MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTTIFIQUE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMEDIENE
FACULTE DE GENIE CIVIL

LABORATOIRE D'ENVIRONNEMENT, D'EAU, DE GEOMECANIQUE ET OUVRAGES (LEEGO)

Le 2ème Colloque International

Sols Non Saturés et Environnement

(UNSAT Alger 2012)

Alger, 05 et 06 novembre 2012

LABORATOIRE D'ENVIRONNEMENT, D'EAU DE GEOMECANIQUE ET OUVRAGES (LEEGO)

En partenariat avec

Et la collaboration de

COMITE SCIENTIFIQUE

PRESIDENT: BAHAR Ramdane	USTHB
ABOU-BEKR Nabil	U. Tlemcen
ALLAL M. Amine	U. Tlemcen
ARAB Ahmed	U. Chlef
ARAB Rabah	Huesker, France
BERGA Abdelmadjid	U. Béchar
BOUAFIA Ali	U. Blida
DERRICHE Zohra	ENTP, Alger
FLEUREAU Jean-Marie	EC Paris
FRY Jean-Jacques	EDF-ENISE
HACHICHI Abdelkader	UST Oran
HOXHA Dashnor	U. Orléans
JAMEI Mehrez	ENI Tunis
MEGHACHOU Mourad	U. Sidi Bel Abbes
MEKERTA Belkacem	ENSET Oran
MISSOUM Hanafi	U. Mostaganem
MODARESSI Arézou	EC Paris, France
NECHNECH Ammar	USTHB, Alger
PANTET Anne	U. Le Havre, France
SCHANZ Tom	U. Bochum, Allemagne
TAIBI Said	U. Le Havre, France
WANG Huaqing	U. Le Havre, France
ZERHOUNI M. Idriss	ARCADIS, France

COMITE D'ORGANISATION

PRESIDENT:	NECHNECH Ammar	U.S.T.H.B
VICE-PRESIDENT:	HADDADI Smail	U.S.T.H.B

ABOU-BEKR Nabil	U.A.B.T
ABDELLI Kamel	U.S.T.H.B
AHMED CHAOUCH Ali	U.S.T.H.B
AISSIOU Fatma Zohra	U.S.T.H.B
AIT MOKHTAR Khedidja	U.S.T.H.B
AKCHICHE Mustapha	U.S.T.H.B
ALOUACHE Fateh	U.S.T.H.B
AOUDJANE Kheireddine	U.S.T.H.B
BENELDJOUZI Mohamed	U.S.T.H.B
BENCHABA Zahia	U.S.T.H.B
BENDAHGANE Mohamed	U.S.T.H.B
BERKANI Farida	U.S.T.H.B
BOUGUEROUA Amina	U.S.T.H.B
BOUHEDJA Samir	U.S.T.H.B
BOURABAH Maghnia Asmahane	U.A.B.T
CHERFA Hayet	U.S.T.H.B
CHIKHAOUI Mohamed	U.S.T.H.B
DALI BRAHAM Madjid	U.S.T.H.B
DJOUADI Kamel	U.S.T.H.B
FERGANI Souhila	U.S.T.H.B
KAOUA Farid	U.S.T.H.B
KENDEL Mahieddine	U.S.T.H.B
MISSAOUI Moussa	U.S.T.H.B
SOUDANI Khedoudja	U.S.T.H.B
TAIBI Said	U. Le HAVRE

COMITE D'ORGANISATION

PRESIDENT:	NECHNECH Ammar	U.S.T.H.B
VICE-PRESIDENT:	HADDADI Smail	U.S.T.H.B

ABOU-BEKR Nabil	U.A.B.T
ABDELLI Kamel	U.S.T.H.B
AHMED CHAOUCH Ali	U.S.T.H.B
AISSIOU Fatma Zohra	U.S.T.H.B
AIT MOKHTAR Khedidja	U.S.T.H.B
AKCHICHE Mustapha	U.S.T.H.B
ALOUACHE Fateh	U.S.T.H.B
AOUDJANE Kheireddine	U.S.T.H.B
BENELDJOUZI Mohamed	U.S.T.H.B
BENCHABA Zahia	U.S.T.H.B
BENDAHGANE Mohamed	U.S.T.H.B
BERKANI Farida	U.S.T.H.B
BOUGUEROUA Amina	U.S.T.H.B
BOUHEDJA Samir	U.S.T.H.B
BOURABAH Maghnia Asmahane	U.A.B.T
CHERFA Hayet	U.S.T.H.B
CHIKHAOUI Mohamed	U.S.T.H.B
DALI BRAHAM Madjid	U.S.T.H.B
DJOUADI Kamel	U.S.T.H.B
FERGANI Souhila	U.S.T.H.B
KAOUA Farid	U.S.T.H.B
KENDEL Mahieddine	U.S.T.H.B
MISSAOUI Moussa	U.S.T.H.B
SOUDANI Khedoudja	U.S.T.H.B
TAIBI Said	U. Le HAVRE

AVANT-PROPOS

Dans un pays qui a décidé de faire de **la recherche scientifique la clef de son développement et de son avenir**, une question essentielle s'impose **: comment nouer de nouvelles relations entre le monde socio économique et les universités et comment l'université doit répondre aux exigences de l'industrie ?**

Car construire l'**Algérie de la connaissance**, ce n'est pas seulement offrir à tous les jeunes bacheliers **le droit d'étudier** dans des universités et des écoles d'excellence, c'est aussi leur garantir les meilleurs chances **d'employabilité** pour qu'ils puissent faire valoir les connaissances, les compétences et les qualités qu'ils auront acquises et développées tout au long de leurs cursus universitaire.

