which water content desiccation cracks take birth. In fact, in this paper, we present results of desiccation tests performed on compacted samples subjected to drying paths in order to visualize evolution of crack pattern. For each specimen, crack geometry and cracking characteristics will be determined using image analysis.

## 2- Laboratory investigation on desiccation cracking on compacted soils

In this paper, we present some results of experimental investigation of crack pattern propagation within compacted clayey soils subjected to drying path. The processes of soil water evaporation, drying shrinkage, crack initiation if occurred were monitored and analysed.

The selected material is clay extracted from Tibar (Bejà), region in the Northern of Tunisia which frequently displays severe landslides. Major physical properties of soils are as following: specific gravity= 2.7, plasticity index  $I_p=32\%$ , liquid limit  $W_L=58\%$ , plastic limit  $W_p=26\%$ , shrinkage limit  $W_{Re}=14\%$  optimum moisture content  $W_{op}=18\%$ , and maximum dry density  $\rho_{dmax}=1.5g/cm^3$ .

The clay samples were fully dried, crushed and then sieved through a 0.2mm sieve. Once sieved, two samples were prepared at different water content 13 % (dry side of Optimum) and 25% (wet side of Optimum) which correspond to the same dry density (1.47gr/cm3) on Proctor Curve. The prepared clay mixtures were then placed within bags for 48 hours allowing samples to reach adequate moisture homogenisation.

Squared plexiglass moulds, having a long side of 100mm, were used to compact samples. Once compacted, specimens were placed within a climatic enclosure, with controlled temperature and measured relative humidity. Figure 1 shows evolution of these climatic parameters across drying time. Two electronic balance connected to a computer were used to automatically measure and store samples weights every 10 minutes. Two digital cameras, operated by a computer, were positioned directly above each mould. These cameras were programmed to take snapshots of samples, which are automatically saved, every 60 minutes.

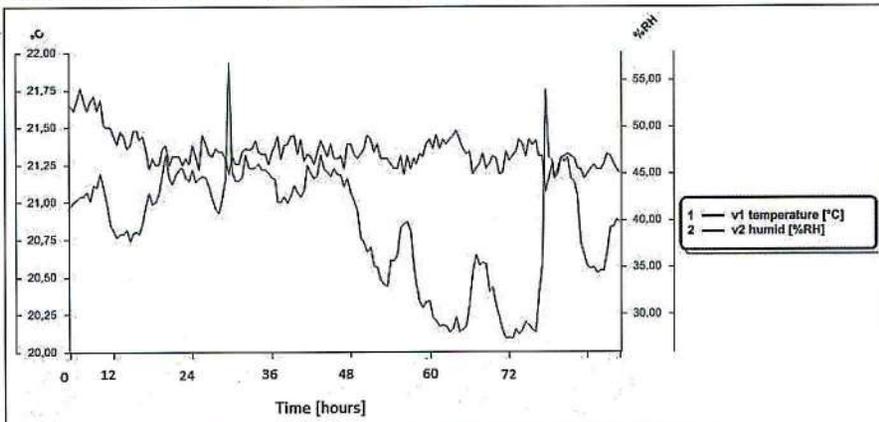


Figure 1: Evolution of temperature and relative Humidity across drying time.

### 2-1- Soil water Evaporation process

As the water loss is the major driven of cracks birth and propagation, it is very significant to track water content evolution during drying process. Figure 2 shows evolution of water content for soil specimens compacted at different water content (13% and 26%) during time. One can easily see that for both of samples, and at the opposite of tests performed on slurry sample, there is only the falling restage during which water content decreased with time until reaching same residual value corresponding to 5%. In fact, at lower water content; the high value of suction developed within samples bounded water molecules and forbidden them from escaping [5].

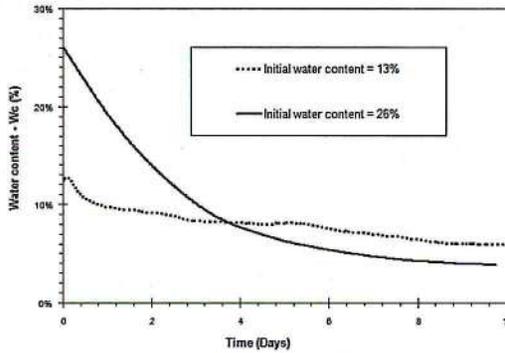


Figure 2. Evolution of water content for soil specimens compacted at different water content during drying time.

**2-3-Crack network evolution**

In this section, we will present snapshots of crack pattern evolution for the two compacted samples subjected to drying (Figures 3 and 4). For the sample compacted at water content from the dry side of optimum, we observed that superficial micro cracks appear at the beginning of test and didn't grow, at the opposite of one compacted at the wet side. These results could be explained by evolution of tensile strength function of water content within compacted soils [6, 1]. In fact, it could be said that compaction at lower moisture content and with high energy reduces the potential for cracking in the dry areas.

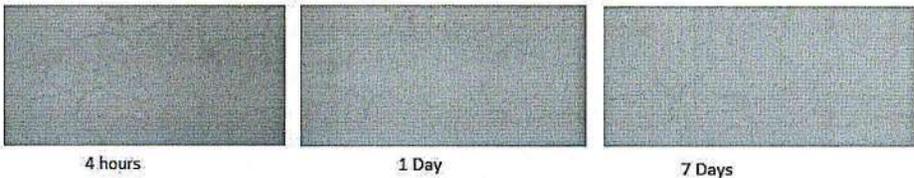


Figure 3. Evolution of crack pattern for sample compacted at the dry side of optimum.

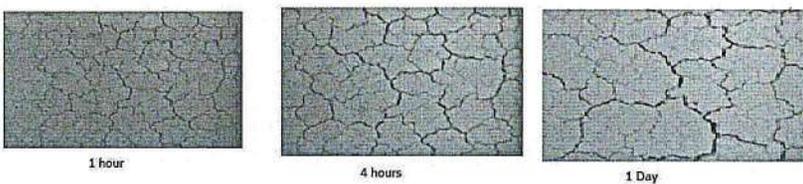


Figure 4. Evolution of crack pattern for sample compacted at the wet side of optimum.

For the sample compacted, at the wet side of optimum, we observed, that crack pattern take birth at the beginning of test and during drying, since shrinkage take place, crack depth increase and sample was subdivided into a set of cells. It is important to highlight also that crack pattern is greatly promoted by local structure homogeneities due to compaction procedure. Using a free software image J, the recorded images were converted to binary images. It can be easily seen that the set of white pixels represents clayey aggregates and black ones represents crack network. And, since crack network involve segments, nodes formed by cracks; two crack pattern characteristics were defined namely the Crack Intensity Factor (CIF), which is the ratio of cracks area with respect to the sample total area, and the Density of crack length (LF) which is the total cracks length with respect to the total sample length. CIF and LF are respectively calculated according to following equations (1) and (2)

$$CIF = \frac{\text{TotalCrack Area}}{\text{TotalArea}} [\%] \quad LF = \frac{\text{TotalCrack Length}}{\text{TotalArea}} [\text{cm} / \text{cm}^2]$$

Figure 5 shows evolution of CIF and LF during time only for sample compacted at 26 % of water content, since sample compacted at the dry side didn't exhibit cracks.

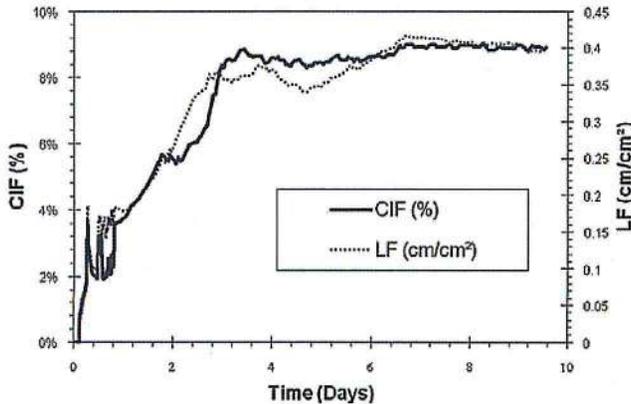


Figure 5. Evolution of crack pattern characteristics for compacted sample dried at  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

### 3- Conclusion

In this paper, we focused on importance of compaction water content on the behaviour of fined soils when dried. In fact, the clayey soil compacted at the same dry density exhibits significant cracks (measured in terms of LF and CIF) for the initial water content corresponding to the wet side in comparison with the one corresponding to the dry side. For the tested samples, the drying from the compaction at 13%, both the shrinkage and the cracks were not developed.

It seems that the tendency of the evaporation rate and the water content during drying (according the time) vary continuously in a first step until reaching constant residual values after few days (for a samples with thickness 3cm, the residual values are reached at 5 days). The reached time for the residual values corresponds also to the cracks vanishing.

### References

- [1] Romero E., Simms, P.H. (2008), "Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. Geotech Geol Eng. DOI 10.1007/s10706-008-9204-s
- [2] Khire, M. V., Benson, C. H., and Bosscher, P. J. (1997). "Water balance modelling of earthen landfill

covers." *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE*, 123(8), 744-754.

[3] Klepe, J., and Olson, R. (1985). "Desiccation cracking of soil barriers, Hydraulic barriers in soil and rock", STP 874, ASTM, Philadelphia, 263-275.

[4] Albrecht, B. A., Benson C. H. (2001). " Effect of desiccation on compacted natural clays" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001.127:67-75.

[5] Wilson G.W., Fredlund D.G., Barbour S.L., The effect of soil suction on evaporative fluxes from soil surfaces, *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, 34(4), 145-155.

[6] Tang, C.S., Pei, X.J., Wang, D.Y., Shi, B., Li, J. (2014). " Tensile strength of compacted clayey soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE*, ISSN, 1090-0241/0241/04014122(8).

## COMPORTEMENT D'UNE ARGILE GONFLANTE DE LA REGION DE N'GAOUS (BATNA)

Ferrah Ferrah <sup>1,2</sup> & Baheddi Mohamed <sup>1,2</sup> & Karech Toufik <sup>1,2</sup>,

*E-mail : ferrah65@yahoo.fr*

<sup>1</sup>Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA-Batna

<sup>2</sup>Departement de Genie Civil, Institut de Genie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture, Universite Hadj Lakhdar Batna

**Résumé :** Certains sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ces phénomènes cycliques de gonflement retrait provoquent des contraintes parasites dans les structures, et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, les autoroutes, les pavages, les pistes d'aéroports et dans les structures légèrement chargées. Cette étude a été réalisée sur un sol provenant d'un site situé à proximité de l'hôpital de N'Gaous (Batna), dont le sol est à l'origine des désordres importants pour la bonne tenue de la construction (fissuration et affaissement des plates formes entraînant parfois le décollement des plinthes ; fissuration inclinées de certaines murs). Après quelques années d'exploitation, et selon les représentants de la S.U.C.H de N'Gaous, les fissures sont apparues juste après les fortes pluies qu'a connues la région en 1987. Notre étude montre la nécessité de se rendre compte de l'importance des dommages occasionnés par le gonflement, en adoptant les techniques de construction pour résoudre le problème. L'étude consiste à déterminer une méthodologie permettant de prendre compte les effets de gonflement dans le calcul à long terme des fondations ;

**Mots-Clefs :** Argileux, gonflement, retrait, pression de gonflement, compressibilité.

### 1 Introduction

Statistiquement, provoqués par le retrait-gonflement des sols expansifs représentent une part non négligeable dans les sinistres constatés sur les édifices publics ou privés. Ces dégâts sont la conséquence de la mauvaise prise en charge du mouvement du terrain lors de la conception des fondations et dans le non respect des conditions accompagnatrices qui en découlent. Cette non prise en charge peut découler :

- d'une reconnaissance insuffisante qui n'a pas décelé la présence de ce genre formation.
- ou d'une non maîtrise de la construction sur ce genre de sol.

Dans cet article, on présente les lignes directrices qui peuvent nous informer sur la présence de sols expansifs et dès la phase de reconnaissance préliminaire ainsi que les méthodes simples et rapides qui leurs permettent d'estimer grossièrement les paramètres de gonflement qui sont la pression et l'amplitude de gonflement.

### 2 Identification des argiles

Quels que soient les objectifs recherchés dans une étude géotechnique, il est de règle d'effectuer initialement l'identification des sols concernés. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques ultérieures et surtout d'effectuer une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien de nature physico-chimique que granulométrique.

#### a. Analyse chimique

Cette analyse a porté sur la détermination de la nature chimique de l'argile de N'Gaous à étudier. Dans ce cadre, une analyse chimique quantitative réalisée par fluorescence X a été déterminée, les résultats sont résumés dans le tableau 1.

Tableau 1. Composition chimique de l'argile de N'Gaous

COMPOSITION CHIMIQUE	QUANTITES (%)
Silice [SiO <sub>2</sub> ]	41,78
Alumine [Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ]	17,43
oxyde de fer [Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ]	7,43
oxyde de calcium [CaCO <sub>3</sub> ]	7,92
CaO]	7,32
oxyde [MgO]	2,72
oxyde sulfurique [SO <sub>3</sub> ]	0,02

Ainsi, l'analyse chimique quantitative révèle que :

- l'échantillon renferme une proportion de 41,78% de silice [SiO<sub>2</sub>] largement inférieur à 80% qui est la frontière des sols gonflants et non gonflants [1].
- Le taux de carbonate de calcium [CaCO<sub>3</sub>] est de 7,92%, ce qui fait que l'argile à étudier est en réalité argileuse [2].
- Le taux de l'anhydride sulfurique [SO<sub>3</sub>] est de 0,02%, ce qui fait que l'argile à étudier n'est pas en réalité agressif.

#### b. Propriétés physiques

Les caractéristiques physiques mesurées sont récapitulés dans le tableau 2. Il est à noter que 4 échantillons ont été prélevés dans l'argile.

Tableau 2. Caractéristiques physiques des argiles de N'Gaous

paramètres	ech1	ech 2	ech 3	ech 4	moyennes
teneur en eau naturelle	14,486	14,464	14,301	14,135	14,3464
teneur en eau de saturation	17,416	17,224	17,5347	17,423	17,3994
degré de saturation	83,1737	83,972	81,5584	81,1275	82,4579
poids volumique sec	18,569	18,776	18,444	18,562	18,5878
poids volumique humide	21,2589	21,492	21,082	21,185	21,2546
poids volumique des grains	27,4449	27,7509	27,2602	27,4346	27,4726
limite de liquidité	/	/	/	/	72,284
limite de plasticité	/	/	/	/	29,20
indice de plasticité	/	/	/	/	43,084

A la lecture de ces valeurs, et surtout de la limite de liquidité, la limite de plasticité et de l'indice de plasticité, et Selon la classification LPC [3], on peut dire que le sol de N'Gaous est une argile plastique.

#### c. Essai au bleu de méthylène

L'essai permet de mesurer la valeur du bleu des échantillons, et par la suite leur surface spécifique, qui sont récapitulés dans le tableau 3.

Tableau 3. Résultats de l'essai au bleu de méthylène

échantillon	vb [cm <sup>3</sup> /g]	s.s.t. [m <sup>2</sup> /g]
Argile de N°Gaous	9,273	194,733

D'après les résultats obtenus on voit bien que l'argile de N°Gaous a une valeur de bleu dépassant 6, indiquant un sol à potentiel de gonflement fort (Zarhouni et al., 2002) [4].

#### d. Analyse granulo-sédimentométrique et activité

Les résultats des analyses granulométriques, synthétisés dans le tableau 4, ont montré que notre sol est constitué de plus de 50% d'éléments inférieurs à 80  $\mu$ m, et que se sol est une argile limoneuse.

Tableau 4. Résultats de l'analyse granulo-sédimentométrique de l'argile de N°Gaous

échantillon	prof (m)	argile (%)	Limon (%)	Sable fin (%)	% [d<80 $\mu$ m]	% [d < 2 $\mu$ m]
Argile de N°Gaous	2,30-2,50	71	24,50	4,50	98,90	71

### 3 Application des classifications à l'argile de N°Gaous

A ce stade des reconnaissances, on peut utiliser les classifications disponibles [5] dans la littérature pour nous permettre de situer le sol étudié et d'évaluer son potentiel de gonflement :

- $I_p$  peut renseigner, selon Seed et al. (1962), sur le taux de gonflement du sol (Tab. 5). Cette classification montre bien que le taux de gonflement de notre argile est très élevé, puisque la valeur de l'indice de plasticité  $I_p$  synthétisée dans le tableau 5, est supérieure à 35.

Tableau 5. Classification des sols selon Seed

$I_p$	Potentiel de gonflement
<10	Faible
10–20	Moyen
20–35	Elevé
>35	Très élevé

- $w_L$  peut renseigner, selon Dakshanamurthy et Raman, (1973), sur le taux de gonflement du sol (Tab. 6).

Tableau 6. Relation entre le gonflement et la limite de Liquidité (Dakshanamurthy et Raman, 1973)

limite de liquidité $w_L$	classification
0–20	Non gonflant
20–35	Gonflement faible
35–50	Gonflement moyen
50–70	Gonflement élevé
70–90	Gonflement très élevé
> 90	Gonflement critique

Cette classification montre bien que notre argile admet un gonflement élevé, puisque la valeur de la Limite de liquidité  $w_L$  synthétisée dans le tableau 6, est comprise entre 50 et 70.

• Enfin, Vijayvergia et Ghazali proposent une classification en fonction de la limite de plasticité et de l'indice de plasticité. C'est le diagramme de Casagrande [6] (Fig. 4-6) qui est divisé en zones, avec en plus, une séparation des sols gonflants des sols non gonflants par la ligne A. Le point représentatif du sol examiné est situé au dessus de la ligne A sur le diagramme ci-dessous (Fig. 3), qui atteste que notre argile est gonflant.

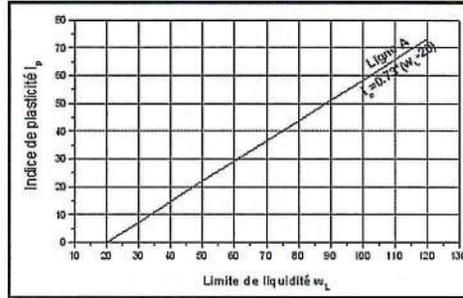


Figure 3. Classification des sols selon Vijayvergia et Ghazali

#### 4 Essais mécaniques

##### a. Essai Oedométrique

L'objectif est de déterminer les paramètres de compressibilité d'un sol gonflant saturé soumis à des charges verticales par palier. Cet essai est plus long, mais permet de manière systématique de détecter des sols gonflants. L'allure de la variation du déplacement de l'échantillon avant et après gonflement est donnée sur les photos ci-après (Fig. 5).

Le diagramme oedométrique dans le plan indice des vides - contraintes (Fig. 7) présente une allure caractéristique d'un matériau gonflant, en effet :

- La courbe de déchargement est caractérisée par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement  $C_g$  ( $C_g \geq 0,04$ ) [7] et de l'indice de compression  $C_c$  ( $0,04 \leq C_c \leq 0,25$ ) [7].
- La courbe de déchargement final recoupe la courbe de chargement initial mettant ainsi en évidence le caractère expansif du sol (indice des vides final «  $e_f$  » après déchargement supérieur à l'indice des vides initial «  $e_s$  ») comme le montre la figure 4.

Le tableau 7 donne les valeurs des caractéristiques de compressibilité déterminées sur un échantillon prélevée entre 2,30 et 2,50 m de profondeur, à partir des résultats d'essai de compressibilité oedométrique.

Tableau 7. Caractéristiques de compressibilité

échantillon	Prof. m	$\sigma'_{v_0}$ bars	$\sigma'_p$ bars	$C_g$ %	$C_s$ %	$C_c$ %	$w_n$ %	$w_s$ %	$e_0$ -	$e_f$ -
Argile de N'gaous	2,40	0,51	1,90	5,42	2,36	6,81	13,81	26,81	0,478	0,56

On remarque une concordance entre les différents résultats. Le potentiel de gonflement de ce sol est fort et notre argile est surconsolidée.

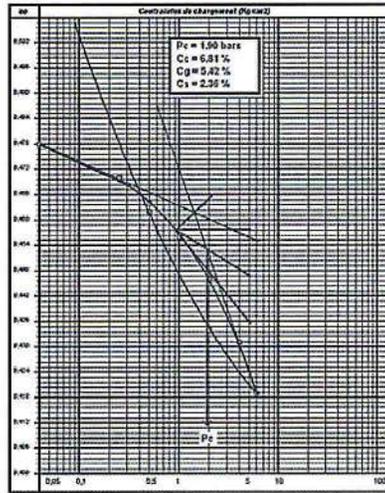


Figure 4. Essai de compressibilité oedométrique

*b. Essai de gonflement à l'Oedometre*

L'objectif est de déterminer la pression de gonflement afin d'apprécier le comportement d'ouvrages pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants. L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes de sol intact provenant d'un même échantillon et prélevées sensiblement au même niveau.

*a - Variations des déformations en fonction du temps*

Les variations des déformations en fonction du temps sont récapitulées dans la figure 8.

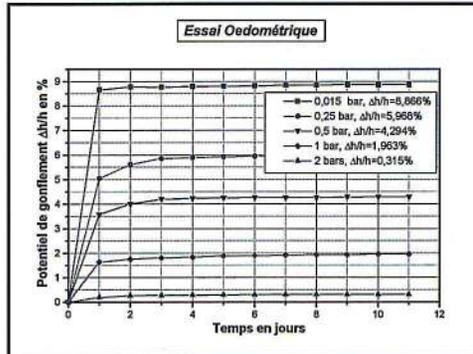


Figure 8. Variation des déformations en fonction du temps (gonflement sous charge constante)

Les différents essais ont montré que le phénomène de gonflement, dans la majorité des cas, s'effectue dans les premières heures, et on observe à la suite une évolution lente, puis une stabilisation. Ces essais mettent en évidence la relation entre le gonflement total et la contrainte initiale appliquée avant saturation, et qui se résume par le fait que la contrainte est inversement proportionnelle au gonflement.

### b - Détermination de la pression de gonflement graphiquement

Les essais effectués montrent bien que le taux de gonflement décroît lorsque la pression appliquée augmente, ce qui nous mène à la notion de pression de gonflement correspondant à un pourcentage de gonflement nul (L'abscisse du point de la courbe qui correspond à une amplitude de gonflement nulle donne la pression de gonflement). Dans notre cas, celle-ci est bien comprise entre 2 et 2,5 bars (Fig. 9).

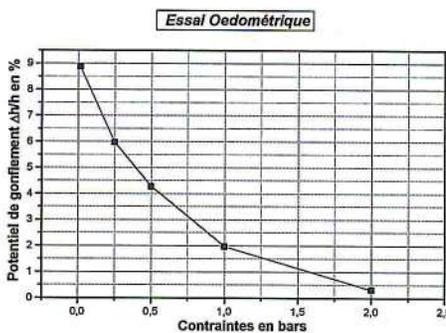


Figure 9. Variation du taux de gonflement en fonction de la contrainte

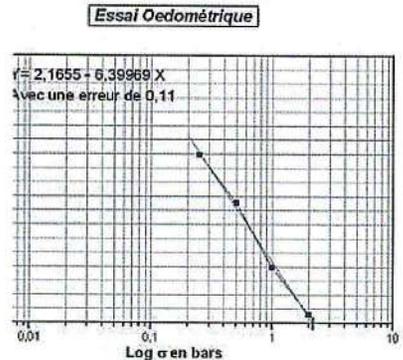


Figure 10. Variation du taux de gonflement en fonction du logarithme de la contrainte

La courbe de la figure 10 présentée dans le plan taux de gonflement - logarithme de la contrainte nous permet de déterminer avec précision la valeur de la pression de gonflement dont la valeur est de  $\sigma_{sw} = 2,1843$  bars. Cette valeur de la pression de gonflement a été déterminée par la droite  $y = 2,1655 - 6,39969x$  d'ajustement des points (Fig. 10). Le seul inconvénient de cette méthode, est l'utilisation de plusieurs échantillons pour déterminer la pression de gonflement.

## 5 Estimation indirecte des paramètres de gonflement des sols argileux

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol expansif soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement (amplitude et pression) à partir de nombreuses corrélations proposées dans la littérature (chapitre 1, paragraphe 1.4). Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec paramètres géotechniques déterminés à partir des essais classiques d'identification. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d'avant projet sommaires notamment pour orienter les concepteurs.

### a. Application des modèles au sol de N'Gaous

Afin de tester l'efficacité des modèles, ceux-ci ont été appliqués au sol gonflant provenant du site se trouvant à proximité de l'hôpital de N'Gaous (Batna). Les résultats généraux de ces applications sont résumés dans les tableaux 8, 9.

Tableau 8. Résultats d'ajustement des Modèles de gonflement aux argiles de la région de Tlemcen

a) Pression de gonflement			
modèle	expression mathématique		$\sigma_{sw}$ (bars)
1	David et komomik	$\lg \sigma_{sw} = 0,0079182w_L + 0,06432451\gamma_d - 0,00161536w_n + 1,1328183$	7,542
2	Vijayvergiya Ghazzaly 1	et $\lg \sigma_{sw} = 1/12(0,0651096w_L - 0,1512264w_n + 26,8704696$	2,8229
3	Vijayvergiya Ghazzaly 2	et $\lg \sigma_{sw} = 1/19,5(23,28378\gamma_d + 0,15710565w_L - 3,5600565)$	4,161
b) Amplitude de gonflement			
modèle	expression mathématique		$\varepsilon_{sw}$ (%)
1	Seed et al.	$\varepsilon_{sw} = 0,1823723I_p + 0,4559623$	8,31329
2	Vijayvergiya et Ghazzaly 1	$\lg \varepsilon_{sw} = 1/12(0,0964896w_L - 0,08028w_n + 3,0697752)$	5,509
3	Vijayvergiya et Ghazzaly 2	$\lg \varepsilon_{sw} = 1/19,5(28,742805\gamma_d + 0,22238775w_L - 48,47046'$	11,98
4	Johnson	$\varepsilon_{sw} = - 0,0215153I_p - 2,671464Z - 0,8565674w_n + 0,0023009w_n I_p + 0,056402 Z I_p + 28,49721$	16,1243
5	Nayak et Christensen	$\varepsilon_{sw} = 0,0761548I_p C/w_n - 0,222854$	16,015

Tableau 9. Résultats Des Modèles de gonflement proposés aux argiles de la région de Tlemcen

a) Pression de gonflement			
n°	modèle	expression mathématique	$\sigma_{sw}$ (bars)
1	Bekkouche et al., 2000	$\log \sigma_{sw} = 0,082w_L + 0,17M - 0,002w_n I_p - 2,858$	2,2033
2	Djedid et al	$\lg \sigma_{sw} = - 0,001w_n I_p + 0,024w_L + 0,1M + 1,287$	5,0549
b) Amplitude de gonflement			
modèle	expression mathématique		$\varepsilon_{sw}$ (%)
1	Bekkouche et al.,2000	$\log \varepsilon_{sw} = 0,004C + 0,378$	4,6
2	Djedid et al	$\lg \varepsilon_{sw} = - 0,1Z + 1,06A + 0,22\gamma_d - 0,04w_n + 0,82$	4,7386

L'examen des résultats des tableaux 8, 9 ci-dessus, par l'application des modèles ajustés et proposés aux argiles de la région de Tlemcen (Bekkouche et al., 2000 ; Djedid et al., 2001), laisse clairement apparaître que quelques applications convergent vers les mêmes valeurs des paramètres d'expansivités, sauf les modèles de Johnson et Nayak et Christensen qui semblent surestimer l'amplitude de gonflement du sol examiné.

#### b. Proposition des Modèles pour L'argile de N'Gaous

Les modèles retenus pour la pression et l'amplitude de gonflement que nous jugeons performants aux argiles de la région de N'Gaous (Batna) sont donnés ci-dessous :

- *Pour la pression du gonflement :*

$$\log \sigma_{sw} = 0,082w_L + 0,17M - 0,002w_n I_P - 2,858 \quad (1)$$

- *Pour l'amplitude du gonflement :*

$$\varepsilon_{sw} = 0,1823723I_p + 0,4559623 \quad (2)$$

## 6 Conclusion

Ignorer le phénomène de gonflement des argiles est dangereux, systématiser les essais serait aussi aberrant. Entre ces deux extrêmes, l'ingénieur doit optimiser ces moyens et profiter de tous les outils disponibles pour conduire une campagne de reconnaissance appropriée et concevoir en conséquence une infrastructure adéquate. Dans la plus part du temps, il n'a pas été tenu compte de ce phénomène lors des études et des réalisations des projets, c'est le cas de l'hôpital de N'Gaous (Batna). Nous avons montré qu'à partir d'essais simples effectués pratiquement dans toutes les campagnes de reconnaissance préliminaires, que l'identification des sols gonflants est très utile, puisque elle permettra d'adapter les reconnaissances ultérieures en fonction du degré d'expansivité du sol et de donner du temps au bureau d'étude pour concevoir un système de fondation adéquat. Les estimations indirectes des paramètres de gonflement à partir des modèles statistiques doivent être utilisées uniquement à titre indicatif. Donc, il est clair qu'en phase de l'étude détaillée de tout projet, les mesures directes au laboratoire sont incontournables si le sol présente les prémices d'un sol gonflant.

## Bibliographie

- [1] Hachichi A., Bourokba S. et Ben Aissa A., 2002 : « Etude de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran » ; Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen.
- [2] Magnan J.P., 1980 - Description, identification et classification des sols - École nationale des ponts et chaussées.
- [3] Merrien-Soukatchoff V., Amitrano D. et Piguet J.P., 2003: « Eléments de géotechnique »; Ecole des Mines de Nancy, département Sciences de la Terre et Environnement.
- [4] Khemakhem M., Ben Jdidia M. et Bouarada Z., 2002 : « Les essais de caractérisations des sols gonflants » ; Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen.
- [5] Holtz R.D., et Kovacs W.D (traduit par Jean Lafleur), 1996 : « Introduction à la géotechnique » ; Edition de l'École Polytechnique de Montréal.
- [6] Djedid A., Bekkouche A. et Aissa Mamoune S. M., 2001 : « Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie) » ; Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°223 de juillet – août, pp 67-75.
- [7] Khemissa M., et Mekki L : «Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie) » ; Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila (Algérie).

## COMPORTEMENT MECANIQUE SATURE ET NON SATURE DU MELANGE SABLE DE DUNE-BENTONITE COMPACTE

M. K. Gueddouda<sup>1</sup>, I. Goual<sup>1</sup>, N. Abou-Bekr<sup>2</sup>, S. Taibi<sup>3</sup>, M. Lamara<sup>1</sup>

[gueddouda\\_mk@yahoo.fr](mailto:gueddouda_mk@yahoo.fr)

<sup>1</sup>Laboratoire de recherche de Génie Civil, Université Amar Teledji, BP 37 G Laghouat, Algérie

<sup>2</sup>Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Université A. Belkaid, BP 230 - 13000 Tlemcen,

<sup>3</sup>Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302 Université du Havre, 53, rue de Prony, F-76600

**Résumé :** L'article présente une étude de valorisation de matériaux locaux à base de sable de dune de la région de Laghouat et de bentonite de carrière pour la conception de barrières ouvragées destinées à la réalisation des fonds des installations de stockage des déchets (ISD). En premier lieu, on présente les résultats des essais préliminaires des mélanges sable de dune-bentonite basés sur le critère de perméabilité saturé ( $k < 10^{-9}$  m/s) qui a fait apparaître que la formulation composée de 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite satisfait ce critère. En second lieu, l'étude du comportement mécanique de ce mélange a été mise en évidence par des essais triaxiaux saturés sur des échantillons de ce mélange initialement compactés à l'OPN en conditions drainées CD et non drainées CU avec mesure des pressions interstitielles. Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante, l'angle de frottement et la cohésion apparents diminuent avec la teneur en eau. En général, la formulation du mélange sable de dune et de bentonite adoptée répond parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur et constitue un bon matériau local et économique pour la conception des barrières des fonds des ISD.

**Mots-Clefs :** sable de dune, bentonite, essais triaxiaux saturé, essais triaxiaux non saturé.

**Abstract :** This paper presents a study on the valorization of local material such as dune sand from Laghouat region and mine bentonite intended for the realization of liner base layers in the conception of insulation barriers for hazardous waste centers. Firstly, the results of preliminary tests on dune sand - bentonite mixtures are presented; it shows that the formulation composed with 85 % of dune sand and 15 % of bentonite satisfies the saturated permeability criteria required by different regulations ( $k < 10^{-9}$  m/s). Secondly, the mechanical behavior of this mixture on triaxial shear tests are conducted, under drained CD and undrained conditions CU with pore pressure measurements, on saturated samples of this mixture, initially compacted at NOP. In the unsaturated domain, triaxial tests with constant water content were realized. The friction angle and the apparent cohesion decrease with water content. In general, the dune sand bentonite mixture, adopted in this study, satisfies perfectly the regulation requirements and hence constitutes a good local material which is largely available for the conception of barrier base liners.

**Key-Words:** dune sand, bentonite, saturated triaxial test, unsaturated triaxial test.

### 1 Introduction

Le calcul d'une barrière ouvragée compactée destinée pour les fonds d'installation de stockage des déchets ménagers nécessite la connaissance de son comportement mécanique dans les deux états saturé et partiellement saturé. Les conditions principales des matériaux utilisés pour ce type d'ouvrage nécessitent une perméabilité saturée inférieure à  $10^{-9}$  m/s et un angle de frottement de l'ordre de  $25^\circ$ .

La connaissance du comportement mécanique des sols permette de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis tels que les ouvrages en sol compacté (remblais routiers, barrages en terre, barrières d'étanchéité de centres de stockage de déchets, drainage et pompage des nappes) influencés surtout par la non saturation des sols et dont l'étude nécessite la connaissance des paramètres hydro-mécaniques, à différents niveaux de succion, notamment la résistance au cisaillement en non saturé. Les mesures des paramètres de résistance au cisaillement des sols non saturés sont nécessaires et importantes, délicates à réaliser. Peu de données sont disponibles dans

la littérature sur la résistance au cisaillement des matériaux poreux dans le domaine non saturé. Actuellement, plusieurs techniques existent, comme le rapporte la littérature, pour déterminer les caractéristiques mécanique dans le domaine saturée et non saturé.

L'analyse du comportement mécanique dans un milieu non saturé consiste à déterminer les relations entre la contrainte déviatorique, la teneur en eau et la succion. La connaissance de ces relations constitue un préalable indispensable à toute modélisation.

L'article présente une étude de valorisation de matériaux locaux à base de sable de dune et de bentonite de carrière pour la conception de barrières ouvragées destinées à la réalisation des fonds des centres d'enfouissement technique (CET). L'objectif est la détermination des caractéristiques mécanique saturé et non saturé d'un mélange optimal (sable de dune – bentonite) pour la conception de barrières ouvragées destinées à la réalisation des fonds des installations de stockage des déchets (ISD). La démarche scientifique intègre la caractérisation physico-chimique et hydro-mécanique de ce matériau, ce qui a abouti à proposer une formulation répondant aux critères réglementaires.

## 2 Matériaux et méthodes

### 2.1 Matériaux

Le premier matériau est une bentonite originaire d'une carrière de la région de Maghnia (ouest algérien). Elle est non traitée et finement broyée. Ses principaux constituants minéralogiques sont : la silice (65,2 %) et l'alumine (17,25 %). Avec une limite de liquidité ( $w_L$ ) de 141 % et un indice de plasticité ( $I_p$ ) de 93 %, la bentonite de Maghnia est classée parmi les sols très argileux très plastiques (At) selon la classification LCPC / USCS. D'après la classification de Skempton et al., (1953) basée sur l'activité (A), la bentonite de Maghnia présente un fort pourcentage en Montmorillonite calcique ( $Ca^{2+}$ ). Les résultats des essais d'identification de la bentonite de Maghnia sont résumés dans le tableau 1.

Le second matériau est un sable de dune de la région de Laghouat ; cette région est considérée comme semi-aride à aride. Le sable de dune de la région de Laghouat est un sable siliceux. Les résultats des analyses granulométriques sont résumés dans le tableau 1. Le sable de dune se classe comme propre mal gradué (Sm (LCPC)= SP (USCS)). D'après les recommandations préconisées par le ministère de l'aménagement du territoire, de l'environnement et du tourisme algérien (guide des techniciens communaux pour la gestion des déchets ménagers et assimilés, 2009), le coefficient de perméabilité doit être inférieur à  $10^{-9}$  m/s pour les fonds des installations de déchets ménagers et spéciaux. Dans ce sens, des mélanges sable de dune-bentonite ont été formulés avec différents pourcentages et pour chaque formule, des mesures préliminaires de la perméabilité saturée ont été effectuées à l'oedomètre sur des échantillons compactés à l'OPN (P 94-090). La formule 85% Sable de dune + 15 % Bentonite satisfait cette condition principale [1]. Dans la suite, on retiendra cette formule pour la conception de la barrière étanche qu'on nomme  $S_{85}B_{15}$ . Ce matériau  $S_{85}B_{15}$  présente une limite de liquidité de 34 % et un indice de plasticité de 13. D'après la classification LCPC / USCS, il apparaît comme un sol moyennement argileux peu plastique (Ap/CL). Les résultats des essais de gonflement effectués à l'oedomètre sur des échantillons compactés statiquement puis saturés montrent que ce matériau présente un taux de gonflement (G) de l'ordre de 8,7 % obtenu par la méthode du gonflement libre [2]. La pression de gonflement ( $P_g$ ) obtenue par la méthode du volume constant est de l'ordre de 178 kPa [3].

Tableau 1. Propriétés physico-mécaniques du sable de dune et de la bentonite

%< $\mu m$	% $\leq 80\mu m$	$w_L$ (%)	$I_p$ (%)	SP( $m^2/g$ )	$d_{max}$	$C_u$	CZ	
B	60	85%	141	93	462	0,2	--	--
S	---	2%	---	----	1,4	0,5	1,7	1,1

## 2.2 Méthodes

Des essais triaxiaux saturés ont été réalisés sur le mélange  $S_{85}B_{15}$  en conditions drainées CD et non drainées CU avec mesure des pressions interstitielles. L'appareil triaxial utilisé est de type (Bishop et Wesley, 1975). Chaque série d'essais considère trois échantillons de même élancement ( $H/D=2$ ,  $D=35$  mm,  $H=70$ mm). La préparation des éprouvettes est effectuée par le compactage statique à l'OPN dans un moule à double piston de diamètre 35mm. La vitesse de compactage est de 1,14mm/s. La saturation des échantillons est effectuée en deux phases ; (i) la première phase consiste à appliquer une contrainte de confinement  $\sigma_3$  et une pression à la base de l'échantillon (ue), la pression à la sortie étant nulle  $u_s = 0$ . La contrainte de confinement est supérieure à la pression appliquée à la base de l'échantillon. (ii) la deuxième phase de saturation consiste à saturer l'échantillon par application par paliers d'une contre pression de 600 kPa. La consolidation des échantillons est effectuée par paliers jusqu'aux contraintes effectives moyennes  $\sigma'_3$  ciblées. Le cisaillement des éprouvettes est effectué à une vitesse de 0,1 mm/min pour les essais non drainés et 0,01 mm/min pour les essais drainés.

Des essais triaxiaux non saturés ont été réalisés sur le mélange  $S_{85}B_{15}$ . L'essai consiste à cisailier les échantillons en utilisant la même cellule triaxiale de Bishop. Les principales étapes du déroulement de l'essai sont : saturation de la base de la cellule avec de l'eau désaérée ; mettre une membrane à la base de la cellule avec des joints toriques pour empêcher tout contact de l'eau avec l'échantillon ; utilisation d'une tête fermée par un bouchon pour empêcher la circulation de l'eau à la tête de l'échantillon ; mettre les papiers filtres (deux papiers filtres) et la pierre poreuse à la base (pierre poreuse séchée à l'étuve à 105°C) puis mettre un autre papier filtre au-dessus de la pierre poreuse ; pose de l'échantillon avec la pierre poreuse et le papier filtre à sa tête ; pose de la tête (la tête étant fermée par un bouchon pour éviter la dissipation de l'eau par la sortie) et enveloppe de l'échantillon par la membrane qui sera maintenue par deux joints toriques, en bas et en haut de l'échantillon ; remplissage de la cellule ; application d'une contrainte de confinement et une pression à la base et à la sortie de l'échantillon nulles, c-à-d, une consolidation. Les pressions de confinement utilisées sont :  $\sigma_3 = 150, 200$  et  $250$  kPa ; après la phase de consolidation (la durée de consolidation est très faible), on lance la phase de cisaillement. La vitesse de cisaillement étant la même que celles des essais triaxiaux saturés (CD), elle est de 0,01 mm/min. Après la phase de cisaillement, on récupère l'échantillon, et on prend deux morceaux (un de la partie inférieure et l'autre de la partie supérieure de l'échantillon cisailé) et on détermine la teneur en eau finale.

## 3 Résultats

### a. Essais triaxiaux saturés

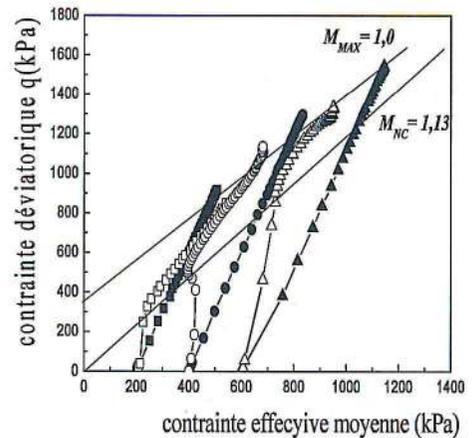
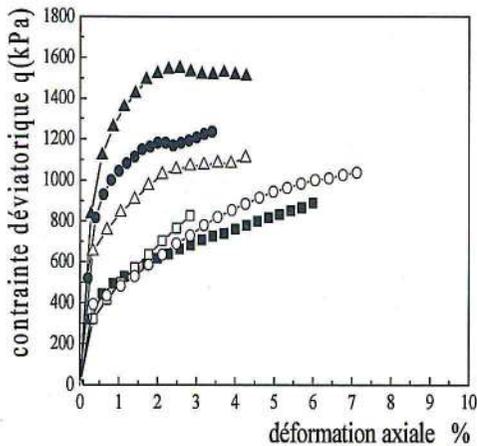
La figure 1 présente les résultats des essais triaxiaux saturés dans les plans  $[\varepsilon_1 - q]$  ;  $[p' - q]$  ;  $[\varepsilon_1 - e$  ou  $u]$  ;  $[\log p' - e]$ . Dans le plan  $[\varepsilon_1 - q]$ , on remarque une augmentation importante de la contrainte déviatorique pour une très faible valeur de la déformation axiale ( $\varepsilon_1 < 0,5$  %). Ceci traduit la rigidité initiale importante de l'état OPN, similaire à un comportement d'un échantillon surconsolidé à une contrainte de l'ordre de 1 MPa [4]- [5]. Les valeurs des pentes (modules) au voisinage de l'origine augmentent avec la contrainte effective moyenne de confinement  $p'_0$ . Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des paliers francs, exception faite pour l'essai drainé et même non drainé à  $\sigma'_3 = 600$  kPa. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés [4]. Les plans  $[\varepsilon_1 - e$  ou  $u]$  montrent respectivement pour  $\varepsilon_1 \approx 0,5$  % une légère contractance pour les essais drainés et une légère augmentation de la pression interstitielle pour les essais non drainés. Ces évolutions atteignent un extremum et leurs tendances s'inversent, autrement dit, on observe une dilatance des échantillons drainés avec une tendance vers des paliers dans la plupart des cas. En principe, l'apparition de localisations (discontinuités cinématiques) se traduit par des pics de résistance dans le plan  $[\varepsilon_1 - q]$ , suivis de chutes brusques du déviateur de contrainte avant de tendre

vers un palier qui traduit le glissement plan sur plan le long de la discontinuité. Dans notre cas et concernant les essais non drainés, on remarque une augmentation continue du déviateur de contrainte même après l'apparition de discontinuités. Ceci est dû au caractère dilatant du matériau compacté qui est fortement surconsolidé (OCR relativement égale = 5 et 2,5). Cette tendance à la dilatance se traduit par une baisse de la pression interstitielle, et donc une augmentation de la contrainte effective moyenne qui confère à l'échantillon une résistance qui croît. Dans le cas de l'essai drainé CD confiné à 200 kPa, l'augmentation continue du déviateur de contrainte peut être expliqué par une déformation en « tonneau » avec une quasi-absence de plan de rupture. Dans le plan  $[p'-q]$ , les chemins suivis par les essais non drainés sont typiques de ce type de matériau. En effet, après une montée quasi verticale, les chemins s'incurvent vers la droite pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales des essais drainés caractérisés par une pente  $M_{max}=1$ . Cette droite enveloppe se situe au-dessus du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé, déterminé à partir des corrélations de Biarez et Favre, [6]. Dans le plan  $[\log p' - e]$ , on remarque que les échantillons suivent d'abord la droite de pente  $C_s$  jusqu'au maximum de la contractance pour remonter brusquement pour s'aligner le long d'une droite enveloppe des indices des vides finaux. Les échantillons non drainés suivent quant à eux un chemin horizontal pour aller rejoindre cette même enveloppe. En reliant les points finaux, on peut obtenir une droite de pente 0,12.

Les résultats des essais ont permis de déterminer les valeurs de la cohésion effective  $c'$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  à partir des valeurs de  $q_0$  et de la pente  $M$  dans le plan  $[p' - q]$  tels que :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} ; q_0 = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \cdot C' \quad [1] \text{ L'angle de frottement est de l'ordre de } 26^\circ. \text{ Cette}$$

valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les CET [7].



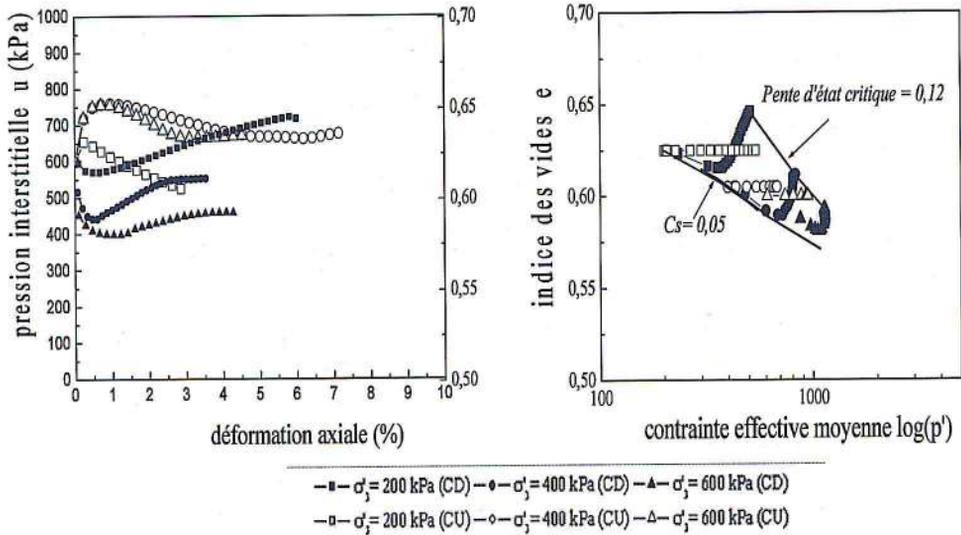


Figure 1. Résultats des essais triaxiaux dans les deux cas CD et CU

### 3.2. Essais triaxiaux à teneur en eau constante (essais non saturés)

Nous avons mené des essais triaxiaux à teneur en eau constante pour différents degrés de saturation du côté sec et humide de l'Optimum Proctor Normal ( $w_{opt} = 15\%$ ). Les teneurs en eau utilisées sont : 4, 8, 12, 15 et 17 %. La préparation des éprouvettes est effectuée sur le mélange  $S_{85}B_{15}$  selon le poids volumique sec maximum  $\gamma_{dmax} = 17$  kN/m<sup>3</sup> (OPN). Après le compactage, l'échantillon est enveloppé par du papier aluminium. Emballage de l'échantillon dans un sac plastique étanche pour quelques jours pour atteindre l'équilibre entre l'échantillon et le papier filtre; A l'équilibre, on sépare les des deux parties de l'échantillon ( $H = 5$  cm et  $H = 1$  cm), la succion est déterminée à partir de la mesure du poids sec du papier filtre WN<sup>o</sup>42 (après séchage des papiers filtres (étuve à 105°)).

Pour interpréter les résultats de ces essais, on a tracé les courbes représentées dans la figure 2 (quelques exemples) qui présente les chemins de contraintes dans les plans  $[\epsilon_1 - q]$ ;  $[p - q]$ . Le mode de rupture des échantillons par poinçonnement (tonneaux) par absence des plans de glissement est traduit par l'absence des paliers dans le plan  $[\epsilon_1 - q]$ . Ce type de comportement est différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des essais CD et CU pour  $H = 70$  mm. Dans le plan  $[q - p]$ , le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne totale  $p$ , avec une pente de  $1/3$ , jusqu'au maximum.

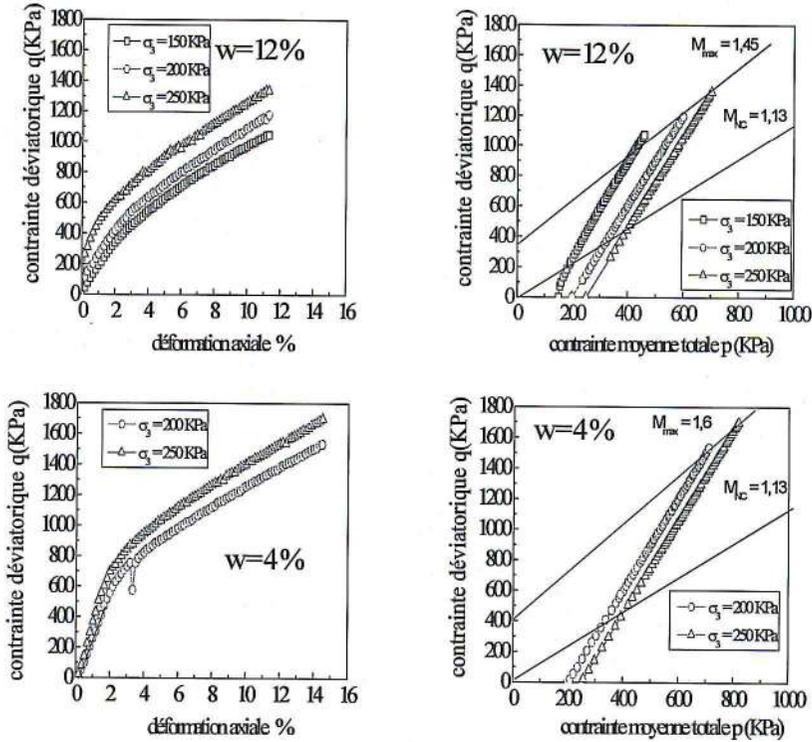


Figure 2 Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante

La figure 3 présente respectivement la variation de l'angle de frottement apparent et de la cohésion apparente du mélange  $S_{85}B_{15}$  en fonction de la teneur en eau. On constate que l'angle de frottement apparent est généralement constant et une diminution de type décroissance hyperbolique dans le cas de la cohésion apparente. Les figures 4-a et 4-b représentent respectivement les variations de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale.

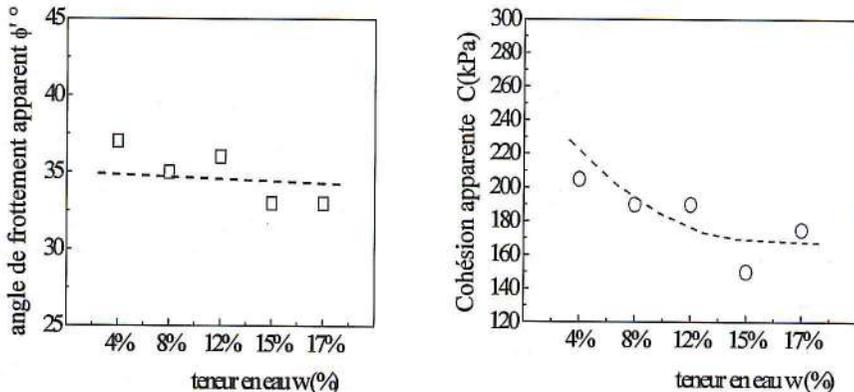


Figure 3: variation des caractéristiques mécaniques apparentes en fonction de la teneur en eau de cisaillement

Dans la figure 4-a, on remarque une décroissance hyperbolique de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau avec tendance vers un palier de résistance minimale au voisinage de la teneur en eau de saturation. En revanche, on remarque une croissance parabolique de la résistance maximale avec la succion initiale (figure 4-b). Cette croissance est traduite par une translation vers le haut en fonction de la contrainte de confinement. L'absence de points expérimentaux intermédiaires entre les succions initiales entre 2 et 9,5 MPa, ne permet pas de préciser l'allure exacte de cette courbe dans ce domaine, il est évident qu'en principe, la résistance maximale tend vers un palier pour les très fortes succions. Les figures 4-c et 4-d représentent respectivement les variations du module  $E_{50}$  en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Les mêmes observations peuvent être constatées. Les modules  $E_{50}$  décroissent avec la teneur en eau et ils augmentent avec la succion initiale. Ces augmentations peuvent être décrites à l'aide d'une relation parabolique. On remarque qu'une petite variation de la teneur en eau provoque une grande variation de la succion. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et du module sécant en fonction de l'humidité du matériau.

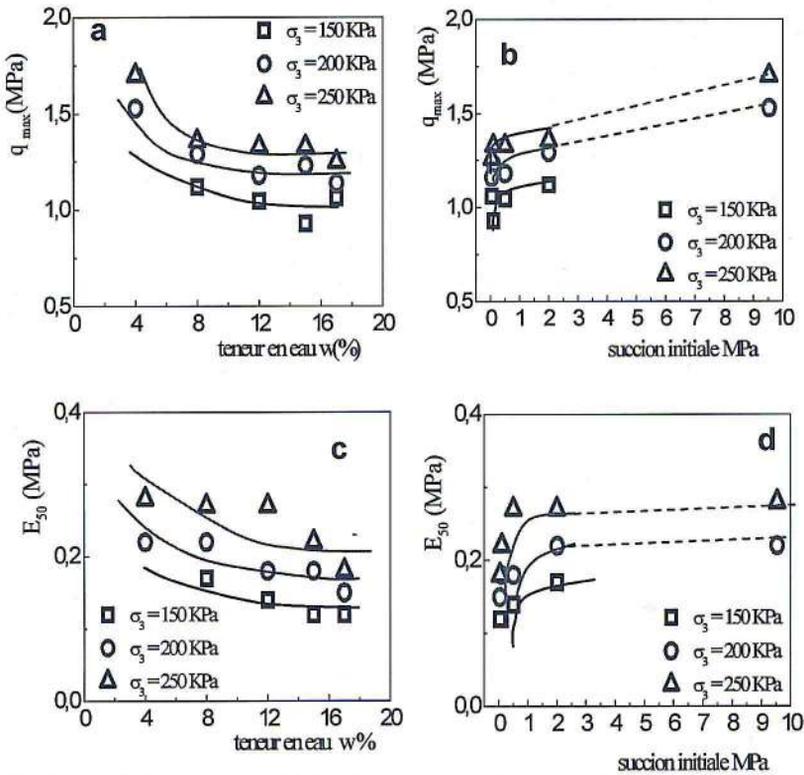


Figure 4 : Variation de la contrainte déviatorique maximale en fonction de la teneur en eau et (b) de la succion initiale. Variation du module sécant  $E_{50}$  en fonction (c) de la teneur en eau et (d) de la succion initiale.