L'U.S.T.H.B. œuvre depuis longtemps dans la **recherche formation**, le nombre de magisters et de doctorats soutenus atteste de sa grande contribution dans l'alimentation des autres universités et centres de recherches de chercheurs de bonne qualité. Elle incite, aussi, ses différents laboratoires de recherche **à développer et formaliser des relations avec le monde socio-économique.**

De part sa situation géographique et son climat, l'Algérie est un pays où l'ingénieur géotechnicien est confronté, au quotidien, aux effets de la non saturation du sol, qu'il soit utilisé comme matériau de construction (remblai routier, barrage, Centre de Stockage de Déchets, etc.), ou comme support de fondations (retrait gonflement du sol et son incidence sur les constructions).

En Algérie, Le premier colloque international sur la thématique des sols non saturés a été organisé à Tlemcen en Octobre 2009 (UNSATlemcen'09). Il avait permis notamment de réunir les compétences au sein de la communauté scientifique algérienne dans ce domaine et de créer un cadre qui les rassemble et leur permet de collaborer dans un esprit de complémentarité : c'est le réseau unsat-dz (**www.unsat-dz.org**).

Dans le cadre de l'organisation des activités scientifiques internationales, le **L**aboratoire **E**nvironnement, **E**au, **G**éomécanique et **O**uvrages **LEEGO** de la **F**aculté de **G**énie **C**ivil de l'**U**niversité des **S**ciences et de la **T**echnologie **H**ouari **B**oumediène **USTHB** organise, en collaboration avec l'université de Tlemcen et l'université du Havre, Le deuxième colloque international UNSATDZ « ***Sols Non Saturés et Environnement*** » **UNSAT Alger 2012** qui se déroulera les 05 et 06 novembre 2012.

Ce colloque a pour objectif de renforcer le dialogue au sein du réseau Algérien **UNSAT-DZ** et définir des projets scientifiques collaboratifs permettant de prendre en charge les problèmes endogènes liés à la problématique des sols non saturés et son impact environnemental.

L'importance de la thématique qui sera développée lors de ces journées, ainsi que les échanges techniques et scientifiques entre les différents intervenants, experts nationaux et étrangers, constituent des facteurs de promotion scientifique entre l'université et le monde socio-économique et industriel.



SOMMAIRE

Avant-propos

Thème 1 : Comportement mécanique des sols non saturés

FEIA Sadok, SULEM Jean, GHABEZLOO Siavash, CANOU Jean et DUPLA Jean-Claude

EVALUATION DE LA DISTRIBUTION DE LA TAILLE DES PORES D'UN SABLE PAR LA METHODE TENSIOMETRIQUE……..... 2

BOUROKBA MRABENT Souad Amel, , HACHICHI Abdelkader, FLEUREAU Jean-Marie et HASSAN MOULAY Omar

INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES SUR LE COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE MERS EL-KEBIR SOUS CHEMIN D'HUMIDIFICATION DRAINAGE……..... 11

WAN Min, MENACEUR Hamza, DELAGE Pierre, TANG Anh Minh et GATMIRI Behrouz

PROPRIETES DE RETENTION D'EAU DE L'ARGILITE DU CALLOVO-OXFORDIEN……..... 19

BOURABAH Maghnia Asmahane, TAIBI Said et ABOU-BEKR Nabil

ETUDE DU COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE DES SEDIMENTS DE DRAGAGE……. 30

GHEMBAZA Moulay Smaine, BELAL Tewfik1 et BELLIA Zohir

SIMULATIONS NUMERIQUES DE LA COURBE DE RETENTION D'EAU DES SOLS EN TEMPERATURE……. 41

BELLIA Zoheir, GHEMBAZA Moulay Smaine et BENAMAR Zoubir

MODELISATION DES COURBES DE RETENTION ET DETERMINATION DE LEUR VARIABLES CARACTERISTIQUES……..... 52

BELLIA Zoheir, GHEMBAZA Moulay Smaine et BENAMAR Zoubir

EFFETS DE LA TEMPERATURE ET DE LA DENSITE INITIALE SUR LES COURBES DE RETENTION D'EAU SUR CHEMINS DE DRAINAGE ET D'HUMIDIFICATION ARBITRAIRES……..... 60

DERRICHE Zohra, KERFOUF Hamid et GUERIDI Fatima

ANALYSE DES PROFILS DE DENSITE D'UN SOL COMPACTE A FAIBLES TENEURS EN EAU……..... 66

ZIANI Hocine et ABBECHE Khalifa

ETUDE DE L'EFFET DE LA CHARGE VERTICALE (Pv) SUR LE POTENTIEL D'EFFONDREMENT (CP) DES SOLS SOUS L'EFFET DE L'INONDATION…….. 77