#### 4 Conclusion

Les essais préliminaires basés sur le critère de perméabilité a fait apparaître que la formulation composée de 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite satisfait ce critère pour la conception des barrières ouvragées des fonds des CET.

Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU effectués sur le matériau  $S_{85}B_{15}$  compacté à l'OPN, on observe un état de déformations plastiques jusqu'à la rupture sans l'apparition de paliers

francs dans le plan  $[\varepsilon_1-q]$ . Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés. Par ailleurs, dans le plan  $[p'-q]$ , les chemins suivis rejoignent la même droite enveloppe de résistances maximales ( $M_{max}$ ) correspondant à un angle de frottement de l'ordre de  $26^\circ$ . Cette valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les CET (Garcin et al., 1998).

Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante des mélanges  $S_{85}B_{15}$  compactés statiquement à différentes teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'OPN) ont été réalisés sous différentes contraintes de confinement. Dans le cas général, on ne constate pas de plans de rupture. Ce type de comportement est très différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des essais CD et CU. L'angle de frottement et la cohésion apparents diminuent avec la teneur en eau. De plus, le module  $E_{50}$  décroît quand la teneur en eau augmente. Par contre, pour une teneur en eau donnée, il croît avec la contrainte de confinement.

### Bibliographie

- [1] Gueddouda, M. K., Lamara, M., Abou-bekr, N., Taibi, S. Hydraulic behaviour of dune sand – bentonite mixtures under confining stress. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 2, N° 3, 2010, 213-227
- [2] Gueddouda M. K, Abou-Bekr N, Taibi S, Lamara M.. Comportement hydrique et mécanique d'un mélange sable de dune – bentonite. *Europ. Jour. Envir. Civil. Eng. EJECE*. Vol. 15 – N° 1, 2011, 25 – 47.
- [3] Gueddouda M. K, Goual, I., Benabed B. Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en algérie. *Europ. J. Env. Civil. Eng. EJECE*. 2013 Vol. 17, N° 5, 315–328.
- [4] Biarez J., Hicher P. Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires. Approche expérimental modélisation mécanique, 3ème édition, École centrale de Paris, 1990.
- [5] Cuisinier O., Masroufi F. Comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté sous très fortes succions. *Elsevier. C.R. Mécanique*, 331, 2003, 203-210.
- [6] Biarez J., et Favre, J.L. Parameters fitting and statistical analysis of data in soil mechanics », *Proceedings of the 2nd International Conference On Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics, Aachen*, Vol. 2, 1975, p. 249-264.
- [7] Garcin P., Faure Y.H., Gourc J.P. Stabilité sur pente d'un dispositif d'étanchéité avec GéosynthétiqueBentonitique (GSB) », *GEO-BENTO 98*, Paris les 2-3 février 1998. INSA-Tech Editeur.

## AMELIORATION DES SOLS GONFLANTS PAR DIFFERENTS PRODUITS EN VUE DE LEUR UTILISATION DANS LES TRAVAUX ROUTIERS

Hamdane Ali<sup>1</sup>, Mellas Mekki<sup>2</sup>, Beghazi Zied<sup>3</sup> & Djellali Adel<sup>4</sup>

[alihamdane2000@yahoo.fr](mailto:alihamdane2000@yahoo.fr)

<sup>1,2</sup>Département de Génie Civil et d'hydraulique, Faculté des Sciences&Technologie, Université Mohammed Khider Biskra

<sup>3</sup>Département de Génie Civil, Faculté des Sciences&Technologie, Université de M'Sila

<sup>4</sup>Département de Génie des Mines, Faculté des Sciences&Technologie, Université Larbi Tébessi Tébessa

**Résumé :** L'extension et la réhabilitation du réseau routier en Algérie mènent de plus en plus à une augmentation de la demande en matériaux de construction. La solution la plus sensée est la réutilisation des matériaux locaux à la construction des remblais et des couches de forme qui, dans plusieurs cas, ne sont pas qualifiés pour ce type d'ouvrage. Les sols gonflants font partie de ces sols, d'où vient l'importance de cette étude expérimentale qui traite de la valorisation de ces sols fins par traitement au moyen de plusieurs produits spécifiques (pouzzolane, chaux et ciment). Le traitement s'est effectué à différents pourcentages pour mieux cerner le processus et déterminer la meilleure procédure à suivre avec ce genre de sol. Finalement, le traitement s'est avéré très bénéfique pour annuler la sensibilité à l'eau et améliorer les caractéristiques mécaniques de ces sols.

**Mots-Clefs :** Gonflement, traitement des sols, Proctor, construction routière, chaux.

**Abstract:** The extension and the rehabilitation of the road network in Algeria lead more and more to an increase of the demand in construction materials. The most judicious solution is the reuse of the local materials to the construction of the embankments and the subgrades that, in several cases, are not qualified for this type of work. The swelling soils are part of these soils, of where comes the importance of this experimental study which treat the valorization of these soft soils by treatment by means of several specific products (pozzolan, lime and cement). The treatment took place to different percentages to surround the process better and to determine the best procedure to follow with this kind of soil. Finally, the treatment proved to be very beneficial to annul the sensitivity to water and to improve the mechanical features of these soils.

**Key-Words:** Swelling, soils treatment, Proctor, roads construction, lime.

### 1 Introduction

Le gonflement marque fréquemment les sols fins non saturés dotés d'une composition minéralogique spécifique. Ces sols, vue la nature de leurs particules, possèdent une grande capacité d'absorption d'eau ce qui conduit à une augmentation de leur volume [1]. Ce problème géotechnique est parmi les problèmes majeurs rencontrés dans les constructions routières car l'utilisation de ces sols, comme un support ou bien un matériau de construction, peut provoquer d'énormes dégâts. La technique de traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques a été utilisée depuis longtemps dans la réutilisation des sols sensibles à l'eau ce qui a permis de tirer parti des matériaux de l'emprise et de réduire l'épaisseur des structures des chaussées proprement dites, les deux contribuant de manière sensible à l'économie des projets [2]. Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement des sols gonflants après traitement et vient en complément aux travaux de recherche préalables effectués par différents chercheurs [3, 4 et 5].

### 2 Identification et caractérisation des sols étudiés

Cette étude comporte deux types de sols différents; dont le premier est une marne argileuse provenant de Bab Zouar (wilaya d'Alger) et le deuxième est une argile grise provenant d'un site (projet de remblai) situé approximativement à 18km au Nord -Est de la ville de Chlef. Les essais réalisés ont aboutis aux résultats suivants :

- L'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie selon les normes NFP 94- 056 et NFP 94- 057 a montré que la marne argileuse est constituée de 95.93% d'éléments inférieurs à 0.08mm et que l'argile grise est constituée de 85% de ces éléments d'où ces sols appartiennent aux sols fins.
- La détermination des limites d'Atterberg de la marne argileuse et de l'argile grise selon la norme NF P 94-051 a abouti aux résultats du tableau 1.

Tableau 1. Limites d'Atterberg de la marne argileuse et de l'argile grise

Propriétés	Wl(%)	Wp(%)	Ip(%)	Ic
Marne argileuse	45.29	23.87	21.42	0.98
Argile grise	84.8	32.7	52.1	0.99

- Pour la teneur en eau naturelle et la densité spécifique des deux sols, les résultats sont présentés dans le tableau 2.

Tableau 2. Teneur en eau et densité spécifique de la marne argileuse et de l'argile grise

Propriétés	Teneur en eau naturelle W <sub>n</sub> (%)	Densité spécifique
Marne argileuse	24.14	2.07
Argile grise	32.80	2.71

A la base de ces résultats et selon [6], la marne argileuse présente un potentiel de gonflement inférieur à celui de l'argile grise dont les différentes classifications sont présentées dans le tableau 3.

Tableau 3. Classification suivant le potentiel de gonflement de la marne argileuse et de l'argile grise

Propriétés	Classification de Dakshanamurphy et Raman (1973)	Classification de Ghen (1988)	Classification de Seed et al (1962)	Classification GTR
Marne argileuse	Gonflement moyen	élevé	élevé	A <sub>2</sub> h
Argile grise	Gonflement très élevé	très élevé	très élevé	A <sub>2</sub> h

D'après les résultats des différentes méthodes de classification, les deux sols présentent un potentiel de gonflement élevé à très élevé d'où la nécessité de faire recours au traitement.

### 3 Résultats du traitement

#### a. Identification des produits de traitement

Trois matériaux ont été utilisés pour le traitement de la marne argileuse et de l'argile grise :

- La chaux utilisée est une chaux vive produite par la société BMSD-SARL situé dans la ville de Saïda au Sud Ouest de l'Algérie.
- La pouzzolane naturelle utilisée dans cette étude est issue d'une roche d'origine volcanique. Elle a été procurée de la carrière de Béni-Saf située à l'ouest de l'Algérie. La roche a été broyée jusqu'à une surface spécifique de 420 m<sup>2</sup>/kg.
- Le ciment utilisé est un produit commercialisé à l'ouest de l'Algérie (CPJ de Chlef).

#### b. Traitement à la chaux et au ciment de la marne argileuse

L'étude de l'effet du traitement de la marne argileuse était limitée sur l'aspect plasticité dont la stabilisation s'est effectuée avec différents pourcentages de la chaux et du ciment. Cependant, on

a déterminé les limites d'Atterberg pour différents pourcentages d'ajouts : 2%, 4% et 6% pour la chaux et 3%, 5% et 7% pour le ciment. Les résultats de l'analyse sont mentionnés ci-dessous.

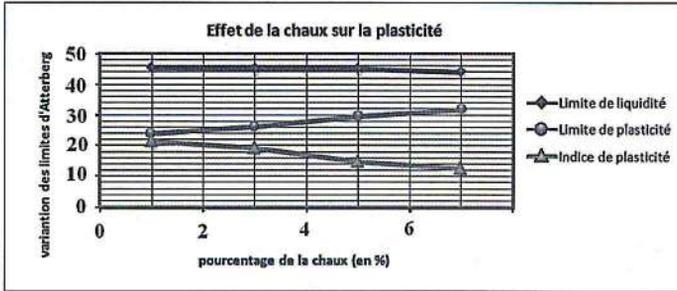


Figure 1. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg de la marne argileuse

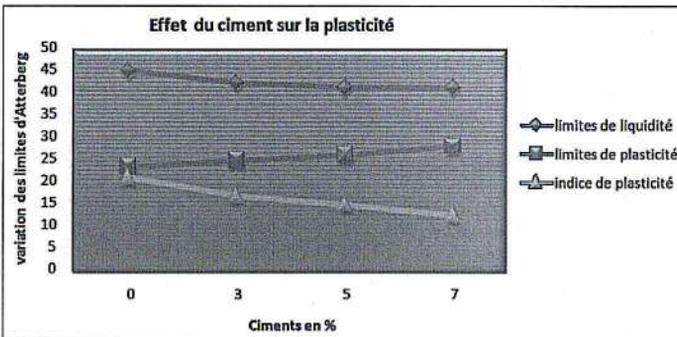


Figure 2. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg de la marne argileuse

Le traitement de la marne argileuse à différents pourcentages a montré que la diminution de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité est proportionnelle à l'augmentation du pourcentage de la chaux ou du ciment au contraire de la limite de plasticité qui est inversement proportionnelle à cette augmentation ce qui conduit impérativement à une réduction inévitable du potentiel de gonflement. Dans ce cas, les meilleurs résultats obtenus correspondent à 6% de chaux et à 7% de ciment.

#### c. Traitement à la chaux et à la pouzzolane de l'argile grise

Au cours de cette étude, l'argile grise est traitée à la chaux et à la pouzzolane naturelle à différents pourcentages dont 4%, 8% de chaux et 10% et 20% de pouzzolane naturelle. Les résultats trouvés montrent une bonne cohérence par rapport aux résultats de certains chercheurs [7].

La formulation des mélanges est réalisée selon les combinaisons montrées dans le tableau 4.

Tableau 4. Formulation des combinaisons des ajouts à l'argile grise

Combinaisons	Sol (%)	Ajouts (%)	
		pouzzolane naturelle	chaux
P0L0	100	0	0
P0L4	96	0	4
P0L8	92	0	8
P10L0	90	10	0
P20L0	80	20	0
P10L4	86	10	4
P20L4	76	20	4
P10L8	82	10	8
P20L8	72	20	8

N.B. la combinaison PxLy signifie x % de Pouzzolane naturelle et y % de Chaux (Lime).

Ces différentes combinaisons permettront de déterminer la meilleure formulation applicable à ce sol pour aboutir à la plus grande valeur possible de la densité sèche maximale.

d. *Effet de la chaux et de la pouzzolane sur le compactage*

Des essais Proctor normal ont été effectués dans le but de déterminer l'effet des ajouts (chaux et pouzzolane) sur les paramètres de compactage (la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale). Les résultats sont reportés sur la figure 3.

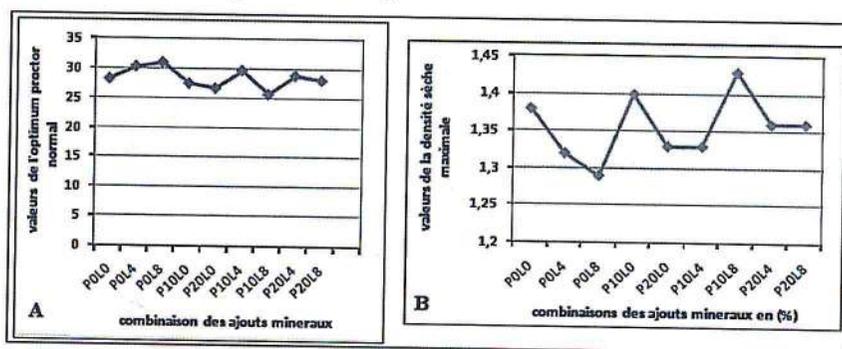


Figure 3. Effet des ajouts (chaux et pouzzolane) sur les paramètres de compactage

A la base des résultats précédents, le mélange chaux-pouzzolane naturelle a montré une réaction inverse de celle de la chaux seule au niveau des paramètres de compactage, ce qui concorde avec les résultats obtenus par plusieurs chercheurs. En effet l'augmentation de la densité sèche maximale est due aux remplissages des vides par la pouzzolane naturelle puisque cette dernière possède une densité spécifique relativement élevée [8]. La diminution de la teneur en eau optimale montre l'affinité faible de la pouzzolane vis-à-vis de l'eau [8]. Ce même comportement a été observé par plusieurs chercheurs en faisant le mélange à 20% de pouzzolane naturelle avec l'argile. D'après les résultats trouvés, il a été constaté que la meilleure formulation conseillée pour ce type de sol est 10 % pouzzolane et 8 % chaux.

e. *Effet de la chaux et de la pouzzolane sur le gonflement*

L'effet de l'ajout de la chaux et de la pouzzolane sur le gonflement est montré sur la figure 4.

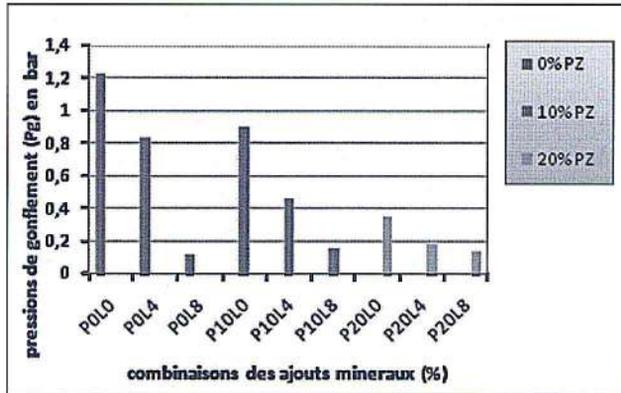


Figure 4. Effet des ajouts (chaux et pouzzolane) sur le gonflement

D'après les résultats ci-dessus, il y'a une réduction du gonflement en fonction du pourcentage de la chaux et celui de la pouzzolane naturelle. La diminution de gonflement à 8% de chaux seule est plus importante par rapport à celle à 20% de pouzzolane seule ce qui traduit une meilleure efficacité de la chaux sur le gonflement par rapport aux autres ajouts minéraux, un phénomène confirmé par d'autres chercheurs dont les meilleurs résultats obtenus étaient à des pourcentages compris entre 2% et 6% de chaux [5].

#### 4 Conclusion

Le comportement des sols sensibles à l'eau est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres géotechniques. Cette étude constitue une contribution en plus aux recherches antérieures dont le but est de cerner les différents aspects du gonflement des sols fins due à la présence d'eau. Il existe une diversité de méthodes qui peuvent maitre terme à ce phénomène qui cause chaque année plusieurs milliards de dollar de dégâts aux niveau des routes et autoroutes. Pour ce faire, plusieurs opérations de stabilisation à la chaux, au ciment et à la pouzzolane ont été menées, sur deux types de sols.

L'ajout de la chaux aux échantillons de sol conduit à une augmentation de la limite de plasticité et de la teneur en eau optimale.

La pouzzolane a un effet inverse sur les paramètres de compactage par rapport à celui de la chaux par contre l'effet du ciment sur les limites d'Atterberg et semblable à celui de la chaux.

Le traitement à la chaux, au ciment et à la pouzzolane constitue une solution économique et environnementale dans plusieurs cas du fait qu'elle permet aux intervenants du domaine de BTP la réutilisation des matériaux de l'emprise ce qui évite la perte du temps et de l'argent.

En fin, la meilleure formulation conseillée pour la marne argileuse est 6% de chaux ou 7% de ciment et pour l'argile grise est 10 % de pouzzolane et 8 % de chaux.

#### Bibliographie

- [8] M. Gharib, H. Saba, and A. Barazesh, "Experimental Investigation of Impact of Adding Lime on Atterberg Limits in Golestan Province Soils," *International Research Journal of Applied and Basic Sciences*, Vol. 3 (4), pp. 796-800, 2012.
- [9] J. F. Corte, "Du bon usage du guide technique GTS « Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques : Application à la réalisation des remblais et des couches de forme », " *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* – 231 – Mars-Avril 2001 – REF. 4361 –2001, PP. 17-18.

- 
- [10] M. Afès, et G. Didier, "Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie)," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Vol. 59, pp. 75–83, 2000.
- [11] S. M. Rao, and T. Thyagaraj, "Lime slurry stabilisation of an expansive soil," *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, Volume 156, Issue 3, pages 139 –146, 2003.
- [12] M. H. Gacem, et V.Ould Kenou, "Renforcement et amélioration des sols gonflants dans les travaux routiers," thème de Master II, Centre Universitaire de Khemis Miliana, 2011.
- [13] J. Costet et G. Sanglerat, "Cours pratique de mécanique des sols « plasticité et calcul des tassements », "Dunod, 1975.
- [14] H. Nowamooz, "Retrait/gonflement des sols argileux naturels compacts," Thèse de doctorat, Institut Nationale Polytechnique de Lorraine, 2007.
- [15] K. Harichane, M. Ghrici et S. Kenai, "Effet de la combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur le compactage et la résistance des sols mous argileux," *INVACO2 : Séminaire International, INNOVATION & VALORISATION EN GENIE CIVIL & MATERIAUX DE CONSTRUCTION*, Rabat – Maroc, 23-25 Novembre, 2011.

## NUMERICAL SIMULATION OF RAINFALL TEST ON SMALL-SCALE MODEL

F. Hamrouni<sup>1</sup>, H. Trabelsi, I. El Ghezal & M. Jamei

<sup>1</sup>Corresponding Author: [fakher.hamrouni@gmail.com](mailto:fakher.hamrouni@gmail.com)

Civil Engineering Department<sup>1</sup>, National Engineering School of Tunis, Tunis El Manar University, Tunis, Tunisia.

**Abstract:** Many slope failures occur during or immediately after the rainfall. In most cases, the increase of pore-water pressure as a result of infiltration (increase of water table) is described as a mainly condition leading to slope failure. In fact, the physical laboratory model with reduced dimensions has been used to investigate the factors affecting the slope stability conditions. The aim of our study is to numerically simulate a rainfall test on small scale model sandy slope developed by Rolando et al. (2004). So, it should help us, to generalize the proposal approach to give a quantified information of the slope failure initiation (to clarify the role of the main parameters in failure initiation). Numerical analysis is conducted using the CODE-BRIGHT software. Based on the assumption of effective stress, a simply modified Mohr-Coulomb model taking into account the suction has been used. The proposed model takes into account the reduction of cohesion under humidification.

**Key-Words:** slope failure, rainfall, scale model, infiltration.

### 1 Introduction

Landslides occur when the stability of the slope changes from a stable to an unstable condition. A change in the stability of a slope can be caused by a number of factors. Rainfall is one of the most significant triggering factors for slope failures in many regions around the world. Numerous research studies have been conducted to investigate infiltration of rainwater into a slope and the effect of water infiltration on slope stability. The studies show that the increase of pore-water pressure as a result of infiltration and the increase of water table is described as a mainly condition leading to slope failure, also the increase of moisture content in the soil cause a decrease in the shearing resistance. However, due to the high cost of field tests, the quantification of the infiltration effects, which affect the initiation of slope failure, have not been adequately clarified. Hence, to investigate the effect, different small scale models slopes were used to study the landslide as a result of change in saturation degree (Orense et al. 2004; L.Montrasio et al. 2007; Sasahara et al. 2014). The physical laboratory model with reduced dimensions has many advantages, like the identification of failure mechanisms, failure initiation and slope movements. In this paper we present results of numerical analysis of rainfall-test in small scale model already developed by Rolando et al. 2004. So, using the experimental results, the objective of our study is to validate the proposal numerical approach for the initiation process of rainfall-induced slope failure. The test focused on detailed observations of the failure process and temporal development of soil moisture contents during rainwater infiltration. This scale model tests showed that the slope instability occur only when the water table approaches the slope surface, especially near the toe, where an unstable zone is developed.

### 2 Experimental data

#### a. The used material

A silty sand was used in experimental tests. This soil provided from a landslide site in Omigawa in Japan. The physical properties and grain size distribution curve of this kind of soil are shown in Fig. 1.

### b. Experimental Box

The tank used to construct the experimental slope is 220cm long, 80cm wide and 100cm height. The box is divided into three sections, a central portion that is used to construct the slope whose dimensions (197cm  $\times$  80cm  $\times$  90cm). Various sensors, such as pore-water pressure meters, soil moisture content transducers, and shear displacement transducers were installed in the scale model. The slope is constructed with a silty sand under an initial water content  $w = 10\%$  (volumetric water content  $\theta_v = 0.14$ ) and initial relative density  $D_r = 50\%$ .

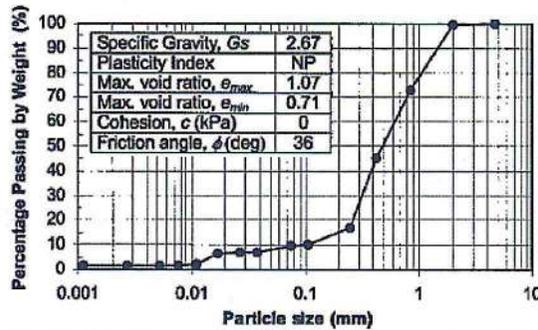


Fig 1. Grain size distribution curve and physical properties of the soil used [1]

### 3 Numerical program

A finite element (FE) analysis was carried to analyze the scale model tests. The model considered made of homogenous sloping ground with constant thickness  $h$  that was constructed over an impermeable base (see Fig 2), the experimental data are shown in Table 1.

Table 1. Experimental data for rainfall test

Type of the test	remarks
Rainfall	$\alpha = 40^\circ, B = 60\text{cm}, D_r = 50\%, h = 30\text{cm}, r = 42 - 72 \text{ mm/h}$

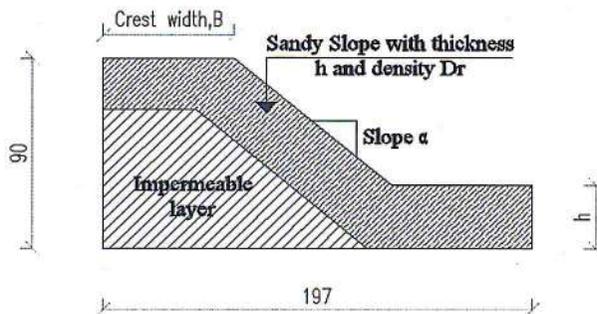


Fig 2. Model slope used in the experiment [1]

Hydraulic properties of this sandy silt (water retention curve, permeability function, intrinsic permeability) were investigated. In the numerical modeling, the effect of temperature is not taken into account (isothermal conditions).

a. *Retention curve*

For the retention curve model, the Van Genuchten equation (Van Genuchten, 1980) was calibrated on the experimental data as following:

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left( 1 + \left( \frac{P_g - P_l}{P} \right)^{1-\lambda} \right)^{-\lambda}; \lambda = 0.163; p = 0.000089 \quad (1)$$

b. *Intrinsic permeability*

This parameter depends primarily on the porous medium structure. A simple function of the type of medium and its porosity is usually used like (Kozeny's formula):

$$k = k_o \frac{\varphi^3}{(1-\varphi)^2} \frac{(1-\varphi_o)^2}{\varphi_o^3} \quad (2)$$

Where  $\varphi_o$  is the reference porosity, and  $k_o$  is the intrinsic permeability at the reference porosity.

c. *Relative permeability*

The function for calculating liquid relative permeability is a generalized power function of degree of saturation:  $k_{rl} = AS_e^\lambda$  (3)

The effective saturation  $S_e$ , is defined by MUALEM (1976) as:

$$S_e = \frac{S_r - S_{rmin}}{1 - S_{rmin}} \quad (4)$$

With,  $S_r$  is the degree of saturation and  $S_{rmin}$  is minimum degree of saturation.

Table 2. Hydraulic constitutive models

Material	Silty Sand
Retention curve (Van Genuchten model)	Value
$P_0$	$0.89 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_0$	0.072
$\lambda$	0.163
$S_{rl}$	0.0
$S_{sl}$	1.0
$\varphi_0$	0.471
Intrinsic Permeability (Kozeny's model)	Value
$(K_{11})_0$	$1.8 \cdot 10^{-11}$
$(K_{22})_0$	$1.8 \cdot 10^{-11}$
$(K_{33})_0$	$1.8 \cdot 10^{-11}$
$\varphi_0$	0.467
$\varphi_{min}$	0.415
Relative Permeability	Value
A	1.00
$\lambda$	5.20
$S_{rl}$	0.0
$S_{sl}$	1.00

d. *Presentation of the proposed model*

We used the Mohr-Coulomb model [2] to simulate the failure slope in the scale model. This model assumes that the state of stress of unsaturated soils is defined by two independent variables: the *effective stress* (generalized effective stress)  $\sigma' = \sigma - P_a + S_r(P_a - P_w)$  [5], and the *suction*  $s = P_a - P_w$  as stress acting on the mechanical parameters, which are used to explain the unsaturated soil behavior. The proposed model is written in the context of the elastic-Viscoplasticity.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon^e}{dt} + \frac{d\varepsilon^p}{dt} \quad (5)$$

Where:  $\varepsilon$  is the total strain,  $\varepsilon^e$  is the elastic deformation and  $\varepsilon^p$  is the plastic deformation. The viscoplastic constitutive model:

$$\frac{d\varepsilon^p}{dt} = \Gamma \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (6)$$

Where  $\Gamma$  is the viscosity,  $F$  is the yield function;  $G$  is the plastic potential and  $\Phi$  is a stress function:

$$\Phi(F) = F^m \quad (7)$$

The yield function  $F$  is defined by the following expression:

$$F = q - \delta p' - c\beta \quad (8)$$

Where  $q$  is the deviatoric stress,  $c$  is cohesion,  $m$  is a parameter which depends on the material,  $\delta$  and  $\beta$  are defined by the following expression:

$$\delta = M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \beta = \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (9)$$

With  $\phi'$  is the friction angle. The flow rules are not associated, ( $F \neq G$ ) the plastic potential  $G$  is written by replacing  $\phi'$  by  $\varphi = \frac{2}{3} \phi'$ . Invariants used in the models are defined as:

$$p = \sigma_{oct} = \frac{1}{3} I_1 = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (10)$$

$$q = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (11)$$

Table 3. Parameters of the Modified Mohr-Coulomb model [2]

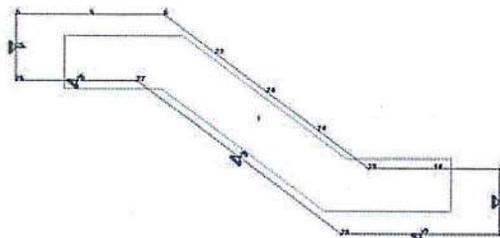
Elasticity		
Young Modulus	E(MPa)	20
Poisson's Ratio	$\nu$	0.3
Mohr-Coulomb Criterion Viscoplasticity		
Stress power		m
5		
Viscosity		$\Gamma(s^{-1})$
0.01		
Activation energy		Q(j/mol)
0.0		
Cohesion		b(MPa)
0.0		
Porosity function		n
1000		
Parameter to reduce dilatancy		$\alpha$
1.00		
Reference porosity		$\phi_0$
0.517		
Delta		$\delta$
1.462		

The average size of the finite element mesh chosen for the simulations was 0.045 m and the number of triangular elements was 1253, the simulations are done according to the two following assumptions: small deformation and plane strain.



Fig 3. Mesh elements chosen for the simulations

The boundary conditions and numerical modeling procedures adopted are identical to those used in the physical test. The initial conditions of the numerical simulation were obtained from initial test data.

Fig 4. Boundary conditions - displacement  $u_x - u_y$

The suction in an unsaturated soil increases the cohesion of the soil. In this model the relationship between cohesion and suction is simulated as a linear function. The most convenient form to express the increase in shear strength du to suction is as the increase of the cohesion:  $C = C' + (P_a - P_w) \tan\phi^b$ , with:  $\tan\phi^b = S_r \tan\phi'$

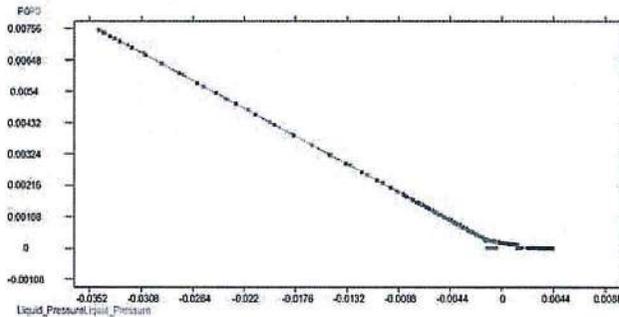


Fig 5. Simulation of the relationship between cohesion and suction

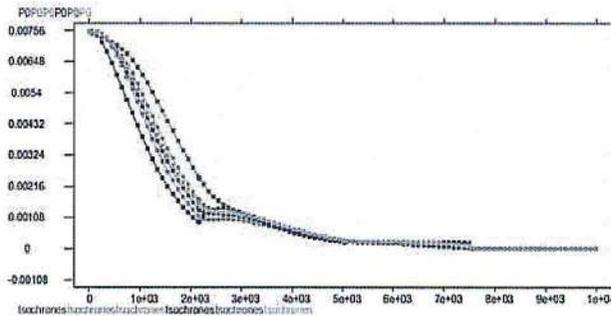


Fig 6. Time histories of cohesion in some points

#### 4 Numerical results

In this part, we will present simulation results and a comparison between the experimental and numerical results. Fig. 7 shows the computed water flow vectors of the slope at the end of the rainfall.

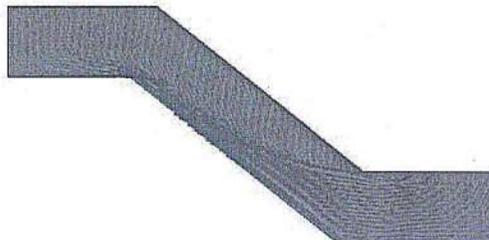


Fig 7. Water flow vectors at the end of rainfall

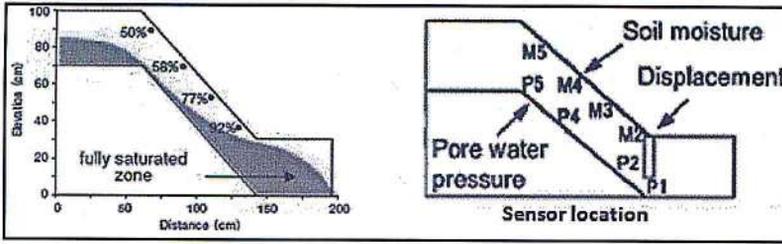


Fig.8. Experimental result of distribution of saturated zone at the time of failure and sensor location [1]

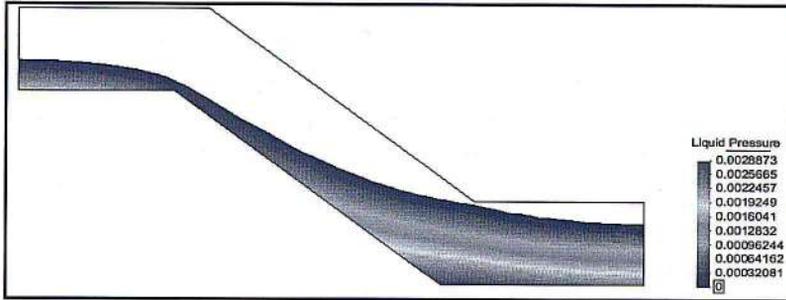


Fig 9. Numerical result of distribution of saturated zone at the time of failure a  $t=7400$ sec.

Test results showed that the slope failure was induced when the soil moisture content near the toe of the slope reached nearly full saturation. The numerical results of the distribution of saturated zone at the time of failure are fairly consistent with the experimental results, as seen in Figure 8 and 9.

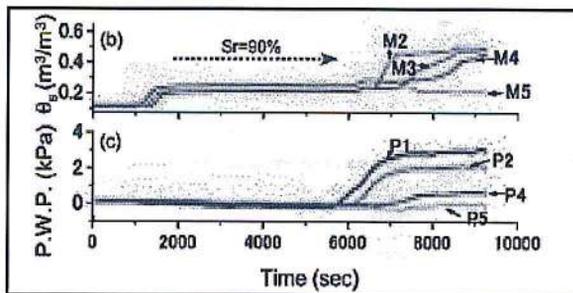


Fig10. Time histories of volumetric water content and pore-water pressure [1]

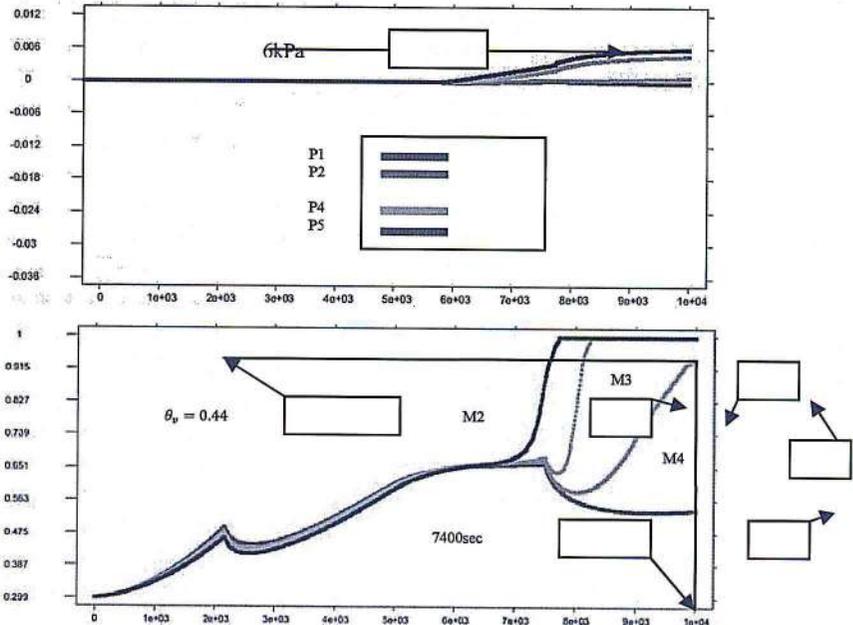


Fig 11. Time histories of volumetric water content and pore-water pressure, numerical results.

At time  $t=7400$  sec, when the region at the toe became saturated, as indicated by the M2 sensor, the slope failure occurred. The curve profile showed in Fig.11 is fairly consistent to the experimental results (Fig. 10)

## 5 Conclusion

Rainfall test result showed that the landslide was induced when the degree of saturation near the toe of the slope very close to full saturation. In addition, the failure process involved only the superficial portion of the slope. The computed results are similar to the experimental results. The part of the difference between numerical and experimental results may be related to the localization of the measuring points (the coordinates of the experimental points are not referred in the Rolando's et al paper). With the aim of reducing the size of experimental model, numerical back analysis method can be used to determine the relationship between the geometric parameters and the role of the main factors that causes the slope failure.

## References

- [1] Rolando P.Orense, Suguru Shimoma, Kengo Maeda, and Ikuo Towhata, "Instrumented Model Slope Failure due to Water Seepage," *Journal of Natural Disaster Science*, vol. 26, pp. 15–26, 2004.
- [2] Trabelsi, H., Jamei, M., Zenzri, H., & Olivella, S. (2012). Crack patterns in clayey soils: Experiments and modeling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(11), 1410-1433.
- [3] Charles W.W. Ng, Jian Liu, Rui Chen, and Jie Xu, "Physical and numerical modeling of an inclined three-layer (silt/gravelly sand/clay) capillary barrier cover system under extrem rainfall," *waste management*, 2015.

- 
- [4] Hong-Hu Zhu, Bin Shi, Jun-Fan Yan, Jie Zhang, and Jing Wang, “ Investigation of the evolutionary process of a reinforced model slope using a fiber-optic monitoring network,” *Engineering Geology*, vol. 186, pp. 34–43, 2015.
  - [5] Lyesse Laloui, Mathieu Nuth, “ On the use of the generalised effective stress in the constitutive modelling of unsaturated soils,” *Computers and Geotechnics*, vol. 36, pp. 20–23, 2009.
  - [6] M. Jamei, H. Guiras, and S. Olivella, “ Analyse of slope movement initiation induced by rainfall using the Elastoplastic Barcelone Basic Model,” *European journal of Environnemental and civil Engineering*, 2015.

## ÉVOLUTION DE LA SURFACE DE SUCCION NULLE POUR UN MILIEU POREUX AVEC RECHARGE EN SURFACE

Hamza Ali<sup>1,2</sup> & Terbouche Farid<sup>1</sup>

[aliamza@mail.unimto.dz](mailto:aliamza@mail.unimto.dz)

<sup>1</sup>Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Tizi-Ouzou, Algérie.

<sup>2</sup>Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

**Résumé :** Dans ce travail, un modèle numérique en éléments finis capable d'analyser les écoulements transitoires en milieu saturé et non saturé est développé. L'équation non linéaire de Richards basée sur la variable succion est utilisée. Les équations des courbes de rétention d'eau sont celles de Vauclin. Le modèle est bidimensionnel reposant sur un substratum horizontal imperméable et pénétré sur le coté aval par un fossé drainant d'un niveau d'eau variable, le coté amont a un niveau d'eau fixe. L'objectif de cette modélisation est de suivre l'évolution de la surface libre ou surface de succion nulle pour un milieu poreux sans recharge et avec recharge en surface. Les résultats trouvés sont validés par le logiciel plaxis 2D version 10 en utilisant les équations de rétention d'eau de Van Genuchten.

**Mots-Clefs :** Ecoulement, Milieu saturé et non saturé, Succion, Recharge, éléments finis,

**Abstract:** In this work, a finite elements model able to analyze transient flows in saturated and unsaturated medium is developed. The non linear Richards based on the variable suction is used. The characteristic curves of water retention are those of Vauclin. The model is two-dimensional resting on a horizontal impermeable substratum and penetrated on its downstream side by a draining ditch of a variable water level, the upstream side has a fixed water level. The objective of this modeling is to follow the evolution of the free surface or surface of null suction for a porous medium without recharge and with recharge on surface. The results found are validated by the software plaxis 2D version 10 using the characteristic curves of water retention of Van Genuchten.

**Key-Words:** flow, saturated Medium and unsaturated, Suction recharge, Finite, elements.

### 1. Introduction

Le problème général de l'écoulement de l'eau en milieu poreux saturé et non saturé ne peut être traité d'une manière efficace que si l'on considère la continuité des transferts entre la zone saturée et la zone non saturée. En hydrologie et environnement, la zone non saturée est la partie du sol située entre la surface du sol et le toit de la nappe phréatique, au sein de cette zone plusieurs phénomènes physiques telles que l'infiltration l'évaporation et la recharge de la nappe phréatique peuvent avoir lieu. Dans notre cas on considère un modèle bidimensionnel en milieu poreux non déformable reposant sur un substratum horizontal imperméable et pénétré sur le coté aval par un fossé drainant d'un niveau d'eau variable, en amont le niveau d'eau est fixe, ce modèle sera étudié sans recharge et avec recharge pluviométrique. L'équation non linéaire de Richards basée sur la variable succion a été utilisée. Le domaine considéré est initialement saturé puis soumis à un drainage et le modèle développé nous permet de suivre l'évolution des surfaces de succions nulles à travers les intervalles de temps successifs.

### 2. Ecoulement en milieu poreux saturé et non saturé

L'équation de Richards qui décrit le potentiel capillaire en tout point de coordonnées (x, y) du domaine d'écoulement et à t quelconque est

$$\theta(\Psi) = \theta_1 \frac{\alpha'}{\alpha' + |\Psi|^{\beta'}} + \theta_2 \left( k(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k(\Psi) \left( \frac{\partial \Psi}{\partial y} + 1 \right) \right) = n \frac{\partial S_r}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} - q \quad (1)$$

Où ;  $k$  Conductivité hydraulique,  $\Psi$  succion,  $h$  charge hydraulique,  $\eta$  porosité,  $S_r$  degré de saturation,  $t$  temps en minute,  $q$  la recharge pluviométrique,  $y$  l'élévation

### 3. Propriétés du sol

Dans ce travail, nous avons exploité les résultats expérimentaux de Miles et al. (1988) d'un sable moyen de densité sèche de 1,68 g/cm<sup>3</sup>, la courbe de drainage est prise en compte. Les équations des courbes de rétention (CRE) de Vauclin [1979], sont utilisées :

$$K(\Psi) = K_s K_r(\Psi) = K_s \frac{\alpha}{\alpha + |\Psi|^\gamma} \quad (2)$$

$$\theta(\Psi) = \theta_1 \frac{\alpha'}{\alpha' + |\Psi|^{\beta'}} + \theta_2 \quad (3)$$

$$C(\Psi) = \frac{d\theta(\Psi)}{d\Psi} = \frac{\theta_1 \alpha' \beta' |\Psi|^{\beta'-1}}{(\alpha' + |\Psi|^{\beta'})^2} \quad (4)$$

Avec :  $K(\Psi)$  est la conductivité hydraulique non saturée,  $K_s$  est la conductivité hydraulique saturée prise égale à 0,1 cm/s d'après Miles et al. (1988),  $K_r(\Psi)$  est la perméabilité relative,  $\alpha$  et  $\gamma$  sont des coefficients qui dépendent de la densité sèche du sol, les valeurs de ces derniers sont données dans les tableaux 1 et 2 d'après Miles et al. (1988),  $\theta(\Psi)$  est la teneur en eau volumique,  $\theta_1$  est la teneur en eau volumique saturée,  $\theta_2$  représente la teneur en eau volumique non- drainée,  $\alpha'$  et  $\beta'$  sont des coefficients qui dépendent de la densité sèche du sol.

### 4. Application de la méthode des élément finis

Après la discrétisation spatiale on aboutit l'équation générale sous forme matricielle qui gouverne les écoulements en milieu saturé et non saturé donnée ci-dessous :

$$[K]\{\Psi\} + [C]\left\{\frac{d\Psi}{dt}\right\} = -\{J\} \quad (5)$$

#### 4.1 Discrétisation temporelle

En utilisant le schéma incrémental central de Crank-Nicolson pour l'équation (5), on aura la formule suivante.

$$\left(\frac{[K]^{t+\Delta t/2} + [C]^{t+\Delta t/2}}{2} + \frac{[C]^{t+\Delta t/2}}{\Delta t}\right)\{\Psi\}^{t+\Delta t} = \left(-\frac{[K]^{t+\Delta t/2} + [C]^{t+\Delta t/2}}{2} + \frac{[C]^{t+\Delta t/2}}{\Delta t}\right)\{\Psi\}^t - \{J\}^{t+\Delta t/2} \quad (6)$$

$\Delta t$  Est l'intervalle de temps d'incrémental.

### 5. Présentation du modèle à étudier

Considérons un milieu poreux reposant sur un substratum horizontal imperméable et pénétré par un fossé vertical en aval avec une hauteur d'eau  $H_2$  variable comme indiqué dans la figure 1, et sur le coté amont la Hauteur d'eau  $H_1$  est fixe.

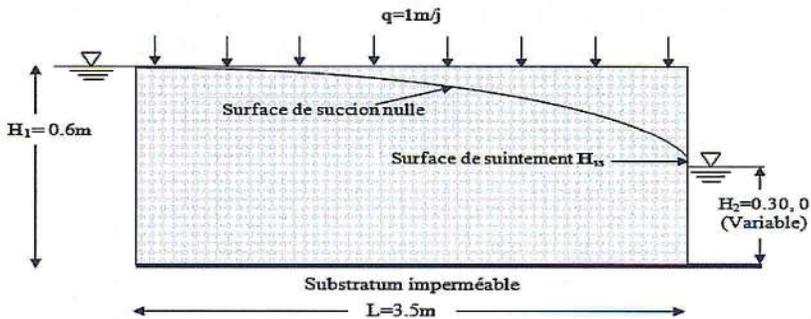


Figure 1. Problème de drainage par un fossé en aval d'un niveau d'eau variable

### 5.1 Discrétisation et conditions aux limites du modèle d'écoulement

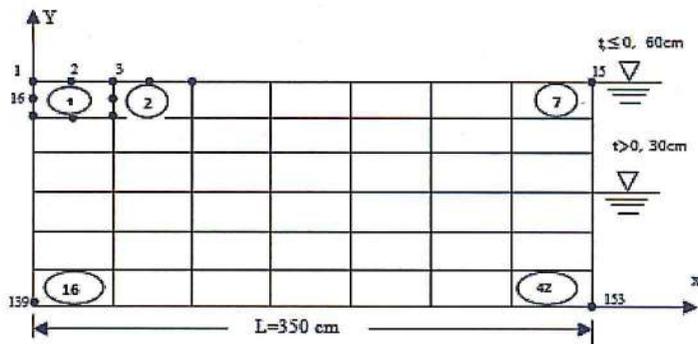


Figure 2. Maillage du domaine d'écoulement

Les conditions initiales sont fixées comme suit :  $h(x, y, 0) = h_0(x, y) \Rightarrow \Psi_0 = h_0 - y$

$$\Psi = 0.6 - y \text{ à } 0 \leq x \leq 3.5 \text{ et } 0 \leq y \leq 0.6 \text{ m à } t \leq 0$$

Initialement, le sol est saturé c.-à-d. à l'équilibre hydrostatique. Immédiatement après, que le niveau d'eau à l'aval est rabattu à une hauteur égale à  $H_2$  les conditions aux limites sont :

- Pression imposée (Condition de Dirichlet) :  $h(x, y, t) = h \Rightarrow \Psi = h - y$

$$\Psi = H_2 - y \text{ à } x = 3.5 \text{ m et } 0 \leq y \leq H_2 \text{ à } t \geq 0$$

- Flux imposé (Condition de Neuman) :  $\frac{\partial h}{\partial x} = q \Rightarrow \frac{\partial \Psi}{\partial x} = q$  et  $\frac{\partial h}{\partial y} = q \Rightarrow \frac{\partial \Psi}{\partial y} = q - 1$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = 0 \text{ à } 0 \leq x \leq 3.5 \text{ m et } y = 0.60 \text{ m à } t \geq 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = -0.001 \Rightarrow \frac{\partial \Psi}{\partial y} = -1.001 \text{ à } 0 \leq x \leq 3.5 \text{ m et } y = 0.60 \text{ m à } t \geq 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = 0 \text{ à } 0 \leq x \leq 3.5 \text{ m et } y = 0 \text{ et à } t \geq 0$$

## 6 Résultats du modèle développé en élément finis

Les figures (3a, 3b), représentent l'évolution de la surface de succion nulle à travers les intervalles de temps successifs pour un écoulement *sans recharge* en surface respectivement pour  $H_2=0.3$ ,  $H_2=0$ . À partir de ces figures, on voit qu'il ya une réduction dans la ligne de saturation et dans la surface occupée par la zone de pression, en passant du régime transitoire au régime permanent cela

revient au rabattement de niveau d'eau dans les pores et par conséquent plus le niveau d'eau dans le fossé drainant est élevé, plus la surface de suintement ou de résurgence est réduite (voir tableau 1).

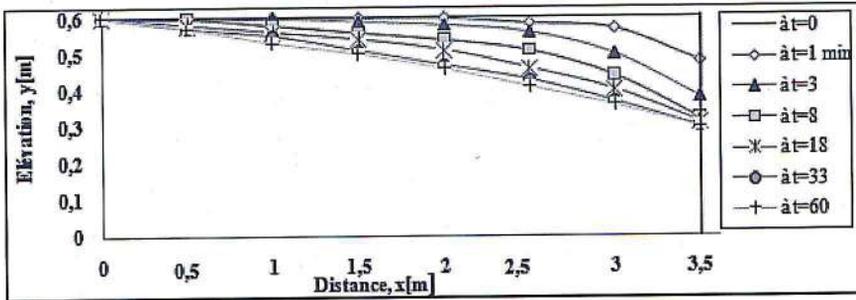


Figure 3a. L'évolution de la surface de succion en fonction du temps pour  $H_1=0.6m$ ,  $H_2=0.3m$ ,  $q=0$

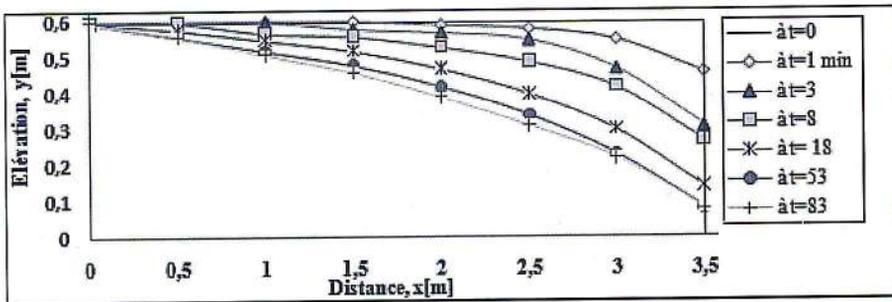


Figure 3b. L'évolution de la surface de succion en fonction du temps pour  $H_1=0.6m$ ,  $H_2=0 m$ ,  $q=0$

Les figures 3c et 3d, représentent l'évolution de la surface de succion nulle à travers les intervalles de temps successifs pour un écoulement avec recharge en surface respectivement pour  $H_2=0.3$ ,  $H_2=0$ . On constate une augmentation de la zone saturée en présence de la recharge en surface, par conséquent l'augmentation de la surface de pression nulle et de la surface de résurgence.

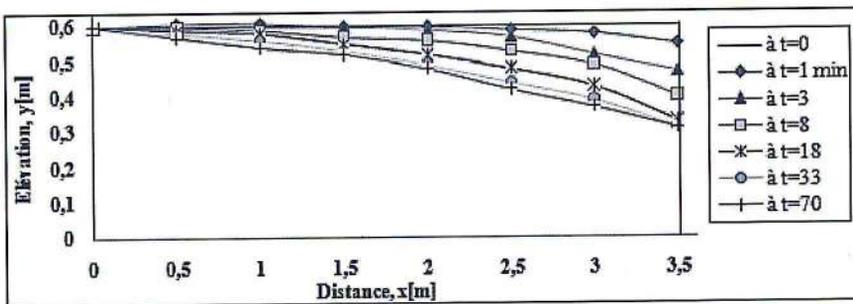


Figure 3c. L'évolution de la surface de succion en fonction du temps pour  $H_1=0.6m$ ,  $H_2=0.3m$ ,  $q=1m/j$

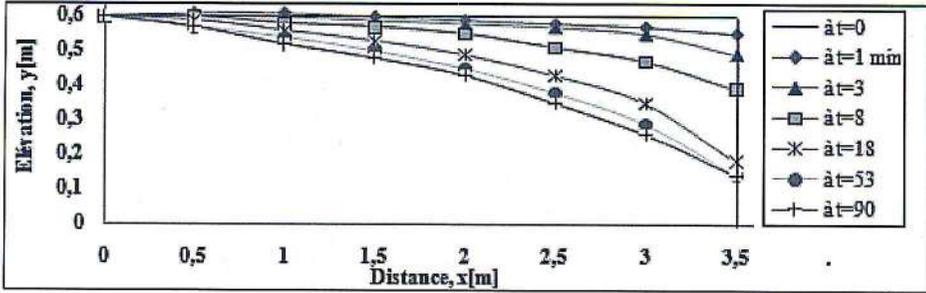


Figure 3d. L'évolution de la surface de suction en fonction du temps pour  $H_1=0.6m$ ,  $H_2=0.3m$ ,  $q=1m/j$

7 validations des résultats

Les résultats trouvés sont validés par le logiciel plaxis 2D version 10, les courbes de rétention d'eau utilisées dans ce dernier sont celle de Van Genuchten données dans la figure 4.

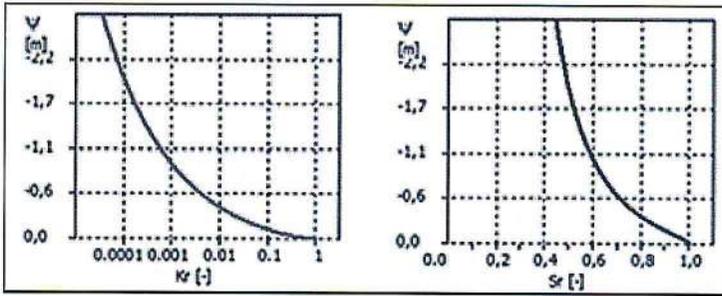


Figure4. Courbes de Van Genuchten, graphes de la conductivité hydraulique (a) et le degré de saturation (b) en fonction du potentiel capillaire respectivement

8. Comparaison des résultats

Le tableau 1 donne la comparaison des résultats de la surface de suintement pour les deux modèles.

La comparaison des diverses surfaces de suction nulle au régime transitoire et permanent est montrée dans les figures (5a, 5b, 5c 5d). Donc a partir de ces figures nous remarquons que pour une recharge de  $1m/j$  il y a une extension de la surface de suction nulle et la hauteur de la surface de suintement c.-à-d. la recharge influe directement sur la position de la suction nulle et la surface de résurgence. Nous constatons que plus le niveau d'eau dans le fossé drainant est élevé, plus la surface de suintement est réduite.

Tableau 1 Comparaison des valeurs de la hauteur de la surface de suintement  $H_{ss}$  :

	Modèle développé en éléments finis		logiciel plaxis	
	Écoulement sans Recharge $q=0$	Écoulement avec recharge $q=1m/j$	Écoulement sans recharge $q=0$	Écoulement avec recharge $q=1m/j$
$H_2=0.3 m$	0.00	0.02	0.00	0.01
$H_2=0 m$	0.08	0.14	0.075	0.12

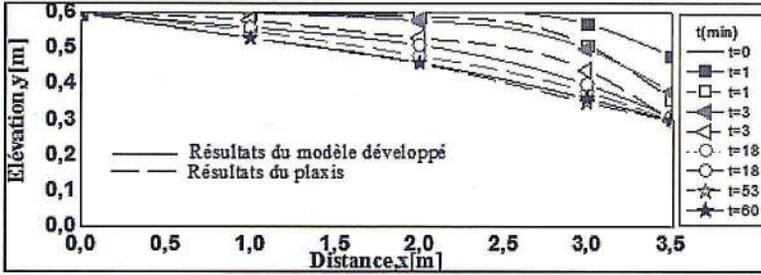


Figure 5a. Superposition des résultats obtenus par le modèle développé et Logiciel Plaxis pour un écoulement sans recharge  $q=0m/j$  et  $H_2=0.3m$

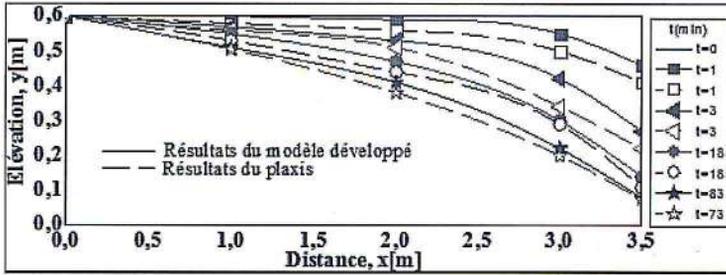


Figure 5b. Superposition des résultats obtenus par le modèle développé et celles logiciel Plaxis pour un écoulement sans recharge  $q=0m/j$  et  $H_2=0 m$

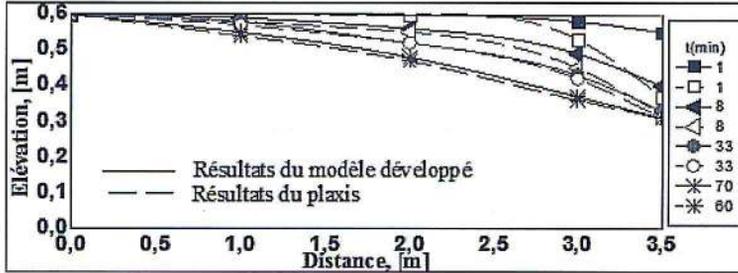


Figure 5c. Superposition des courbes obtenus par le modèle développé et celles de Logiciel Plaxis pour un écoulement avec recharge  $q=1m/j$  et  $H_2=0.3m$

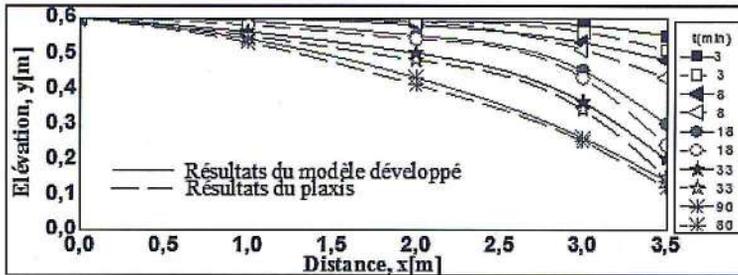


Figure 5d. Superposition des résultats obtenus par le modèle développé et celles de Logiciel Plaxis pour un écoulement avec recharge  $q=1m/j$  et  $H_2=0 m$

## 9. Conclusion

Dans le domaine des écoulements souterrains, l'utilisation des équations de continuité et de conservation a contribué au développement de modèles numériques performants en termes de compréhension physique et de modélisation prévisionnelles. La première étape dans cette démarche de modélisation consiste à caractériser le domaine d'étude ; le milieu poreux, puis à développer les équations permettant de représenter son état et son évolution. L'apparition d'une surface de suintement sur le côté droit aval du domaine d'écoulement montre l'existence d'un écoulement dont l'intensité affecte directement la hauteur de celle-ci. On conclut que les résultats numériques obtenus par le modèle développé sont satisfaisants du moment qu'ils concordent à ceux trouvés par le logiciel Plaxis 2D avec une erreur qui ne dépasse pas les 8% soit pour un écoulement sans recharge  $q=0$  et avec  $q=1\text{m/j}$ , durant toute l'évolution de la surface de succion nulle et ceci même pour la zone très proche de la surface de résurgence.

Donc, parmi les paramètres qui influent sur la position de la succion nulle on citera la recharge imposée en surface, les caractéristiques géométriques du modèle les conditions en amont et en aval du modèle.

## Références

- [1] Barari A., Omidvar M., Ghotbi A. R., and Ganji D.D. «Numerical analysis of Richards' Problem for Water penetration in unsaturated soils» Published: 12 October 2009; published by Copernicus Publications on behalf of the European Geosciences Union.
- [2] Hamza A, Bahar R., Boudlal O. et Abrishami S., «Résolution numérique de l'équation de Richards en milieu saturé – non saturé» Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09» Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009.
- [3] Hamza A., Boudlal O. et Fekhart K. Influence de la non saturation sur la hauteur de la surface de suintement. 2ème Colloque International sur les sols Non saturés et Environnement (UNSAT Alger). Alger, 5 au 6 novembre 2012.
- [4] Lazraga T., Kacema M., Dubujeta Ph., Sghaierb J. et Bellagib A. «Détermination des Propriétés Hydrauliques non saturées à partir d'un essai de drainage gravitaire» XXe rencontres Universitaires de Génie Civil. Chambéry, 6 au 8 juin 2012.
- [5] Miles J.C., Thomas H.R. et Abrishami J. «The effect of small density changes on the movement of water through an unsaturated sand», J. of hydrology, 1988, 104, 93-110.
- [6] Richards L.A., «Capillary conduction of liquids through porous medium», Physics, vol. 1, 1931, p. 318-333.
- [7] Van Genuchten M.T., « A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of Unsaturated soils », J. of Soil Sci. Soc. Am, vol. 44., 1980, p. 892-898.
- [8] Vauclin M., Khanji D., Vachaud G., «Experimental and numerical study of a transient two dimensional unsaturated-saturated water-table recharge problem», *Water resour. Res.*, 1979, 15, 1089-1101.

## PROBLEMES DE STABILITE DES GROTTES D'EL HAOUARIA

Koubaa Yousr, Guiras Houda, Jamei Mehrez

[y.koubaa@yahoo.fr](mailto:y.koubaa@yahoo.fr)

Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Université Tunis Elmanar

**Résumé :** La préservation des grottes d'El Haouaria qui sont considérées comme monuments historiques est une problématique de grand intérêt pour les autorités tunisiennes. Ces grottes connaissent actuellement des fissurations qui ont conduit à la rupture de certains blocs, induisant la fermeture d'une partie du site à l'accès au public, particulièrement aux visiteurs. Ainsi, une étude du comportement des grottes d'El Haouaria est nécessaire afin d'expliquer les différentes causes de dégradation du site en vue d'aboutir à une solution de confortement bien adéquate. A cet effet, les caractéristiques principales (capacité de rétention, résistances mécaniques), sont étudiées pour différentes roches du site. L'étude montrait que les roches sont dominées par une constitution de type calcaire. Ces roches sont de forte porosité totale, qui varie de 30% à 45%. La variabilité de cette porosité, entraîne une variabilité des propriétés mécaniques (résistance à la compression, résistance à la traction). D'autre part, les propriétés de ces roches calcaires sont fortement sensibles à l'état de saturation et à la variation de la température. Une étude expérimentale est conduite afin d'étudier l'effet des propriétés hydromécaniques de la roche sur la stabilité globale de la structure des grottes qui se situent particulièrement dans un milieu fortement humide.

**Mots-clés :** Monument, roche, calcaire, porosité, humidité, résistance mécanique.

**Keywords:** Monument, rock, limestone, porosity, moisture, mechanical strength.

### 1. Les grottes d'El Haouaria : description, situation, problématique

Les Grottes d'El Haouaria sont situées non loin de l'extrémité nord ouest de la presque île du Cap Bon. Elles sont des carrières antiques dont l'exploitation a débuté au plus tard au VII<sup>e</sup> siècle av. J.-C. La pierre de grès a longtemps servi à la construction des monuments de la Carthage Punique et ensuite Romaine. Elles sont considérées comme monuments historiques. Ces grottes connaissent actuellement des fissurations qui ont conduit à la rupture de certains blocs, induisant la fermeture d'une partie du site à l'accès aux visiteurs.

Ainsi, cette étude du comportement des grottes d'El Haouaria vise à expliquer les différentes causes de dégradation du site en vue d'aboutir à une solution de confortement bien adéquate. A cet effet, les caractéristiques principales (porosité totale, résistances mécaniques), sont étudiées pour différentes roches du site.

### 2. Différents types de roches constituant la grotte d'El Haouaria

Un examen visuel montre que le site est constitué par la stratification de cinq couches géologiques

- *La première unité, notée U1* est formée par des grès consolidés, qui montrent des stratifications obliques délimitant des niveaux gréseux de texture et de composition variable.
- *La deuxième unité, notée U2:* visible au niveau de toutes les entrées des grottes, est constituée de grès massifs sans stratifications. Elle est marquée par la présence à la surface, du quartz et des grains carbonatés correspondant à des débris de coquilles blanchâtres.
- *La troisième unité, notée U3:* son épaisseur se réduit latéralement en allant vers l'Est. Elle est composée de grès jaunâtre et riche en stratifications obliques. Ces grès sont constitués par un matériau quartzueux et des débris très fins de coquilles.
- *La quatrième unité, notée U4:* de 30 à 150 cm, est constituée par des limons rouges.

- *La cinquième, notée U5*: est très peu épaisse. Elle est formée de grès riche en tubule, elle est coiffée d'une croûte calcaire blanchâtre, feuilletée, ondulée et montrant des fissures à la surface.

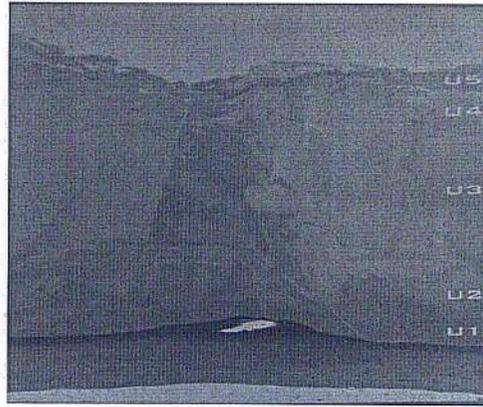


Figure 1 : type de roche dans les grottes d'El Haouaria

### Composition chimique et minéralogique des différentes roches des grottes d'El Haouaria

#### 3.1. Composition minéralogique

La composition minéralogique des différentes roches des grottes d'El Haouaria a été obtenue à partir de l'analyse de diffraction des rayons X (XRD) effectuées sur quatre échantillons (quatre types de roches prélevées in-situ). Elle était déterminée sur de la poudre sèche (passant tamis 2mm, obtenus à partir des échantillons intacts).

Tableau 1 : composition minéralogique des roches de grotte d'El Haouaria

Composition Minéralogique	Formule chimique	U2	U3	U4	U5
Calcite, magnésium, syn	$(Mg_{0,03} Ca_{0,97}) (CO_3)$	84.93	91.63	85.33	94.75
Quartz	$SiO_2$	12.39	5.03	9.48	1.8

L'allure des diffractogrammes montre que :

- Les phases minéralogiques principales sont la calcite  $CaCO_3$  (pic principal à  $29,4^\circ$ , soit  $d_{104} = 3,04 \text{ \AA}$ ), la silice  $SiO_2$  sous forme de quartz (pic principal à  $26,6^\circ$ , soit  $d_{011} = 3,35 \text{ \AA}$ ) et cela dans les quatre types de roches.
- on a observé la présence des pics caractéristiques du gypse, de la calcite magnésium, de l'Aragonite, de halte.

Donc on peut considérer qu'elles sont des roches calcaires constituées essentiellement de carbonate de calcium (calcite)

#### 3.2. Analyse chimique

Une analyse chimique a été effectuée sur cinq échantillons, de types de roches différentes de grotte d'El Haouaria. Les résultats sont présentés au tableau suivant.

Tableau2 : composition chimique des roches de grotte d'El Haouaria

		U2	U3	U4	U5
%SiO <sub>2</sub>	(silice -quartz)	12.39	5.03	9.48	1.8
%Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Alluminium	0.26	0.16	0.83	0.17
%Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fer Total	0.62	0.16	0.83	0.14
%MgO	Magnésium	0.92	1.26	1.84	1.05
%K <sub>2</sub> O	Potassium	0.04	0.07	0.23	0.08
%Na <sub>2</sub> O	Sodium	0.05	0.88	1.17	1.38
%CaO	Calcite (chaux vive CaO+H <sub>2</sub> O) Ca(OH) <sub>2</sub> chaux éteinte carbonate	47.10	50.50	46.7	52.53
%PF	Perte au feu (CO)	37.83	41.13	38.63	42.22
%SO <sub>3</sub>	Trioxyde de soufre (polluant de l'atmosphère terrestre)	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
Total		99.21	99.19	99.71	99.37

Les différentes roches de la grotte d'El Haouaria sont constituées principalement par de la calcite et du quartz, avec la présence d'ions Al<sup>3+</sup>, Fe<sup>2+,3+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, K<sup>+</sup>, indiquant ainsi la présence de minéraux argileux en assez faible quantité. La teneur en calcite est d'environ 80 %, la proportion de quartz est d'environ 20 %.

### 3. Description microscopique des différentes roches des grottes d'El Haouaria

Une analyse pétrographique de quatre échantillons de roches de Grotte d'El Haouaria est faite. Cette étude a été faite moyennant un microscope polarisant et les microfaciès ont été observés avec différents objectifs : grossissements (x1,25), (x5) et (x10).

Cette étude est complétée par des analyses au moyen du MEB (Microscope Electronique à Balayage) donc les résultats et la description de chaque échantillon sont les suivantes :

#### 4.1. Roche 1 (U3):

L'échantillon est essentiellement formé de calcite et de quartz. La calcite est présentée en algues rouges, échinodermes et mollusques, avec présence de foraminifères, de bryozoaires, de péloïdes (grains micritiques, sans structure, d'origine indéterminée). Les grains de quartz sont fréquents et relativement de petites tailles et sont éparpillés ou en amas. Les grains sont bien classés.

Les échantillons vus au microscope confirment la forte porosité mesurée. Elle est comprise entre 40 à 60%. La porosité est essentiellement de type inter-granulaire, les pores sont communicants et assurent par suite une plus forte perméabilité de l'échantillon. Cependant, par endroit, on note une cimentation assez développée. Il existe aussi de fréquentes porosités intra-granulaires, souvent isolées, primaires intra-squelettiques, dues peut être à la dissolution des grains.

L'analyse au microscope binoculaire et au MEB montre l'existence d'un fin ciment isopaque (d'égale épaisseur, 35 µm à peu près) entourant les grains. L'analyse au MEB montre que ce ciment couvre presque tous les grains. Ce ciment permet de renforcer les parois externes des grains et d'empêcher leur écrasement et compaction poussée. Il relie également les grains assurant la consolidation de la roche tout en préservant sa porosité inter-granulaire primaire.

La roche a subi une dissolution de certaines de ces composantes et cela après examen au MEB

- de cristaux entre grains:
- Cimentation tardive: par endroit soit le dépôt d'un autre ciment plus tardif obturant localement la porosité.

- La dissolution est observée à l'intérieur de certains grains et à la surface de certains cristaux de ciments donnant un aspect corrodé.
- Dépôt d'oxydes de fer à la surface de certains cristaux, déposé post dissolution.
- Dépôt d'aragonite fibreuse couvrant les autres ciments. Il serait un ciment de néoformation, considérant la proximité des affleurements échantillonnés de la mer.

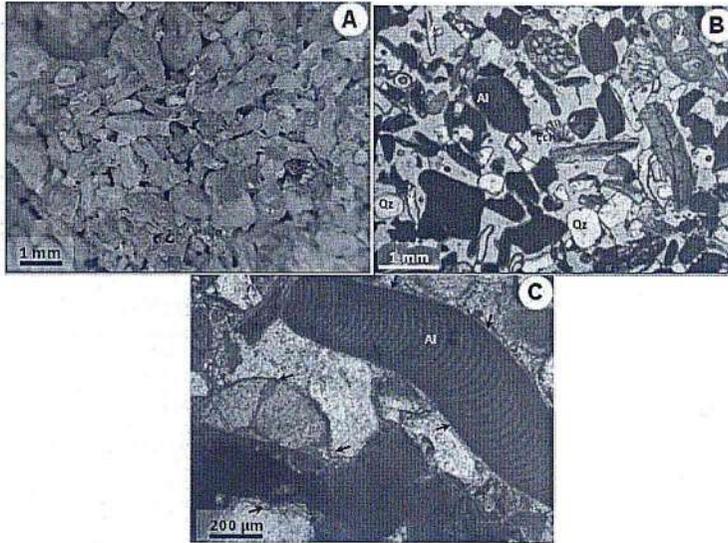


Figure 4 : photo au microscope usb(a), au microscope binoculaire (b,c), au MEB (d,e,f)

#### 4.3. Roche 2 (U3):

La roche de l'échantillon (2) est poreuse mais ses grains sont plus fins et plus tassés que ceux l'échantillon 1. L'échantillon 2 est également plus riche en boue et il est *grainstone* à *packstone* et par endroit même *wackestone*. Il est en plus riche en grains micritiques sans aucune structure (pellets et péloïdes) et en débris d'algues rouges, suggérant un milieu de dépôt assez semblable à celui de l'échantillon (1), mais moins énergétique. L'échantillon (2) serait plus riche en eau interstitielle que l'échantillon (1) d'ailleurs leurs pertes au feu sont respectivement 41,13% et 37,83%.

#### 4.3. Roche 3 (U4)

Echantillon friable, de couleur rouge brique, reflétant une richesse en oxydes de fer. C'est microfaciès *packstone* présentant une richesse et une diversité biologique considérable, ainsi qu'une richesse relative en grains de quartz. Certains pores sont remplis par de la micro-sparite et même de la sparite. Les dépôts d'aragonite, de gypse et de sel seraient très probablement tardifs de néoformation

#### 4.4. Roche 4 (U5)

L'échantillon de croûte de couleur blanchâtre à beige est laminé et il présente deux microfaciès: *mudstone* essentiellement et *grain-stone-pack-stone* générés par des variations saisonnières du climat et du dynamisme du milieu. Cet échantillon présente une importante anisotropie et il est peu poreux et peu consolidé, en comparaison avec les autres échantillons, d'ailleurs il présente des

micro-fractures parallèles à la stratification et son pourcentage de perte au feu est le plus élevé parmi les quatre échantillons analysés (42,22%).

*En conclusion*, les microfaciès observés sont assez semblables, et correspondent à un milieu de dépôt marin carbonaté peu profond, avec présence d'une influence détritique, témoignée par la présence de grains de quartz. Avec un peu de différence avec le teneur en quartz, en calcite ou en minéraux [3].

L'analyse au MEB n'a pas pu conduire à la détermination avec précision de l'aspect des grains de quartz, puisque les grains étaient couverts d'une fine couche de ciment isopaque.

L'élément majeur, dans les quatre échantillons, est l'oxyde de calcium CaO qui résulte généralement de la calcination du CaCO<sub>3</sub> à une température élevée.

#### 4. Quelques caractéristiques physiques de la roche d'El Haouaria

Les caractéristiques physiques des différentes roches des grottes d'El Haouaria se résument dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Caractéristiques physiques des différentes roches des grottes d'El Haouaria

Caractéristiques physiques	roche U5 la croute supérieure	roche U3 au dessous de la croute	roche U3 mais poreuse	plus	Roche U2 De la partie inferieur de la grotte
Mass volumique (gr/cm <sup>3</sup> )	2.1-2.3	2.1-2.5	1.5-1.7		1.3-2
Masse volumique des grains solides (gr/cm <sup>3</sup> )	2.72-2.73	2.73	2.73		2.61
Porosité	0.14-0.22	0.18-0.22	0.36-0.55		0.20-0.45

#### 5. Etude des propriétés hydriques

##### 6.1. Courbe de rétention d'eau de la roche U3 de porosité 40%

La propriété de rétention d'eau de la roche est exprimée par la courbe de rétention qui permet de représenter l'évolution de la succion en fonction du degré de saturation.

Pour ce faire, plusieurs techniques complémentaires sont utilisées afin d'observer les différents états de saturation des matériaux, de l'état sec à l'état totalement saturé. Ces techniques proviennent de la mécanique des sols non-saturés (De Gennaro et al., 2003, Priol, 2005, Nguyen et al., 2008) [1] appliquée ici aux roches pour lesquelles le squelette solide est rigide et cohésif.

La capture de l'eau par les différents pores constituant les milieux poreux des pierres est gouvernée par les forces d'adsorption et de capillarité. En effet, l'eau étant un fluide mouillant, il faut fournir un travail pour l'extraire du milieu poreux, et donc appliquer à l'eau une dépression, ou encore une succion.

##### Techniques d'imposition de la succion

- Les solutions salines saturées: domaine des fortes succions (de 1000 à 2,7 MPa)
- Les solutions osmotiques domaine des succions intermédiaires (de 1,5 à 0,1 MPa)

##### 6.2. Propriétés de rétention d'eau

L'ensemble des deux méthodes a permis de déterminer la courbe de rétention d'eau de la roche de grotte d'El Haouaria. Cette courbe représente une évolution du degré de saturation en fonction du

logarithme de la succion. Elle permet de quantifier la capacité à retenir ou dégager l'eau selon des chemins de drainage ou d'imbibition

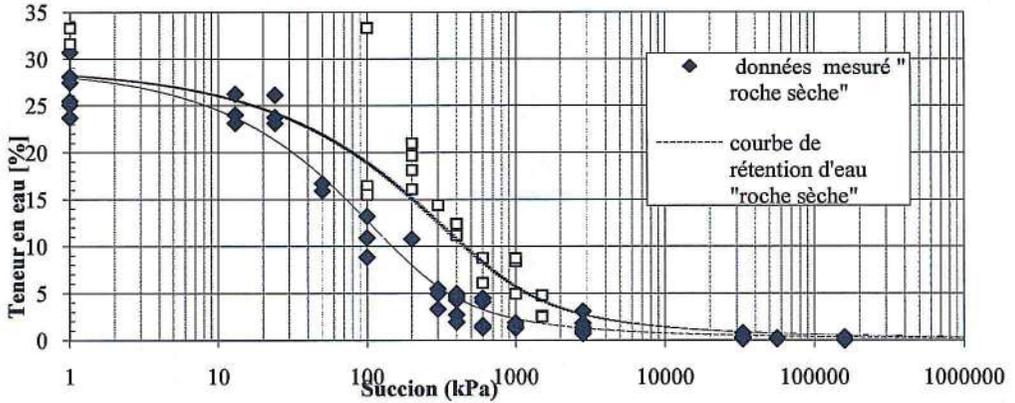


Figure3 : courbe de rétention d'eau de la roche U3 de la grotte d'El Haouaria ( $\square_d=1.5 \text{ g/cm}^3$  et  $\square_s=2,65 \text{ g/cm}^3$ )

On utilise les résultats du MIP pour compléter la courbe dans la partie proche de la saturation, qui diffère d'une roche à une autre selon la porosité (pour une porosité de 50% la teneur en eau près de la saturation atteint 35%, et elle est de 25% pour une porosité de 30%)

### 6. Resistance à la compression simple pour différentes porosités

Pour décrire les propriétés mécaniques d'une roche on réalise des mesures de la résistance à la compression uniaxiale. La résistance mécanique d'une pierre dépend de ses caractéristiques intrinsèques comme la composition minéralogique, la forme et la taille des grains constitutifs, la porosité, l'anisotropie texturale et peut être influencée par la présence d'eau.

L'essai de compression a été réalisé sur une série de trois éprouvettes. L'essai a été réalisé dans les deux états hydriques extrêmes : sec et saturé (imbibition sous vide avec de l'eau désaérée et immersion pendant 24h). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant. La résistance à la compression uniaxiale varie entre 8 et 4 MPa (état sec), ce qui est caractéristique des roches tendres (Dobereiner, 1986)[2]. Plusieurs facteurs interviennent dans la variation de la résistance entre les échantillons, le facteur le plus important est la variation de la porosité.

La résistance à la compression mesurée sur des éprouvettes saturées varie entre 4 et 2 MPa. Ainsi, on remarque une forte diminution de résistance par rapport à celle mesurée sur des éprouvettes sèches. La présence d'eau joue donc un rôle important dans la résistance du matériau car, entre l'état sec et l'état saturé, la perte de résistance atteint les 50%. La présence d'eau dans les pores de la roche conduit à une réduction de la résistance mécanique, pouvant s'expliquer par une diminution de l'énergie de surface de contact entre les grains constitutifs et donc une modification des liens inter-granulaires (Ojo, 990 ; Dessandier, 1995)[2].

La figure suivante contient quelques courbes contrainte-déformation de la roche pour l'état sec.

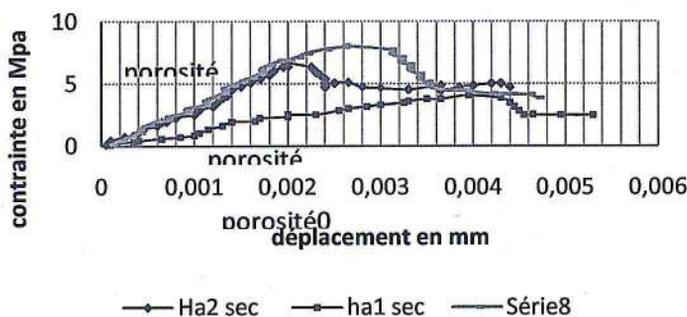


Figure 4 : Comportement de la roche de la grotte d'El Haouaria à l'état sec en compression

## 7. Conclusion

Cette étude montre que plusieurs facteurs influencent la résistance à la compression de la roche des grottes El Haouaria dont la composition chimique, la teneur en eau et principalement la porosité de la roche. Ces grottes sont constituées de roches qui paraissent homogènes en composition chimique (globalement sont constituées de l'ordre de 15% à 20% de quartz et de 85% à 80% de calcaire). L'analyse au microscope à balayage électronique n'a pas pu conduire à la détermination avec précision de l'aspect des grains de quartz, puisque les grains étaient couverts d'une couche de ciment très fine isopaque. L'élément majeur, dans les quatre échantillons, est l'oxyde de calcium CaO qui résulte généralement de la calcination du  $\text{CaCO}_3$  à une température élevée.

Par ailleurs, la variation de la porosité de la roche qui semble être due au processus de dissolution des minéraux tout au long des cycles d'humidification et de drainage au sein de la même de la roche. La valeur de la compression pour trois porosités décroissantes varie de 4 MPa à 8MPa. De même la courbe de rétention d'eau obtenue via différentes méthodes (la méthode osmotique et celle des solutions salines) a montré un comportement hystérétique assez prononcée.

## Bibliographie

- [1] H. Nguyen, "Influence des interactions eau-roche sur le comportement à long terme de cavités souterraines dans la craie", thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, décembre 2009
- [2] K.Beck, "Étude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité", thèse de doctorat, Centre National de la recherche scientifique, université d'Orléans, octobre 2006,
- [3] U.Neumeier "Le rôle de l'activité microbienne dans la cimentation précoce des beachrocks (sédiments intertidaux)". Thèse de l'Université de Genève, 1998.

## EXPRIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION ABOUT PERMEABILITY OF FISSURED CLAY

F. Louati<sup>1,2</sup>, H. Trabelsi & M. Jamei<sup>2</sup>

[louatifatma9@gmail.com](mailto:louatifatma9@gmail.com)

1 Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, BP.37, 1002, le Belvédère Tunis, Tunisie.

**Abstract:** *Natural soil cracks following drainage-humidification cycles. With water loss, mainly due to drainage, suction in the soil increases, causing tensile stress, soil cracks consequently. The cracks may increase the risk of failure of geotechnical structures like slopes, shallow foundations because the cracks provide preferential water flow channels and increase the hydraulic conductivity. The permeability of cracked soil is significantly related to the opening, the depth and the connectivity of the crack network. This research explains the effects of hydraulic path mechanisms and flow of water through cracks in Tibar soil-clay (Beja city in the northern of Tunisia) Permeability tests were performed using the oedometer apparatus. Experimental test results indicate that the permeability of the clay, including cracks, considerably increases during the first drying cycle, despite the very low permeability of intact clay  $10^{-11} \text{ms}^{-1}$ . The existence of cracks generates anisotropy in the permeability tensor. The 3D numerical simulation of desiccation cracks was considered as instrument to predict the anisotropic permeability behavior.*

**Key-Words:** Desiccation, cracks, permeability, hydraulic flow, 3D simulation.

### 1. INTRODUCTION

Drying applied to the surface due to a change in temperature and relative humidity causes cracking which depends essentially on the amount of water evaporated. The cracks lead to the preferential flow of water which affects the depth of penetration of water variations in soils and amplify some disorders. Despite many researches in this field, cracking is difficult to prevent, and cracked soil permeability is difficult to measure and predict. Experiments involve changes in water permeability after the formation of cracks. These tests are carried out in a *oedometer apparatus*. This article has led to progress in the understanding of phenomenological cracking process and provides a large amount of experimental as well as numerical data.

### 2. EXPERIMENTAL STUDY OF THE PERMEABILITY OF THE SATURATED CLAY

#### 2.1. PERMEABILITY OF INTACT CLAY

Permeability tests were conducted in the laboratory using a *oedometer apparatus*. The sample characteristic is 71mm in diameter and 16mm in height.

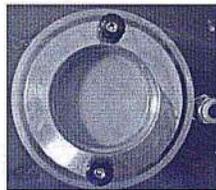


Figure 1: Image of intact Specimen before consolidation.

The sample is placed between two porous stones. In a first phase the sample is saturated, then a hydraulic gradient is applied. The hydraulic head as function of time is evaluated through Darcy law for a falling water head, and the permeability  $k$  [m/s] is determined via the following equation:

$$K = \frac{aL \ln \left( \frac{h_1}{h_2} \right)}{A (t_1 - t_2)} \tag{1}$$

Where “a” is the inside cross-sectional area of the graduated standpipe (pipette) (m<sup>2</sup>), “L” is the length of specimen (m), “A” is the cross-sectional area of the sample (m<sup>2</sup>), h<sub>1</sub> (m) is the head at time t<sub>1</sub>, h<sub>2</sub> (m) is the head at time t<sub>2</sub> and K is the hydraulic conductivity (m/s).

Table 1. Properties of the tested soil [1]

Soil property	Value	Soil property	Value
Specific gravity, G <sub>s</sub>	2,7	Sand (%)	30,5
Initial void ratio, e <sub>0</sub>	1,21	Silt (%)	37
Liquid limit	62	Clay (<0.002 mm) (%)	32,5
Plastic limit	30	USCS : Unified Soil Classification System	CH
Plasticity index	32	Swell Index	0,07
Shrinkage limit	14	Activity	0,97
Shrinkage potential	35		

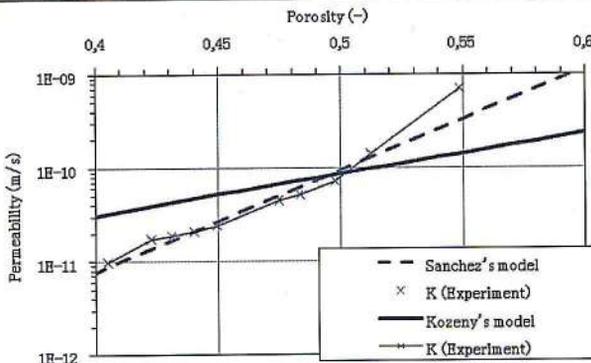


Figure 2. Variation of permeability with the porosity of the saturated hydraulic conductivity test.

Figure 2 shows the strong influence of the porosity on the saturated permeability (K<sub>sat</sub>). Permeability tests are performed on saturated samples to adopt the reference value k<sub>0</sub> = 1 × 10<sup>-12</sup> m / s for a porosity of n<sub>0</sub> = 0.16 according to Kozeny law given by the following equation (2):

$$K = k_0 \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{(1-n_0)^2}{(n_0)^3} \tag{2}$$

The model adopted by Kozeny is not suitable with the experimental results of our clay then a simple exponential law has been fitted to express k<sub>sat</sub> as a function of porosity given by Rodríguez Sánchez [2] by equation (3)

$$K_{sat} = k_0 \exp [b(n - n_0)] \tag{3}$$

Where b is a parameter of material, and K is the saturated permeability of reference to the reference porosity n<sub>0</sub>. A hydraulic conductivity of 2.7 × 10<sup>-11</sup> m / s was measured for a porosity of 0.45. A value of b = 25 was equipped with measurement data shown in figure 3 and this law

reproduces the measured data quite well for the range of considered porosities. This law reproduces well the experimental results.

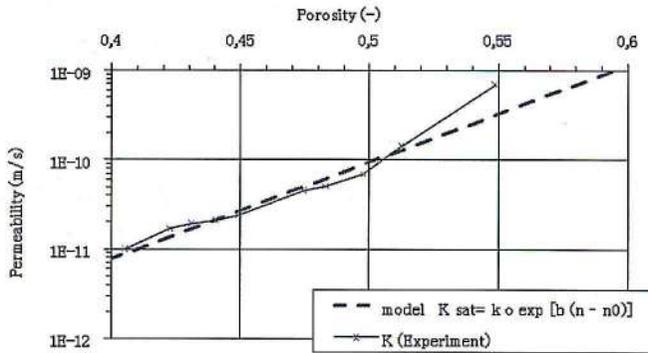


Figure 3. Change in permeability as a function of the porosity of the intact sample

## 2.2. PERMEABILITY OF THE CRACKED CLAY

To determine the vertical hydraulic conductivity due to cracking, firstly the intact clay samples were subjected to a permeability test after a drying cycle. The sample was dried in a climatic chamber at a constant temperature of  $40^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  for a period of about 24 hours. The drying temperature  $40^{\circ}\text{C}$  was chosen to bring the maximum summer temperature in the region of Beja.

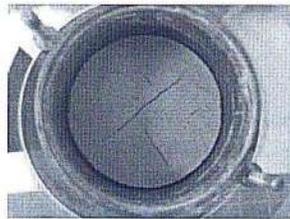


Figure 4. High plasticity clay sample after one cycle of desiccation.

At the end of the drying period, the clay sample given again within the odometer and impregnated with distilled water until saturation was reached then the permeability test was carried out for the cracked sample. The results indicate that the cracking and the hydraulic conductivity of clays are controlled by the properties of the soil, especially plasticity index. The cracks of the specimen resulted by the drainage path, tends to the permeability increase. During the water infiltration, cracks tend to disappear and then permeability decreases. The first drainage-humidification cycle in the clay soils result of an irreversible alteration of soil texture. The permeability of the saturated samples after shrinkage was still 14 times greater than that on the intact samples, which indicate that the cracks did not close completely. Thus, one drainage cycle appears sufficient to severely damage clay barriers if it is not protected. Cracks also reduce the soil bearing capacity and in general cases, may affect the stability and integrity of geotechnical structures. The results report that desiccation cracks in clays are controlled by pores in the material due to the high suctions, which results in sequential cracking, and fluid flow through the clays is controlled by interconnected cracks. When the flow rate is low and the crack opening is relatively small, the water is up to the laminar flow state. It is determined by the Darcy law. The maximum water

velocity through the cracks is  $1,5 \times 10^{-2} \text{ms}^{-1}$ . Indeed the flow of water through the network of cracks obeys the Darcy law currently, the Reynolds number is less than one ( $Re < 1$ ) but for higher values there is a velocity limit beyond which the flow through the pores of the clay becomes disrupted and the law Darcy cannot be validated.

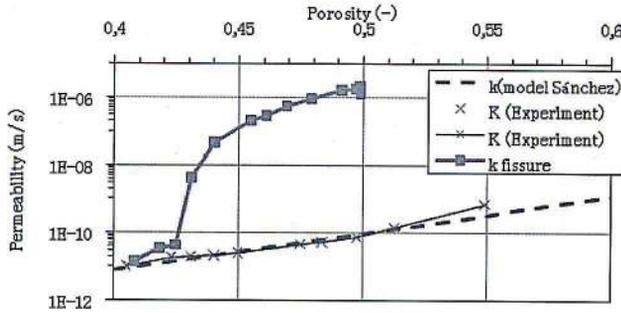


Figure 5. Variation of the permeability with the porosity of the sample cracked during the first drying cycle.

**3. NUMERICAL SIMULATION:**

The process of drying results in shrinkage of the clay matrix in 3D and opening a network of cracks. In fact a fundamental approach to model this process based on numerical modeling seems possible today to deep understanding the mechanisms which govern the propagation of cracks. The finite elements code (in this case it is "CODE\_BRIGHT") can be used to follow the hydraulic distribution in cracked porous media. We will study the flow of water before, during and at the end stage of induced cracks.

To properly simulate the test an homogenous cubic sample is considered. The sample was assumed to be cubic to facilitate quantification, using a structured mesh of cubic elements, which simplifies the problem. A  $20 \times 20 \text{ cm}^2$  surface sample has been discretized into 2500 quadrilateral elements. The height is represented by one element in order to minimize the time of calculation. Firstly, the intact soil was assumed to be an isotropic porous medium  $k_i = 2 \times 10^{-7} \text{m/s}$ . [3]

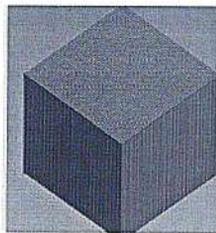


Figure 6. Mesh selected for simulations

Table 2. Summary of the soil properties/model parameters used in the model [3]

Model	Property	value
Kozeny's law	Porosity ( $n_0$ )	0,381
	Intrinsic permeability ( $k_0$ )	$2E-14$

$$K = k_0 \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{(1-n_0)^2}{(n_0)^3}$$

The simulations address the first case of an intact soil. Then, the study was expanded to investigate the case of a cracked specimen. Treatment of Digital Images with 'Image J' is a suitable tool to locate the desiccation cracks in the sample in surface. We consider the crack penetrate in depth vertically.

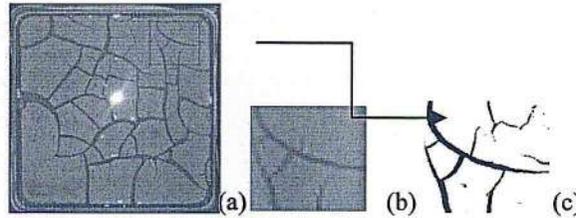


Figure 7. The different stages of the image processing method a) initial image of the clay after the first drying cycle (20 cm x20 cm) b) pixel image (50 pixels x 50 pixels ) c) binary image

Treatment of Digital Images was then used to calculate the number of black pixels in the binary image, which corresponds to the porosity of crack area. The enhancement of the pore connectivity is a main factor affecting the increase of its permeability under the effects of the dry-wet cycles.

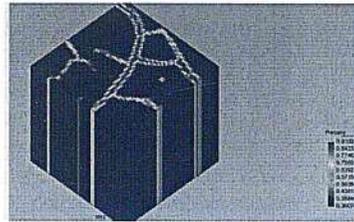


Figure 8. Evolution of the porosity for the cube sample cracked in 3D.

The crack network is injected and it is found that the hydraulic soil can be greatly affected by the width and the depth of the cracks. Given the fact that the desiccation cracks usually occur with different widths, the analysis could be difficult and time consuming, the crack intensity factor (CIF) is typically calculated to match virtually the width of cracks in an integrative manner.

Table 3 .Characteristic of the injected cracks.

Crack intensity factor	CIF=22 %
Crack length	LF=0 ,45cm/cm2

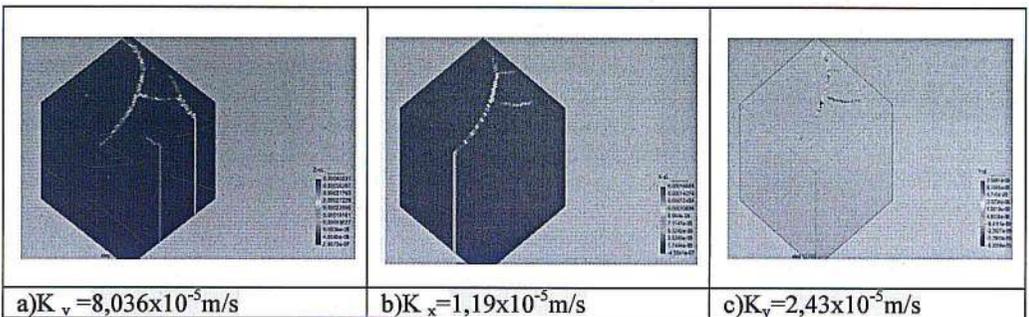


Figure 9.Results of permeability tests on cubic samples with large dimensions in three directions a) in z-direction b)in x-direction c) in y-direction

The permeability well depends on the direction. We give different values of permeability in the direction in which we apply a pressure gradient. The permeability of cracked clay made in the vertical direction is bigger than that in the horizontal direction. The vertical direction is the predominant direction of cracks. Thus the coefficient of permeability of the cracked soil in the direction normal to predominant cracking will be small, and the rate of water flow increases in the vicinity of cracks zone.

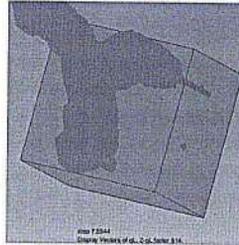


Figure 10. Water flux vectors

#### 4. CONCLUSION

Increased macro-permeability is one of the most frequently cited motivations for research on unsaturated soils. Cracks in soil generally interconnect flow paths and increase soil permeability. The increase in soil permeability due to the progression of cracks allows more water to penetrate into the soil, and facilitates the deterioration of some geotechnical structures. The present work studies the relationship between crack characteristics and clay permeability, it describes the process of infiltration and how it is incorporated into the hydraulic modelling soils subject to cracking. Soil permeability function plays an important role in the process of infiltration. The permeability of the clay soil is very dependent on the geometry of cracks. The saturated and unsaturated hydraulic conductivity is a key parameter to study some problems in civil engineering. The anisotropic unsaturated hydraulic conductivity behaviour linked to the crack pattern is numerically demonstrated.

#### References :

- [1] H Trabelsi. Etude expérimentale et numérique du comportement des argiles soumises à des conditions de dessiccation. Thèse de doctorat. ENIT. 2014.
- [2] Ledesma .A, Rodríguez. R., Sanchez, M., &Lloret,A. (2007). Experimental and numerical analysis of desiccation of a mining waste. Canadian Geotechnical Journal, 44(6), 644-658.
- [3] Kwong CP (2009)Field and Laboratory Experimental Study of Water Infiltration in Cracked Soil. MPhil thesis, The HongKong University of Science and Technology.

## ETUDE AU LABORATOIRE SUR LE COMPORTEMENT DU SABLE DE CHLEF : INFLUENCE DE LA SATURATION

Merabet Khayra<sup>1</sup>, Benessalah Ismail<sup>1</sup>, Arab Ahmed<sup>1</sup>, Chemmam Mohamed<sup>1</sup> & Ould Labi Latifa<sup>2</sup>

*kheira\_mrabet@yahoo.fr*

<sup>1</sup>LsmE – UHBC, Laboratory of Materials Sciences and Environment, Chlef University, Chlef, Algeria

<sup>2</sup>UDL – Université de Sidi-Bel-Abbès, Sidi-Bel-Abbès, Algérie

**Résumé :** L'étude des sols non saturés est un domaine très complexe auquel sont orientées plusieurs recherches ces dernières années. Une étude expérimentale visant à quantifier le rôle important du coefficient de Skempton B sur le comportement des sols granulaires tel que les sables ainsi que sur la résistance à la liquéfaction de ces sables. L'étude a comporté des essais triaxiaux non drainés qui ont été réalisés pour deux états différents un lâche avec  $I_d = 0.06$  et un deuxième dense avec  $I_d = 0.70$  et à une pression effective moyenne de 100 kPa pour des coefficients de Skempton variant de 19 à 92%. Cette étude nous a permis donc, de mesurer et de suivre l'évolution du déviateur et la pression interstitielle ainsi que les caractéristiques mécaniques du sable en fonction du coefficient de Skempton B, ce qui signifie que l'augmentation du coefficient de Skempton réduit l'angle de frottement et l'effort de résistance résiduel diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton.

**Mots-Clefs :** Sable, Pression interstitielle, Non drainé, Saturation, Angle de frottement, Liquéfaction.

**Abstract:** The study of unsaturated soils is a very complex area which is oriented more research in recent years. An experimental study was carried out on this paper to quantify the important role of Skempton coefficient B on the behaviour of granular soil such as sand, focussing on the liquefaction resistance of these sands. The study included undrained triaxial tests that were made for two different states with a loose case  $I_d = 0.06$  and a high density case with  $I_d = 0.70$  and a mean effective pressure of 100 kPa for Skempton coefficient ranging from 19 to 92%. This study allowed us then, to measure and monitors the deviator stress, pore pressure and the mechanical characteristics of the sand depending on the Skempton coefficient B, which means that the increase in the coefficient of Skempton reduces friction angle and the residual resistive force decreases with increasing the coefficient of Skempton.

**Key-Words:** Sand, undrained, Saturation, friction angle, Liquefaction.

### 1. Introduction

La majorité des investigations sur la liquéfaction des sols granulaires a été basée sur le matériau complètement saturé. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au-dessus de la nappe ; ce qui implique la présence des sols partiellement saturés. L'incidence d'une saturation partielle sur la résistance cyclique a été abordée d'une manière théorique par Martin et al. [1]. Mulilis et al. [2] qui ont examiné l'effet du degré de saturation sur la liquéfaction du sable de Monterrey. Ils ont constaté que la variation du coefficient de Skempton B entre 0.91 et 0.97 n'affecte pas d'une manière significative la liquéfaction de ce sable. Chan (1976) trouve qu'une variation de B entre 0.91 et 0.99 peut avoir un effet important sur la liquéfaction des sols. Cette influence dépend du type de sol, de la densité et de la pression confinement initial.

L'exploitation des essais de liquéfaction s'appuie en général sur l'hypothèse d'une saturation parfaite de l'échantillon et d'une absence de variation de volume, or dans la pratique, on peut trouver des sols avec une saturation imparfaite.

Dans cet article on propose d'étudier en laboratoire le comportement du sable de Chlef partiellement saturé en condition drainé et non drainé. Ces essais nous permettront de bien comprendre l'effet de la saturation sur le comportement du sol de Chlef et sur les caractéristiques mécaniques.



### 3. Mode opératoire

Le dispositif expérimental utilisé comprend:

Une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley [3]); trois contrôleurs de pression ; volume de marque GDS (200 cc); une pompe à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée ; une centrale d'acquisition; un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.

#### 3.1. Mode de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués dans un moule constitué deux coquilles qui peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Un conduit d'aspiration est relié à une pompe à vide afin de plaquer la manchette sur les parois latérales du moule.

#### 3.2. Diversement à sec (Ds)

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

#### 3.3. Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques d'éclanche-ment 1 ( $\Phi=70\text{mm}$  et  $H=70\text{mm}$ ). Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon, plusieurs chercheurs (Lee, [4]; Robinet et al, [5]; Tatsuoka et al, [6]; Colliat, [7]; Arab et al, [8]) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures. Ceci peut être obtenu avec de l'embase de surface lisse ou lubrifiée. Le système d'antifretage utilisé dans cette étude est composé des éléments suivants: une surface lisse de téflon couvrant les embases; une couche de graisse de Silicone (KS63G) (environ  $50\mu\text{m}$  d'épaisseur); un disque de latex de  $0,2\text{mm}$  d'épaisseur sur chaque embase. Préparation de l'échantillon comporte les étapes suivantes: mise en place de la manchette en latex; mise en place du moule; remplissage du moule par le matériau; mise en place de l'embase supérieure; application d'un vide ( $-20\text{KPa}$ ); mise en place de la cellule et l'application d'un confinement ( $+20\text{KPa}$ ).

#### 3.4. Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car sa qualité conditionne la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Ducean [9]. L'échantillon est balayé par du gaz carbonique pendant vingt minutes, ensuite on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée jusqu'à recueillir un volume d'eau supérieur à une fois et demi le volume de l'échantillon.

#### 3.5. Consolidation de l'échantillon

La phase de consolidation consiste à appliquer parallèlement une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression/volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les microbulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B).

## 4. Représentation et discussions des résultats

### 4.1. Influence de la saturation sur la résistance

La figure 2 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des coefficients de Skempton  $B$  compris entre 36 et 92% effectués sur des échantillons lâches ( $I_d=0.06$ ). On note que la variation coefficient de Skempton  $B$  affecte d'une manière significative l'évolution du déviateur (fig. 2a) et de la pression interstitielle (fig. 2b). La résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur mobilisé augmente avec la diminution du coefficient de Skempton  $B$ . Le déviateur mobilisé à la fin du cisaillement passe de 95 kPa pour un coefficient  $B$  égale à 92% à 140 kPa pour un coefficient  $B$  égale à 36% (fig. 2a). On note aussi que la variation de la pression interstitielle est très influencée par le degré de saturation caractérisé par le coefficient  $B$ ; la pression interstitielle diminue avec la diminution du coefficient de Skempton  $B$ . On remarque sur la figure 2b qu'à l'annulation du taux de variation de la pression interstitielle, la valeur de la pression interstitielle passe de 25 kPa pour l'échantillon avec un  $B = 36\%$  à 70 kPa avec l'échantillon avec un  $B = 92\%$ . La fig. 2c montre l'évolution du chemin de contrainte; on constate le chemin de contrainte se dirige vers la valeur zéro avec la valeur la plus grande du coefficient de Skempton  $B$ .

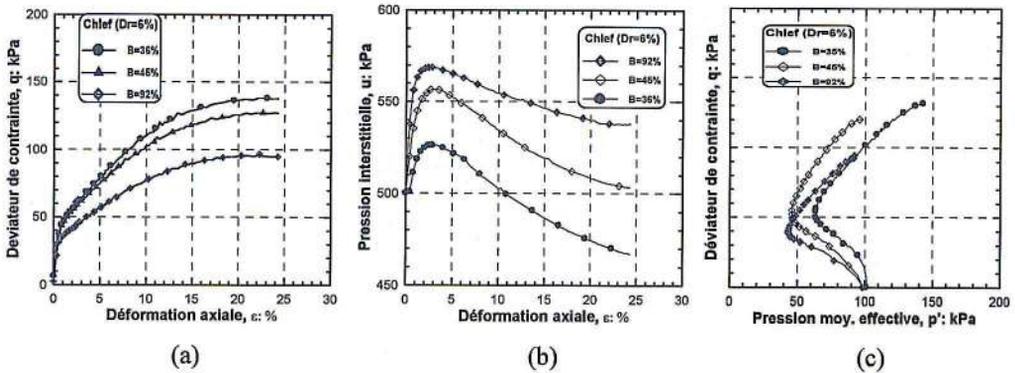


Figure 2. Essais de compressions non drainées sur sable de Chlef ( $I_d=0.06$ )

La figure 3 montre l'évolution des résultats des essais réalisés sur sable dense ( $I_d=0.70$ ) avec un coefficient de Skempton  $B$  variant de 19 à 63%. Les résultats de ces essais montrent une nette dépendance de la résistance au cisaillement non drainée avec l'évolution du coefficient  $B$ . La résistance au cisaillement non drainée augmente avec la diminution du coefficient de Skempton  $B$  (fig. 3a). L'annulation du taux de variation est aussi affectée par le coefficient de Skempton  $B$ , elle de 225 kPa avec un coefficient  $B = 19\%$  à 180 kPa pour un coefficient  $B = 63\%$  (fig. 3b). La figure 3c montre l'évolution du chemin de contrainte, l'échantillon avec un  $B = 63\%$  présente une résistance plus faible que ceux avec des valeurs de  $B = 19$  et 22%.

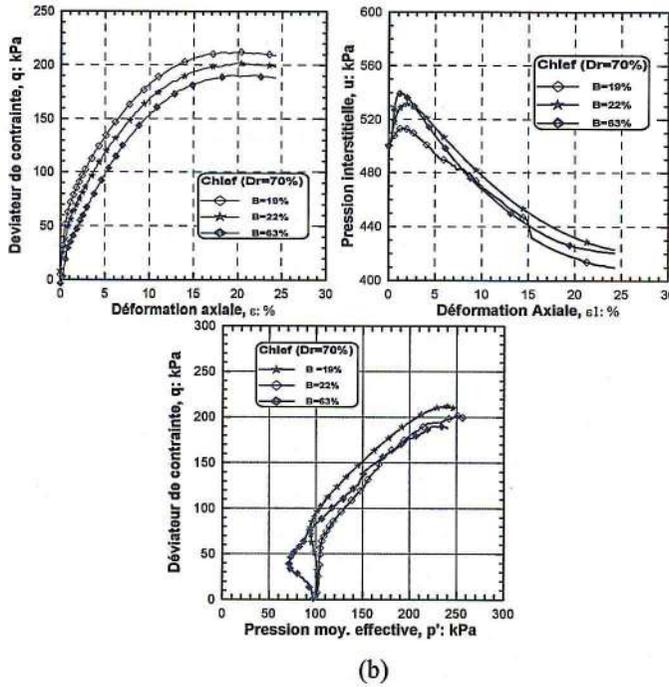


Figure 3: Essais de compressions non drainées sur sable de Chlef ( $D_r=0.70$ )

4.2. Influence de la saturation sur les caractéristiques mécaniques

figure 4 montre l'évolution de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B. on remarque que pour les densités relatives ( $D_r = 6$  et  $70\%$ ), l'angle de frottement au pic de déviateur (déviateur maximal) et à l'état critique (état stable) diminue avec l'augmentation du degré de saturation (B), l'écart entre l'évolution de l'angle de frottement est très important (fig. 4a) pour l'échantillon lâche par rapport à l'échantillon dense (fig. 4b). Cette diminution de l'angle de frottement est due au rôle de la saturation dans la diminution de la résistance au cisaillement observé lors des essais drainés et non drainés.

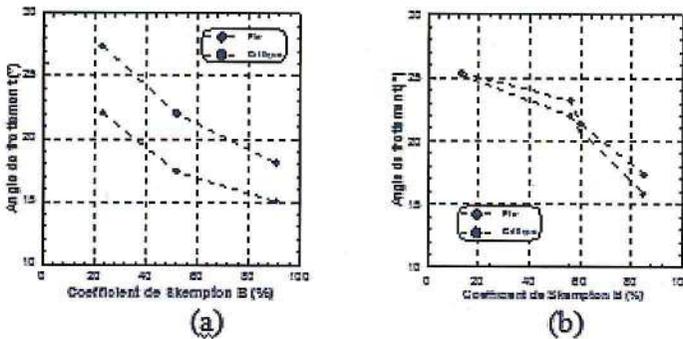


Figure 4: Evolution de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation

La figure 5 illustre l'influence de la saturation sur l'angle de dilataance pour les deux densités relatives ( $D_r = 6$  et  $70\%$ ). On constate que l'angle de dilataance diminue avec l'augmentation du

coefficient de Skempton B pour les deux densités; cette diminution de la dilatace est due à l'augmentation de la contractance avec l'augmentation du degré de saturation (B)

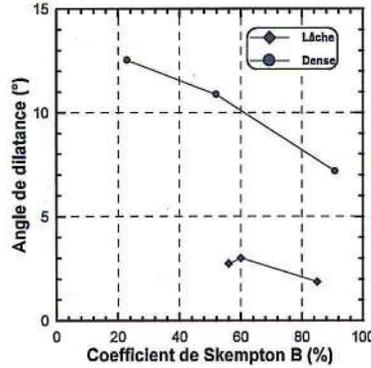


Figure 5: Evolution de l'angle de dilatace en fonction du coefficient B

La figure 6 montre l'évolution du module sécant E en fonction du coefficient de Skempton B. On remarque que le module sécant diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B jusqu'à une déformation axiale  $\epsilon_1 = 20\%$  puis tend à se stabiliser pour le sol lâche (fig. 6a); tandis que pour le sol dense, ce module continue de décroître avec l'augmentation de B (fig. 6b).

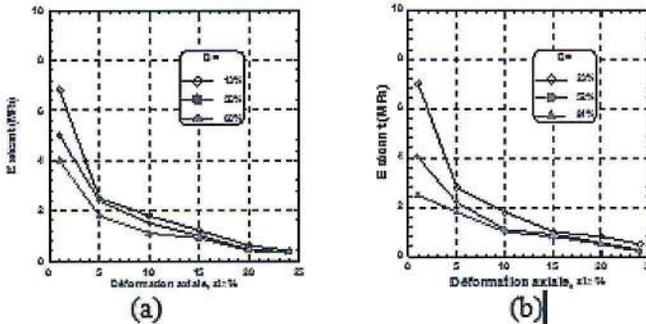


Figure 6: Evolution du module sécant en fonction du coefficient B

### 5. Conclusion

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence du degré de saturation sur le comportement d'un sol. Le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés sur des échantillons lâches et denses avec différentes valeurs du coefficient de Skempton B.

Les essais montrent que l'augmentation du coefficient de Skempton B affecte d'une manière importante la déformation volumique. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance, ce phénomène résulte du rôle de la saturation dans la réduction de l'angle de frottement et de l'angle de dilatace.

**Bibliographie**

- [1] Martin G.R., Finn W.D.L. & Seed H.D. (1978): « Effects of system compliance on liquefaction tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. CIV, NGT4,
- [2] Mullilis J.P., Townsend F.C., et Horz R.C. (1978): « Triaxial testing techniques and sand liquefaction», *ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing*, pp. 265-279
- [3] Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975): «A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing», *Geotechnique*, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.
- [4] Lee K.L. (1978): « End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand», *J. Geotech. Eng. Div., Proc. Of ASCE*, Vol.104, N° GT6, pp.687-704.
- [5] Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D. & Torrenti J.M. (1983) : « Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons», 18ème Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.
- [6] Tastsuka F, Molenkanp F, Torii T. & Hino T. (1984): "Behavior of lubrication layers of platens in element tests", *Soil and foundations*, Vol.24, n°1, March, p.113-128.
- [7] Colliat J.L. (1986) : « Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié», Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.
- [8] Arab A., (2008), « Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique »
- [9] Lade P.V. & Duncan J.M. (1973): «Cubical triaxial tests on cohesionless soil» *Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE*, vol. 99, N° SM, pp.793-812.

## VALORISATION DES MATERIAUX LOCAUX DE LA REGION D'ARAR EN CONSTRUCTION ROUTIERE

Moulay Omar Hassan<sup>1</sup>, Abbou Mohamed<sup>1</sup>, Mekerta Belkacem<sup>1</sup> et Bemcha Abdelaziz<sup>1</sup>

[hassgte@yahoo.fr](mailto:hassgte@yahoo.fr)

<sup>1</sup>Université Ahmed Draya d'Adrar, Algérie

**Résumé :** De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les chaussées en zones sahariennes sous l'action des conditions climatiques extrêmes et un trafic routier intense de poids lourds, les principaux entre eux sont la fissuration des couches de roulements et la fatigue des couches de bases et de fondations. Cette étude est une initiation d'une recherche menée sur la caractérisation des gisements de la région d'Adrar en vue de leurs utilisations en corps de chaussées, afin de compenser le manque flagrant en graviers, et pour obtenir les meilleurs caractéristiques de l'optimum Proctor à partir des pourcentages de mélanges (tuf-sable et argile- sable). Un travail expérimental a été effectué afin de comparer les caractéristiques optimales du tuf avec celles des mélanges tuf plus 10, 20 et 30% de sable des dunes d'une part, et de l'argile avec des mélanges argile plus 3, 6 et 9% de sables des dunes d'autre part. La représentation graphique des caractéristiques de l'optimum Proctor des différents mélanges permet de préciser l'intérêt de l'ajout de sable et de la valorisation des matériaux locaux argile, tuf et sables des dunes se trouvant en quantité considérable.

**Mots-Clefs :** Tufs, Argiles, Sables, Stabilisation, Corps de chaussées.

**Abstract:** Numerous geotechnical problems involving roadways in Saharans areas under the influence of extreme weather conditions and heavy traffic of trucks, the mains of them are cracking bearing stratum and the fatigue of base and foundations stratum. This study is an initiation of a research on the characterization of deposits in Adrar region to use their in pavement to compensate the insufficiency in gravels, and to get the best characteristics of the Proctor optimum from percentages mixtures (tuff-sand, and clay-sand). An experimental work was carried out to compare the optimum characteristics with those of tuff and tuff mixtures 10, 20, and 30% dunes sand, and the clay with clay mixtures 3, 6, and 9% of sand. Graphs of the optimum Proctor characteristics of different mixtures used were presented to specify the value of the sand addition and valorisation of local materials clay, tuff and sand dunes that's available with considerable quantity.

**Key-Words:** Tuffs, clays, sands, stabilization, pavement.

### 1 Introduction

Les travaux présentés dans cette communication ont pour objectif de caractériser les matériaux locaux dans le domaine géotechnique ; en ciblant les applications dans la réalisation des routes soumises aux conditions climatiques sahariennes extrêmes et un trafic routier intense de poids lourds. Nous rechercherons un optimum par rapport à un mélange de tuf, sable et argile, qui doit répondre aux exigences du trafic routier. Cependant, la technique nécessite de nombreux essais sur des échantillons de sol avant de pouvoir être mise en œuvre. Ces essais concernent la classification et l'identification.

Après la caractérisation physique des matériaux, en particulier l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg et l'essai Proctor modifié, nous avons déterminés l'évolution des caractéristiques physiques ( $\gamma_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$  et IPI), en fonction de la variation du pourcentage de sable à ajouter au tuf et à l'argile.

### 2 Localisation et identification

Les deux carrières choisies dans cette étude sont souvent utilisées en construction routière ou en bâtiments dans la région centre de la wilaya d'Adrar :

### 2.1 Carrière de tuf

Elle est située à l'approximation de l'aérodrome de la ville d'Adrar, le matériau est de couleur blanche. Ce gisement a été utilisé dans de nombreux projets.

D'après les classifications GTR [3], ce tuf est un matériau de classe : B<sub>41</sub>ts. Les résultats des essais d'identification sont rassemblés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Paramètres d'identification du tuf étudié

Paramètres	Symbole matériau utilisé	Unité	Valeur pour le
Tamisât < 80µm	< 80µm	%	6
Tamisât < 2mm	< 2mm	%	43
Los Angeles	LA	%	36
Equivalent de sable	ES	%	
	14.63		
Valeur de bleu de méthylène	VBS	-	0.4
Poids volumique sec maximal	$\gamma_{d\ max}$	KN/m <sup>3</sup>	20.3
Teneur en eau optimale	$\omega_{\ opt}$	%	
	9.02		

### 2.2 Carrière d'argile

C'est une carrière qui se trouve à quelques kilomètres au nord de la ville d'Adrar (Est de la RN6). Le matériau a une couleur rouge, et sert à alimenter la briqueterie d'Adrar. A noter que les argiles traitées dans cette étude sont considérées comme matériau local disponible dans la région et qu'on doit caractériser, car elles sont utilisées en construction routière.

Selon les classifications LCPC et GTR [3], cette argile est très plastique At, de classe GTR A<sub>3</sub> ts, avec une activité ( $A_c = I_p / \% < 2\mu m$ ) normale. La surface spécifique totale déduite de l'essai au bleu de méthylène par la formule de TranNgocLan (1977) [4], est de 167.44m<sup>2</sup>/g. Le Tableau 2 résume les résultats d'identification de l'argile traitée.

Tableau 2. Paramètres d'identification de l'argile traitée

Paramètres	Symbole matériau utilisé	Unité	Valeur pour le
Poids volumique des grains solides	$\gamma_s$	KN/m <sup>3</sup>	26.6
Limite de liquidité	$\omega_L$	%	77
Limite de plasticité	$\omega_P$	%	36
Indice de plasticité	$I_P$	%	41
Limite de retrait	$\omega_r$	%	12.87
Tamisât < 2µm	F2	%	47
Activité des argiles	$A_C$	-	0.87
La valeur de bleu de méthylène	VBS	-	8
Surface spécifique totale	SST	m <sup>2</sup> /g	
	167.44		
Poids volumique sec maximal	$\gamma_{d\ max}$	KN/m <sup>3</sup>	15.1
Teneur en eau optimale	$\omega_{\ opt}$	%	25.22

### 3 Technique de mélange des sols par le sables des dunes

Les plans d'expériences sont obligatoires pour tout expérimentateur car ils servent à optimiser l'organisation des essais. Cette organisation permet d'obtenir le maximum de renseignements avec le minimum d'expériences[1].

Les tufs d'encroûtements paraissent pouvoir encore fournir une solution acceptable, sans utilisation de liants, à condition de trouver la technique de stabilisation adéquate. De telles techniques ont déjà été mises en œuvre, et ont donné de bons résultats qui nous encouragent à les reprendre et qui mériteraient de connaître un certain développement (Fenzy, 1966 ; Peltier, 1959 ; Fumet, 1959 ; Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Horta, 1979 ; Domec, 1980 ; Colombier, 1988 ; Ben-Dhia, 1988 ; Morsli et al, 2005a ; Morsli et al, 2005b ; Bouzrara, 2006 ; Morsli, 2007, Morsli et al, 2007)[2].

#### a. Mélange tuf-sable des dunes

Dans le cadre d'une caractérisation et une valorisation des matériaux locaux de la région d'Adrar, nous proposons cette première approche qui est basée sur l'association de tuf avec un pourcentage de sable de dunes tout en cherchant une courbe granulométrique continue et suffisamment riche en fines. Il est à noter que le sable des dunes est utilisé pour les deux approches tuf + sable et tuf + argile, c'est un sable propre mal gradué prélevé au niveau de la région de Bouda (wilaya d'Adrar). La particularité de la recherche de ce nouveau matériau tuf + sable est qu'il doit présenter un indice de vides plus faible et une densité sèche importante après compactage. Les résultats expérimentaux de l'essai Proctor modifié sont présentés sur la figure 1.

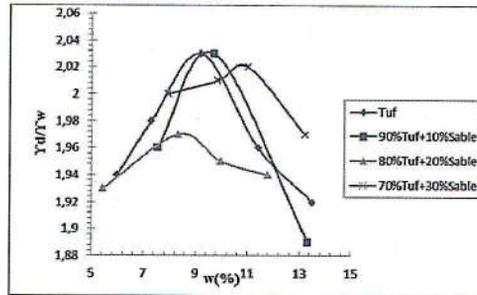


Figure 1. Influence de l'ajout de sable des dunes sur la densité sèche maximale de tuf

Nous avons aussi étudié l'influence de l'ajout de sable des dunes sur l'Indice de Portance Immédiat (IPI). On remarque que les résultats trouvés sur la figure 2 sont très encourageants. On note l'augmentation de l'IPI en fonction du pourcentage de sable à ajouter.

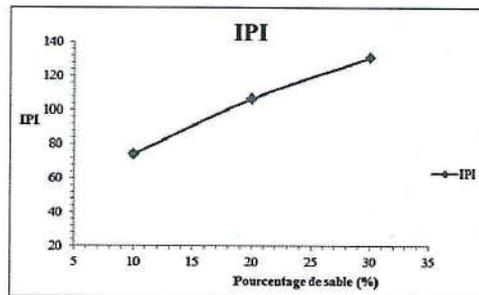


Figure 2. Influence de l'ajout de sable des dunes sur l'indice de portance immédiat

### b. Mélange argile-sable des dunes

Dans le même contexte, une deuxième approche a été réalisée, où nous nous sommes intéressés à étudier l'effet de l'ajout de sable des dunes sur la plasticité et la densité sèche d'argile. D'après plusieurs travaux antérieurs on peut estimer le potentiel de gonflement d'après les caractéristiques physiques trouvées (Snethen et al. 1977 ; O'neil et Poormoayed, 1980 ; Holtz et al. 1973 ; BRE, 1980) [1]. Notre argile a un potentiel de gonflement élevé, l'ajout de sable des dunes à différents pourcentages permet de stabiliser le gonflement. Les résultats de l'essai Proctor normal obtenus sur la figure 3, montrent l'augmentation remarquable de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de sable à ajouter.

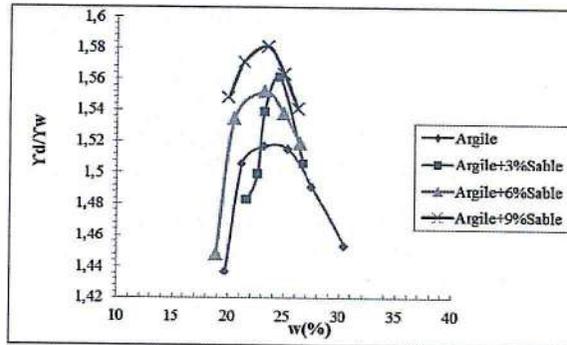


Figure 3. Influence de l'ajout de sable des dunes sur la densité sèche maximale de l'argile

## 4 Résultats et interprétation

En comparant les résultats de compactage du tuf avec celles des mélanges tuf + un pourcentage de sable (voir figure 1), nous avons trouvé que l'augmentation du pourcentage du sable n'a aucun effet sur la densité sèche. La densité sèche reste constante, de plus elle subit une diminution au-delà de 10% de sable des dunes. On peut justifier ces résultats, car on remarque que le sable utilisé comporte les mêmes diamètres des grains que le tuf, donc le compactage du mélange à faible pourcentage de sable à 10% nous donne la même densité sèche maximale. Mais pour tout pourcentage d'ajout de sable supérieur à 10%, le poids volumique des deux matériaux composant le mélange joue un rôle important sur la densité sèche maximale.

La portance du tuf est caractérisée par l'indice portant immédiat (IPI), ce paramètre permet de caractériser l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins de chantier.

Les résultats illustrés sur la figure 2, montrent la relation croissante entre l'IPI et le pourcentage de sable à ajouter. Dans ce cas-là, l'augmentation de la portance est liée à l'amélioration de l'angle de frottement des mélanges. Cette amélioration est due à l'existence de sable qui présente généralement un angle de frottement élevé.

La même substitution a été effectuée sur l'argile mais avec des pourcentages de sable plus faibles. Les résultats obtenus sont très encourageants. La figure 3 montre la croissance de la densité sèche en fonction de l'augmentation du pourcentage de sable à ajouter, elle varie de 1,51 pour l'argile seule à 1,58 pour l'argile + 9% de sable. On constate que cette augmentation de la densité sèche maximale est due au poids volumique du sable qui est généralement supérieure à celui des argiles.

## 5 Conclusion

Les essais de compactage Proctor effectués sur des mélanges de tuf et d'argile avec le sable des dunes qui ont été présentés, avaient d'abord pour but de montrer l'intérêt d'une présentation de l'effet d'ajout de sable aux matériaux locaux (tuf et l'argile) fréquemment utilisés en construction

routière dans notre région. Cette présentation permet de suivre l'évolution des caractéristiques des mélanges compactés, notamment la densité sèche maximale et l'indice de portance immédiat.

Cette étude a permis de présenter l'évolution de l'indice de portance immédiat du mélange tuf-sable compacté à l'OPM, en fonction du pourcentage de sable ajouté. Ce paramètre augmente de 74 pour 10% de sable à 130 pour 30% d'ajout de sable.

En comparant la densité sèche d'argile avec celle du mélange argile-sable, on trouve une augmentation remarquable. Il est à noter que le pourcentage de 9% de sable nous donne une densité sèche plus importante que l'argile seule.

Il reste maintenant à confirmer cette augmentation de la portance du tuf traité et de la densité sèche du mélange argile-sable par d'autres essais, notamment l'optimisation de la stabilisation du gonflement, l'essai de compression simple et de cisaillement. Ces derniers feront l'objet des travaux futurs.

### **Bibliographie**

- [1] Bourabeh Meghnia Asmahane, " Comportement mécanique des sols fins application à la valorisation des sédiments de barrages en technique routière," Thèse de doctorat En Sciences, Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen, 2012
- [2] Goual Idriss, " Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat application en construction routière ," Thèse de doctorat En Sciences, Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen, 2012
- [3] GTR. Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de formes. FasciculeII annexes techniques, Septembre 1992.
- [4] Tran Ngoc Lan.. «Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène», Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 88, Mars - Avril, pp. 136-137, 1977.

## INSTABILITE DE GRANDS REMBLAIS EN MATERIAUX ARGILEUX NON SATURES CAS DE DJEMMORAH RN 87 BISKRA

Remadna Mohamed Saddek and Benmebarek Sadok

[remadnamohamedsaddek@gmail.com](mailto:remadnamohamedsaddek@gmail.com)

Laboratoire de Modélisation Numérique, MN2I2S, Université de Biskra, Algérie.

**Résumé :** Les remblais routiers, constitués de matériaux sensibles à l'eau et soumis à l'effet du temps et de la pluviosité présentent des désordres parfois très graves, fissures larges, affaissements importants, voire des glissements superficiels de talus. Les études bibliographiques, montrent que, même si le sol de fondation est incompressible, les remblais de grande hauteur, en sols sensibles à l'eau (argile plastique), présentent à long terme, à cause notamment des variations hydriques, des comportements (liés au fluage ou à la succion dans les sols non saturés, etc.) qu'on n'arrive pas encore aujourd'hui, à modéliser convenablement. Il faut dire que ces sols perdent à long terme une bonne partie de leurs caractéristiques mécaniques. La présente étude a pour objet de présenter les causes des désordres sur les grands remblais en sols non saturés, ensuite de montrer les possibilités de confortement sur un cas réel Djemmorah (RN 87 Algérie), on montrera que, un diagnostic correct et une étude de stabilité, peuvent, aboutir à des solutions de confortement, qui écartent la menace de l'effondrement de l'ouvrage.

**Mots-Clefs :** Grand remblai, stabilité de talus, modélisation numérique, confortement.

**Abstract :** The road embankments, made of materials sensitive to water and subjected to the effect of time and rainfall present some very serious disorders, wide cracks, significant subsidence and even shallow landslides of the slopes. Bibliographical studies show that even if the subgrade is incompressible, the high embankments made of soils sensitive to water (plastic clay), present in long-term, particularly because of water changes, behaviors (related to creep or suction in unsaturated soils, etc.) that we are still nowadays unable, to model properly. One can say that these soils lose much of their mechanical characteristics at long-term. This study aims to present the causes of the disorders on high embankments in unsaturated soils, then show the possibilities of reinforcement on a real case, Djemmorah (RN 87 Algeria), we then show that a correct diagnosis and a study stability, can lead to reinforcement solutions, which rule out the threat of the collapse of the structure.

**Key-Words:** High embankment, slope stability, numerical modeling, reinforcement.

### 1 Introduction

L'Algérie a connu, pendant les dernières décennies, un développement vertigineux du réseau routier. De très grands remblais, ont ainsi vu le jour, dont certains, situés sur des axes soumis à un trafic lourd sans cesse croissant, et un climat variable d'année en année, voire d'une décennie à l'autre. Certains remblais, constitués de matériaux sensibles à l'eau et soumis à l'effet du temps et de la pluviosité présentent des désordres parfois très graves, fissures larges, affaissements importants, voire des glissements superficiels de talus. Il va sans dire que la gestion de tels cas est très délicate avec tous les problèmes de sécurité, confort, et même de menace de coupure de certains axes routiers. La présente étude a pour objet de présenter les causes des désordres sur les grands remblais, ensuite de montrer les possibilités de confortement sur un cas réel Djemmorah (RN 87 Algérie). On montrera que, un diagnostic correct et une étude de stabilité, peuvent, aboutir à des solutions de confortement, qui écartent la menace de l'effondrement de l'ouvrage. Deux types de confortement ont été envisagés, le rechargement en matériau insensible à l'eau, et des inclusions souples (clouage avec des tubes d'aciers). Le calcul de stabilité des talus est abordé avec les deux grandes familles de méthodes existantes, à savoir les méthodes d'équilibre limite et les méthodes numériques. Une comparaison entre ces deux familles de méthodes fait partie de l'objet de cette communication.

## 2 Logiciels utilisés dans cette étude

Nous avons utilisé, dans cette étude, aux fins de comparaison, trois logiciels. Le logiciel Nixes et trolls a été développé par [1] à l'ENTPE de LYON. Ce logiciel permet le calcul de coefficients de sécurité en rupture circulaire (bishop ou perturbations) et non circulaire des pentes (perturbations). Le logiciel GeoSlope [2] est un logiciel commercial qui permet le calcul de la stabilité des talus et permettant à l'utilisateur de faire le choix de la méthode à utiliser (Bishop, Fellenius, Spencer, etc.).

Le logiciel Flac [3] (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un programme commercial aux différences finies explicites. Avec Flac, la solution d'un problème statique est obtenue en incluant des équations dynamiques de mouvement. Par ailleurs des termes d'amortissement sont inclus pour supprimer progressivement l'énergie cinétique du système. FLAC permet de calculer le facteur de sécurité du talus par la méthode de réduction de résistance. La méthode consiste à réduire continuellement la résistance du matériau jusqu'à ce qu'une défaillance du talus survienne.

## 3 Etude du cas du Remblai de Djemmorah

### 3.1 Localisation, géométrie et nature du remblai

Le remblai de Djemmorah constitue une section de la RN87, reliant Biskra à Batna. La route est implantée dans une topographie naturelle très sévère. Le remblai a une longueur de 120 m, une hauteur moyenne de 16 m, et repose sur une assiette relativement plane. Le matériau du remblai est rangé dans la classe A3 du GTR, à savoir sols argileux plastiques ( $VBS = 7$ , granulométrie par tamisage humide présentant 90% d'éléments  $< 80 \mu m$ ). Ces sols ont une très forte cohérence à l'état sec (teneur en eau moyenne à faible) mais très glissants à l'état humide. Pour ce qui est du lieu d'emprunt du remblai, il provient d'un monticule situé à moins de 100 m du projet.

### 3.2 Désordres constatés

Construit en 1983, ce remblai n'a pas posé de problème d'entretien particulier. Et ce, jusqu'à février 1996 où un léger tassement du bord de la route fut constaté. Quelques jours après, les désordres ont commencé à s'amplifier. Les désordres (Fig. 1) ont affecté particulièrement le talus côté aval de la route. Les fissures ont pris des dimensions importantes, allant jusqu'à 05 cm d'ouverture profonde au niveau de la chaussée. L'affaissement s'est accentué davantage sur plus de 30 m linéaires. Une rupture superficielle, peu profonde a affecté le talus aval accompagnée de fissures de 5 cm de large. Les descentes d'eau ont été littéralement coupées en plusieurs morceaux. Le remblai a bien glissé de quelques centimètres comme l'atteste le déplacement des bordures de trottoir. En avril 1996, un bureau chargé de l'expertise a émis l'hypothèse d'une éventuelle rupture qui pourrait se généraliser et affecter tout le remblai. Dès lors, et pour ne pas mettre en danger la sécurité des usagers de la route, l'administration compétente a fait exécuter en toute urgence une piste de déviation de la circulation.

### 3.3 Cause des désordres

Le talus du remblai était initialement stable grâce non seulement à la résistance au frottement mais à la cohésion apparente du sol. Cette cohésion serait induite par les pressions interstitielles négatives importantes, qui régnaient dans le remblai, du fait de la succion, des sols argileux non saturés. Un cas similaire est rapporté dans la littérature, par [4], sur un remblai de voie ferrée construit près de Notch Hill dans le centre de la Colombie-Britannique. Le remblai constitué de limon local a été affecté par des ruptures peu profondes du talus sur plusieurs sections importantes. L'auteur évoque dans son article des essais en laboratoire sur des matériaux saturés et non saturés et sur des mesures de succion in situ. Le confortement a nécessité la couverture du talus par une couche épaisse de gravier. Nous pensons que c'est le même phénomène qui a affecté le remblai de Djemmorah. Les infiltrations des eaux de pluie abondantes lors de la saison 1996 ont pu saturer les

couches superficielles du remblai et diminuer sensiblement leur succion, le sol a perdu beaucoup de sa cohésion apparente. Car c'est la succion qui, quand elle est importante, induit des pressions interstitielles négatives, qui confèrent alors au sol cette cohésion.

#### 3.4 Travaux de confortement et de drainage

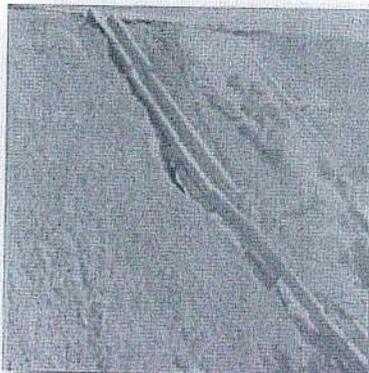
Le drainage n'est pas posé dans le cas de Djemmorah car la nappe la plus haute est à -3.0 m du terrain naturel. Le sol de fondation est de son côté très stable. Deux solutions de confortement peuvent être proposées, la première c'est le rechargement des talus par une couche épaisse de TVO (Tout venant d'oued abondant le long de l'oued Abdi, qui traverse la région). Le seul inconvénient du rechargement c'est qu'il nécessite, bien entendu, une emprise assez considérable de part et d'autre de la route. La deuxième solution consiste au battage de clous en acier (on propose ici des clous en rails de chemin de fer usagés) pour faire fixer la partie superficielle du talus en rupture avec la partie saine constituée par le noyau du remblai. Ensuite réaménager le talus pour éviter les infiltrations des eaux de pluie.



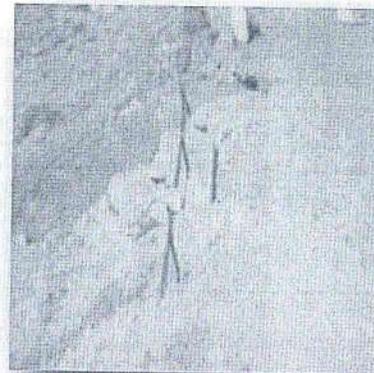
a) Affaissement du Remblai côté aval



b) Fissure de la chaussée côté aval



c) Rupture des descentes d'eau



d) Déplacement des bordures côté aval

Figure 1. Photos montrant les désordres du Remblai de Djemmorah

## 3.5 Calcul de stabilité du talus du remblai de Djemmorah

La figure 2 présente la géométrie du remblai, ainsi que les caractéristiques physiques et mécaniques du remblai. On admet que la partie supérieure, sur 5 m de profondeur, du remblai en matériau argileux a subi une infiltration sensible des eaux et donc elle est affectée par la diminution de la succion et donc de la cohésion. A savoir cohésion initiale 30 kPa, cohésion actuelle 5 kPa. La figure 3 montre les confortements proposés, rechargement en TVO et clouage du talus par battage de barres d'acier. Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau 1. La figure 4 montre le clouage avec Geoslope et la figure 5 présente le maillage, avec Flac, les conditions de frontière, les clous en tension, ainsi que le vecteur déplacement et contours de vitesses selon x.

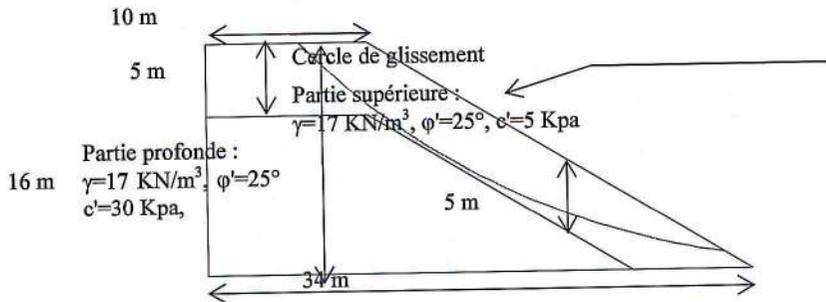


Figure 2. Remblai de Djemmorah



Figure 3. Confortement du talus a) avec rechargement b) avec clouage

Tableau 1. Résultats du calcul du coefficient de sécurité avant et après confortement

	F <sup>a</sup> <sub>min</sub> avant confortement			Confortement avec Rechargement			Confortement par Clouage		
	Nixes et Trolle <sup>s</sup> <sup>b</sup>	Géo-Slope <sup>c</sup>	Flac <sup>d</sup>	Nixes et Trolle <sup>s</sup> <sup>b</sup>	Géo-Slope <sup>c</sup>	Flac <sup>d</sup>	Nixes et Trolles <sup>b</sup>	Géo-Slope <sup>c</sup>	Flac <sup>d</sup>
Talus sec avant désordres	2,15	2,20	2,20	-	-	-	-	-	-
Remblai après désordres	1,06	1,06	1,06	1,36	1,35	1,34	1,87*	1,66*	1,82*
								1,65*	1,65*
							1,61*	1,49*	

$F_{\min}^a$  = coefficient de sécurité de stabilité du talus minimum

Nixes et Trolles<sup>b</sup> logiciel utilisant la méthode de Bishop et des perturbations.

GéoSlope<sup>c</sup> logiciel utilisant plusieurs méthodes, dont Bishop considéré dans cette étude

Flac<sup>d</sup> logiciel utilisant un calcul numérique aux différences finies

\* 8 clous (barres d'acier) inclinés de 20° sur l'horizontale et espacés de 2 m horizontalement.

\*\* 8 clous inclinés de 30°.

\*\*\* 8 clous inclinés de 40°.

### 3.6 Conclusion sur le Remblai de Djemmorah

Le remblai de Djemmorah initialement stable à la construction ( $F=2.2$ ), connaît des désordres très graves suite à l'altération des caractéristiques mécaniques du remblai causée par les infiltrations importantes d'eaux de pluie dans un matériau argileux plastique. L'estimation de  $F$  à ce stade est de 1,06. Le confortement par rechargement en TVO peut éviter l'effondrement du talus ( $F=1.35$ ),  $F$  peut être aussi amélioré si la base supérieure est augmentée de quelques mètres. Le confortement par clouage (nailing) peut être aussi envisagé car on peut remarquer que  $F$  passe à 1,8 pour 8 rails battus selon une inclinaison de 20° et un espacement dans le sens longitudinal de 2,0 m.

Si l'on peut noter que les résultats de Nixes, Geoslope, Flac sont concordants pour le talus non renforcé, on ne peut pas tout à fait dire la même chose pour le talus renforcé par inclusions. Dans les trois méthodes, le clou est mis en tension (effort de traction) par effet du frottement sol/clou, dès qu'il y a des déformations de déplacements même minimales du sol. Le frottement sol/clou est de 28 KN/ml pour notre cas. Pour Nixes et Geoslope, l'effort de traction maximal est mobilisé en fonction de la longueur d'ancrage prise en compte. Nixes se réfère au critère clouterre (fonction des caractéristiques géotechniques du sol) [5]. Geoslope prend comme longueur d'ancrage toute la partie du clou située au-delà de la ligne de rupture dans la partie résistante. Flac ne fait aucune hypothèse préalable sur une potentielle ligne de rupture. Il utilise pour le calcul du coefficient de sécurité, la méthode de la réduction de résistance, dans un modèle discrétisé en différences finies. Flac permet de modéliser le clou en un élément structural appelé câble ayant un seul degré de liberté par nœud (déplacement axial) et dont le comportement de traction par frottement est inclus dans le code. Enfin on peut remarquer que l'inclinaison des clous influe sur le renforcement. L'angle de 20° admis au départ se trouve justifié car il donne ici le meilleur coefficient de sécurité.

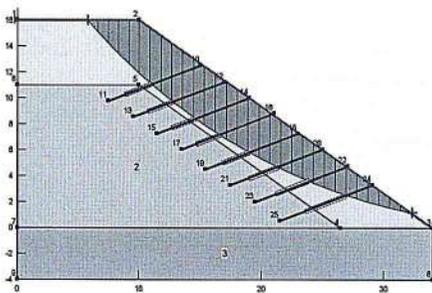


Figure 4. Clouage du talus avec Geoslope

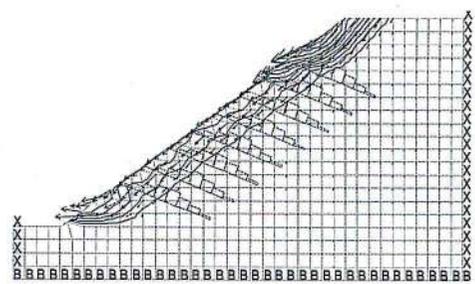


Figure 5. Maillage, conditions aux limites, clous en tension, vecteurs déplacements

## 4 Conclusion

Un cas de désordre de talus d'un grands remblais et des solutions de confortement urgentes qui permettent de gérer le risque et éviter l'effondrement total de la route ont été exposés dans cette étude. Les remarques suivantes peuvent être exprimées :

Les grands remblais en matériaux argileux peuvent subir des désordres à long terme du fait des raisons citées par ailleurs dans cette étude. On peut recommander que le matériau argileux est à

utiliser en remblai, qu'il soit être impérativement protégé par une couche épaisse de matériau graveleux. Ou mieux encore le matériau devrait être renforcé par des inclusions dès sa construction en plus d'un revêtement en béton du talus pour le mettre hors eau à court et long terme. Ce qui éviterait tout désordre ultérieur et minimiserait les effets du fluage à long terme qui affecte ce type de matériau, comme mentionné par [6].

Dans tous les cas, les sections de grands remblais doivent être considérées comme des ouvrages. Une étude géotechnique suffisamment approfondie, doit prendre en compte les fourchettes de variation des divers paramètres (position de la nappe, caractéristiques de résistance au cisaillement, géométrie de l'ouvrage). Il faut prévoir dans tous les cas, un drainage efficace au contact du remblai avec le sol de fondation, pour prévenir des variations difficilement prévisibles de la pluviométrie et du régime hydraulique. Un dispositif de surveillance doit être impérativement mis en place sur les grands ouvrages dès la phase construction afin de prévenir tout désordre, avant qu'il ne s'accélère et entraîne la rupture de l'ouvrage.

Enfin, pour ce qui est des calculs de coefficient de sécurité, et de l'analyse de stabilité des structures, les deux méthodes d'analyse, équilibre limite et modélisation numériques aux éléments ou aux différences finies, sont applicables. Mais nous pensons que pour l'avenir les dernières seront plus efficaces, car les techniques innovantes de bien construire, notamment construire avec des sols renforcés, requièrent des outils d'analyse numériques qui permettent au concepteur de faire une analyse complète, contraintes, déformations, respect des critères de rupture expérimentaux, etc.

### Bibliographie

- [1] R.M. Faure "Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations" Revue française de géotechnique, 1985, n°33, pp.49-59.
- [2] GeoSlope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [3] FLAC. Fast Lagrangian Analysis of Continua. ITASCA Consulting Group, Inc. Minneapolis. 2005.
- [4] J. Krahn, D.G. Fredlund and M.J. Klassen "Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill" Canadian geotechnique journal, 1989, vol.26, n°2, pp.269-278.
- [5] F. Schlosser "Recommandations Clouterre 91" Paris : Presses de l'E.N.P.C., 1991. 268p.
- [6] KAZARNOVSKY, V.D., PAVLOVA, L.N. Consideration of the creep of clay soils of technogenic structure in analysing stabilities of slopes of high embankments. *Landslides*, Bell (ed), Balkema, Rotterdam, 1991, p.471-474.

### 3D DESICCATION CRACK PATTERN EFFECTS ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF CLAY.

H. Trabelsi<sup>1</sup> and M. Jamei<sup>1</sup>

*houcemtr@yahoo.fr*

<sup>1</sup> *Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, ENIT, Tunisie.*

**Abstract :** *Wetting-draining cycles affect the hydro-mechanical behaviour of soils. Cracks appear and diffuse during the hydro-mechanical cycles. The crack network characteristics depend also on the history of the loading – unloading paths. This paper explores the influence of crack pattern induced by wetting-draining cycle, on the degradation of the compressive strength of Beja soil: a clayey soil from North of Tunisia. The results of an experimental program with Unconfined Compressive Strength (UCS) of Soft Clay under drying path are described. Both intact and damaged specimens are subjected to compression at dried conditions to determine the peak and post-failure. The paper concerns the damage effect on UCS which is called in the paper an apparent UCS.*

**Key-Words:** *Unconfined compressive strength, clayey soil, crack parameters, Modified Mohr-Coulomb model, landslides.*

#### 1. Introduction

In the region of Beja, in the North-West of Tunisia, more than 75% of the agricultural land consists of clays with different degrees of expansiveness. In this region, winter is a relatively wet season and summer is a very dry season. These seasonal variations lead to a high degree of the soil clayey desiccation [1]. Cracking induced by desiccation in clayey soils can be associated to:

- i. Desiccation which corresponds to water loss from a soil surface submitted to dry conditions during relatively long periods (Figure.1),
- ii. Underground water use,
- iii. Presence of trees with high hydraulic demand.

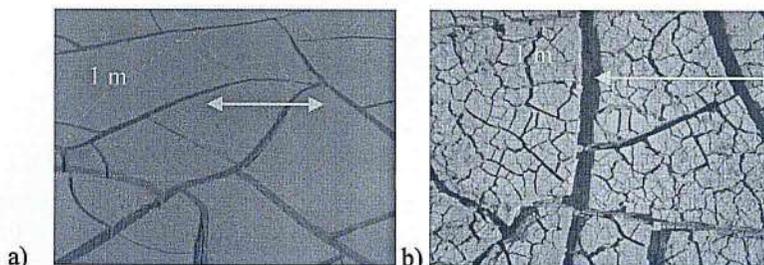


Figure . Drying Clay soil (Tunisia); a) Slurry and dried, b) After some humidification-desiccation cycles.

This paper presents a laboratory experiments carried on clay (figure 1) from the region of Beja. The experiments include UCS tests. Also, a hydro-mechanical formulation is proposed, based on the Modified Mohr-Coulomb model, which is implemented in the finite element program CODE\_BRIGHT. The model relates the porosity evolution to the strength via the cohesion. Finally, simulations of UCS tests are shown using the proposed model. Prediction of the compressive cracks is attempted in the simulations to check the validity of the model.

## 2. Material characteristics

The soil used in this study was a Beja clay retrieved near a national Tunisian road, which was damaged after landslides triggered by rainfall. The air-dried soil was sieved through 400- $\mu\text{m}$  sieve and the passing material was the one used for the tests. Figure 2 shows the grain-size distribution of the natural material. Table 1 summarizes consistency limits and additional properties of this clay. The soil is classified as high-plastic inorganic clay (CH) (USCS, ASTM D2487).

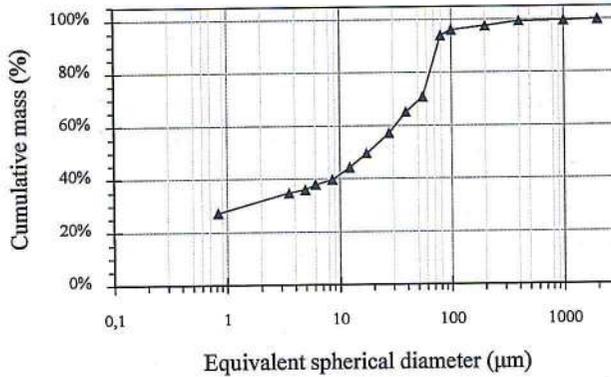


Figure . Grain size distribution curves clay (clay from Beja, Tunisia).

Table . Physical properties of Beja clay.

Soil properties	Value
Solid density	2.70 g/cm <sup>3</sup>
Liquid limit	62%
Plastic limit	30%
Shrinkage limit	around 15%
Plasticity index	32%
Fraction of fines (< 75 $\mu\text{m}$ )	90%
Clay-size fraction (< 2 $\mu\text{m}$ )	32.5%

The water retention curve shown in Figure 3 was determined following a drying path under unstressed conditions and starting from remoulded state (initial void ratio:  $n_0=0.68$ , initial dry density:  $\rho_{d0}=0.86 \text{ Mg/m}^3$ ). A final void ratio  $n_f=0.31$  was finally achieved after drying at a relative humidity of 50% (total suction around 100 MPa). Several techniques were used to cover a wide suction range, namely mid-range tensiometer for matric suctions lower than 200 kPa and Dew-Point Mirror Psychrometer. As shown in figure 3, the different techniques displayed consistent results.

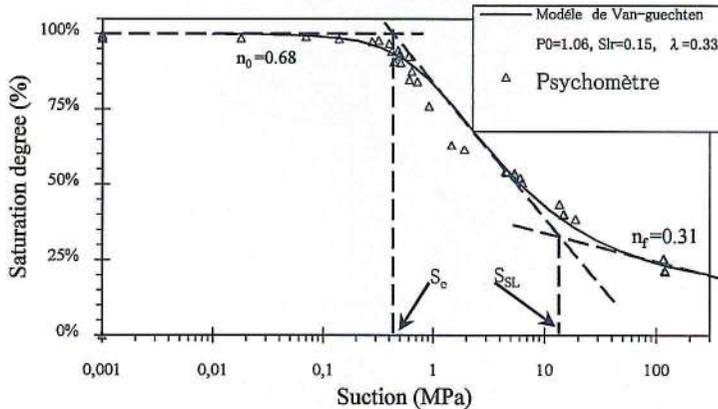


Figure . Experimental and fitted water retention curves on drying starting from slurry conditions.

### 3. Unconfined compressive strength

#### 3.1. USC apparatus

To determine the UCS, several direct or indirect experimental methods have been developed and presented in the literature [2][3][4]. The testing program for the present study involved direct UCS tests under controlled displacement. A direct UCS apparatus similar to that used by [5] [6] [7], was used to perform the controlled-force tests in order to determine tensile strength. The cell is made up of three main parts: two trapezoidal shape pieces, one is fixed and the other moves on the application of imposed force or displacement, and a central part that configures the homogeneous 'interest zone' for the application of the compressive stress.

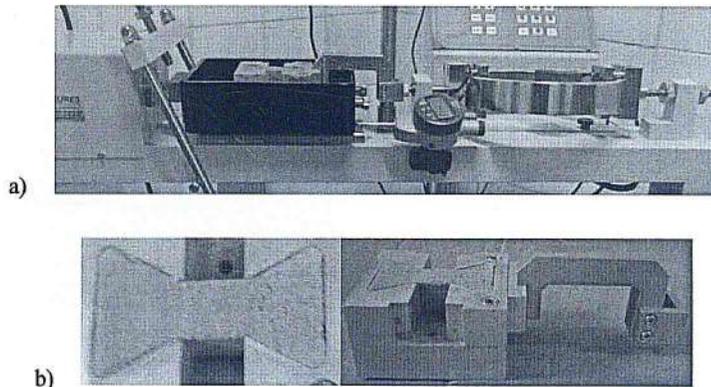


Figure . a) Compressive strength devise. b) Specimen.

This new direct UCS apparatus under controlled displacement conditions have been recently designed, specifically adapted to be placed in conventional direct shear box equipment. Figure 4. a) Shows a photograph of the new cell placed in the direct shear box. During the UCS tests, the displacement was measured with an LVDT transducer and the compressive force automatically recorded from the load cell output.

3.2. Compressive test for the homogenous material

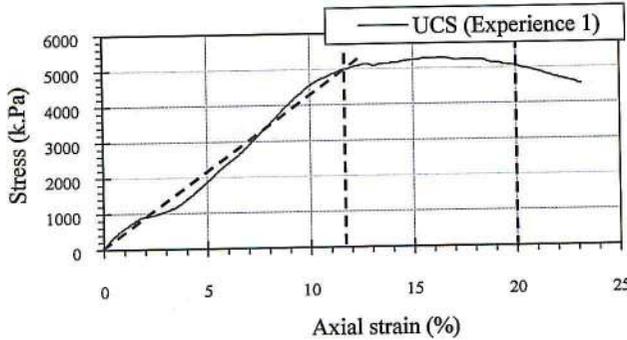


Figure . Experimental and fitted compression stress curves for undamaged (intact) samples.

For unconfined compression tests, the pore-air pressure can be assumed to be atmospheric and the results can be interpreted assuming constant matrix suction. To determine the effect of damage on the UCS we have to determine the UCS for same clay to the intact state. We chose to make tests on samples submitted to fixed climatic conditions ( $T=45 \text{ }^\circ \pm 1 \text{ }^\circ$ ,  $Hr=45 \text{ } \% \pm 2 \text{ } \%$ ). These weather conditions give us a hydraulic balance with suction approximately 18MPa. All unconfined compression tests were conducted with identical initial conditions in order to eliminate the suction effect. The experience 1 consist of undamaged specimen slurry at water moisture content of 90% (1.5\*Wl) and submitted to desiccation with fixed climatic conditions. Figure 5 shows the specimen inside the UCS devise before test. Figure 6 shows the Stress-Strain curve for Experience1. The graph presents three phases: (1) Elastic (2) Plastic (3) Failure. The elastic modulus is  $E=44.52\text{MPa}$ . The unconfined compressive strength is 5.3 MPa. The value of UCS is similar of concrete useful. Then, treated clay can be used in future research for building [8][9].

3.3. Apparent Compressive strength of cracked material (A-UCS)

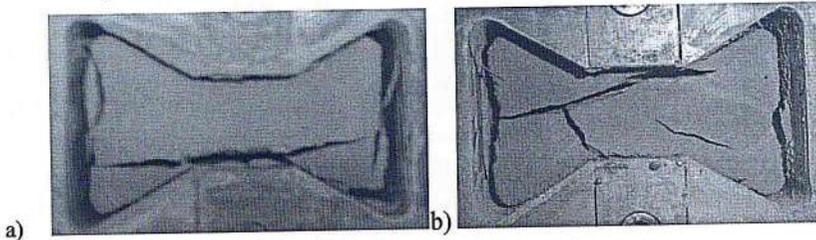


Figure . a) Experience 2, b) Experience 3

In order to evaluate crack pattern effect we use two specimens with the same initial water content  $W_i = 90\%$ . The specimen 2 is to 2 cm height and specimen 3 is 1 cm height. To analyses the crack pattern characteristics we use an image analysis program "ImageJ". We determine the CIF only on central part. Table 2 resume the crack characteristics and the mechanical results for every test.

Table . Physical properties of Beja clay.

Test N°	CIF (%)	LF (cm/cm <sup>2</sup> )	NF	Elastic modulus E (MPa)	A-UCS (KPa)
2	12.38	0.76	2	14.9	411.5
3	17.33	0.95	3	5	524.4

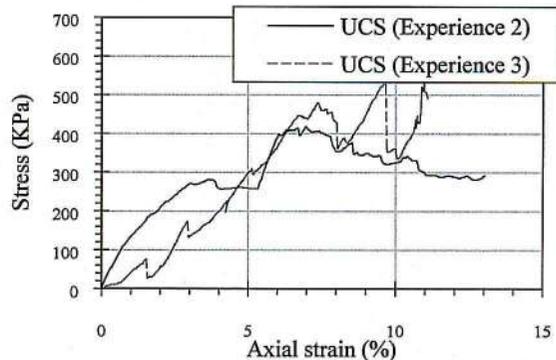


Figure . Experimental compression stress curves for damaged (cracked) samples.

3D desiccation crack pattern affects the A-UCS of clay essentially for two parameters. Also the apparent elastic modulus decreases and the behaviour of material come to be non-linear (figure 7). Magnificently the A-UCS dramatically decreases when crack appear in clay matrix.

#### 3.4. Cycle effect

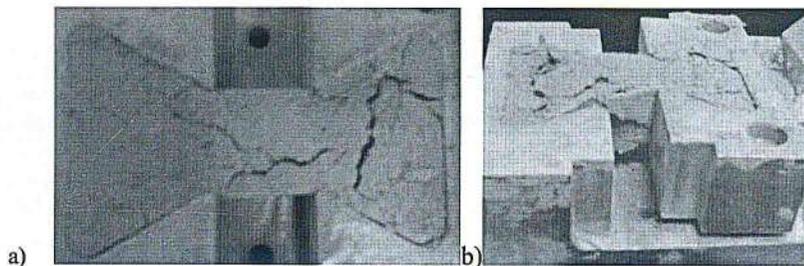


Figure . a) Sample after two cycles of humidification desiccation, b) Sample after UCS

In the previous section we showed the effect of the desiccation cracks on A-UCS. In this section we are going to study the effect of cracks led by two cycles of humidification-desiccation (figure 8). We notice a significant diminution in the apparent module of elasticity approximately 1.5MPa. On the other hand A-UCS continues to decrease (figure 9).

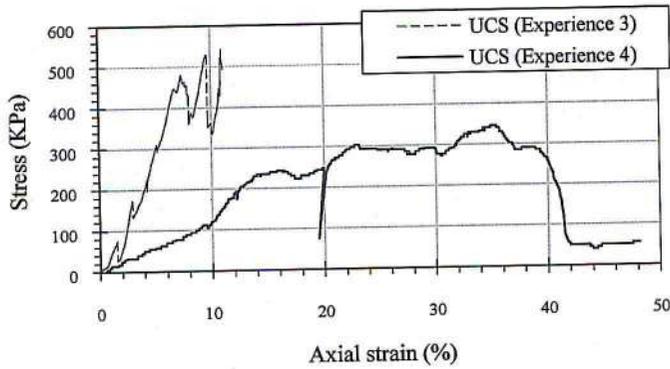


Figure . Stress-Strain curve for one and two cycles of humidification desiccation.

**4. Numerical simulation**

We use a new model proposed by Trabelsi et al. [6] which relates cohesion by suction and porosity. The geometry is the same of figure 4. The boundary conditions are similar to the experiment 1. For the material we impose a suction equal 18MPa. Heterogeneity in porosity is imposed in a range of 0.3-0.31. The elastic modulus for undamaged material is imposed to 45MPa. The results of homogenous simulation is presented in figure 10. Figure 10 a) presents the simulation of UCS for homogenous material, the simulation results are in coherence with the experiment ones. In the same simulation we impose the same crack network using Image Analysis Technic via Image programme and Maple worksheets. The cracks are presented by height porosities and the results are presented in figure 10 b).

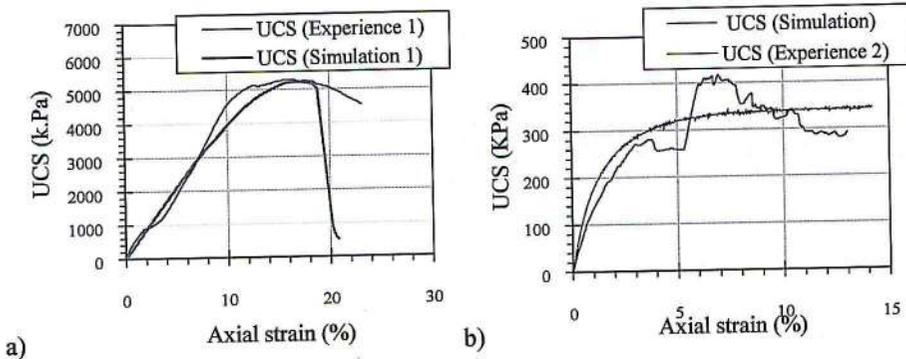


Figure . Numerical simulation of UCS with modified Mohr-Coulomb model.

**5. Conclusion**

This research proves the extreme importance to consider crack network influence on unsaturated soil hydro-mechanical behaviour. Crack network affects also the permeability, accelerates the desiccation process and increases the suction. Some models [6] [7] such as BBM consider that the suction increase the cohesion, but it losses the fact that the cohesion decreases by cracks

developing, and its effects on the history soil behaviour. Some authors such as Pineda et al [10] give a relationship between cohesion degradation and relative humidity (RH) cycles. This idea can be enhanced with the crack network characteristics in order to give a generally law in future research. A new model can be used to simulate the 3D cracks effect on UCS.

### References

- [1] M.Jamei, H. Guiras, K. Ben Hamouda, M. Hatira, S. Olivella, 2008. A study of the slope stability in unsaturated marly clay soil, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXX, N° 1-2, 2008.
- [2] T. Nishimura, D. Fredlund, 2000. Unconfined Compressive Strength of a Silty Soil and Kaolin Below the Residual State. *American Society of Civil Engineers, Advances in Unsaturated Geotechnics*, 262-274.
- [3] J. Chae, B. Kim, S. Park, Shoji Kato, 2010. Effect of suction on unconfined compressive strength in partly saturated soils. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Volume 14, Issue 3, pp 281-290.
- [4] A. Uchaipichat, 2014. Effect of suction on unconfined compressive strength of clayey soils with different sand contents. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, VOL. 9, NO. 6.
- [5] MR. Lakshmikantha, PC. Prat, J. Tapia, A. Ledesma, 2008. Effect of moisture content on tensile strength and fracture toughness of a silty soil. *Proc. of First European Conference on Unsaturated Soils, E-UNSAT, Durham, UK*, Pages 405-409.
- [6] H. Trabelsi, M. Jamei, H. Zenzri, and S. Olivella. Crack patterns in clayey soils: Experiments and modeling [Revue]// *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. - 2011. - pp. 1410-1433.
- [7] H. Trabelsi, M. Jamei, H. Guiras, Z. Hatem, E. Romero and O. Sebastia, Some investigations about the tensile strength and the desiccation process of unsaturated clay. [Conférence]// *EPJ Web of Conferences*. - France - poty : [s.n.], 2010.
- [8] A. Casagrande, (1970). The structure of clay and its importance in foundation engineering. *Boston Society Civil Engineers Journal*.
- [9] J. Beretka and P. J. Mathew, (1985). Natural radioactivity of Australian building materials, industrial wastes and by-products. *Health physics*, 48(1), 87-95.
- [10] J. A. Pineda, E. Romero, M. De Gracia, & D. Sheng, (2014). Shear strength degradation in claystones due to environmental effects. *Géotechnique*, 64(6), 493-501.