DERFOUF Mounir, ABOU-BEKR Nabil, TAÏBI Saïd et ALLAL Mohammed Amine

EFFET DE LA SUCCION SUR LE COMPORTEMENT HUDROMÉCANIQUE DE L'ARGILE DE BOUGHRARA COMPACTÉE(TLEMCEN)……... 88

ARAB Ahmed, BELKHATIR Mostéfa et SHAHROUR Isam

EFFET DE LA SATURATION SUR LE COMPORTEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE D'UN SABLE SATURATION EFFECT ON THE MONOTONIC AND CYCLIC BEHAVIOUR OF SAND……..... 96

DELLA Noureddine, BELKHATIR Mostefa et ARAB Ahmed

LABORATORY INVESTIGATION ON THE SATURATION AND INITIAL STRUCTURE EFFECTS ON THE UNDRAINED BEHAVIOR OF GRANULAR SOIL UNDER STATIC LOADING…….. 105

El GHEZAL Latifa, JAMEI Mehrez, ZENZRI Hatem et NICOT François

A DISCRETE ELEMENT METHOD TO PREDICT DESICCATION CRACK…….. 117

Thème 2 : Transferts dans les sols non saturés

TAOUDIAT S., AHFIR N-D., JARDANI A., WANG H-Q. et DUPONT J-P.

CARACTERISATION HYDROELECTRIQUE D'UN MILIEU POREUX SOUMIS A UN ECOULEMENT CHARGE DE PARTICULES EN SUSPENSION……... 125

AL-ANBAKI Usama, KÖNIG Dithard et SCHANZ Tom

DETERMINATION OF WATER RETENTION CURVES OF A NONWOVEN POLYPROPYLENE GEOTEXTILE…… 136

LAMARA Mohammed et DERRICHE Zohra

UNSATURATED HYDRAULIC FLOW THROUGH DUNE SAND COMPARISON OF SWCC DRYING AND WETTING PATHS…… 143

ZADJAOUI Abdeldjalil

UNE NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE À PARTIR DU FRONT D'HUMIDIFICATION…… 153

MELBOUCI Bachir et SEDDIK Rezika

EVOLUTION DE LA PERMEABILITE DES MATERIAUX GRANULAIRES A L'ECRASEMENT…….. 158

DJELOUAH Abderrazik et BOUHERAOUA Ali

ÉVALUATION DE L'EFFET DE LA VARIABILITÉ DE « k » SUR L'ÉCOULEMENT DANS UN MILIEU POREUX NON SATURÉ…… 169

BOUTELDJA Fathe, BREUL Pierre et MAOUI Ammar

DETERMINATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE NON SATUREE DES SABLES COMPOSANT LES FITRES D'ASSAINISSEMENT NON COLLECTIF…… 178

KAZI TANI Hychem Abdesslem, BOUANANI Abderrezak et BABA-HAMED Kamila

ETUDE DU TRANSPORT EN SUSPENSION DANS UN MILIEU POREUX SATURE AU LABORATOIRE…… 188

HAMADACHE Kamel, DERRICHE Zohra et AMDOUN Ryad.

ÉVALUATION DE QUELQUES MODÈLES PRÉDICTIFS DE LA PERMÉABILITE PAR ANALYSE DE RÉGRESSION SIMPLE EN UTILISANT LA BASE DE DONNÉES SOILVISION…… 198

BOUCHEMELLA Salima, ALIMI-ICHOLA Ibrahim et SERIDI Ahcène

SIMULATION NUMÉRIQUE DU MOUVEMENT DE L'EAU DANS LES SOLS NON SATURÉS: ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LES TROIS FORMES DE L'ÉQUATION DE RICHARDS POUR LE CAS D'UNE INFILTRATION VERTICALE…….. 213

MALIKI Mustapha, LAREDJ Nadia, BENDANI Karim et MISSOUM Hanifi

SIMULATION DU TRANSFERT MULTIPHASE GÉNÉRÉ PAR LA VARIATION DE TEMPÉRATURE DANS LES PAROIS DE BÂTIMENT…….. 224

HAMZA Ali, BOUDLAL Omar et FEKHART Karima

INFLUENCE DE LA NON SATURATION SUR LA HAUTEUR DE LA SURFACE DE SUINTEMENT…….. 234

Thème 3 : Etude de cas in-situ

MEDJNOUN Amel, KHIATINE Mohamed, LACHEBI Kamel et BAHAR Ramdane

RESULTATS D'ESSAIS DE GONFLEMENT: COMPARAISON DE METHODES…….. 245

HADJI Riheb, BOUMAZBEUR Abd Errahmane, DEMDOUM Abdeslem, LIMANI Yacine et BAGHEM Mustapha

CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA DE RETRAIT-GONFLEMENT DE LA COMMUNE DE SOUK AHRAS…….. 257

LAHMADI Azzeddine, ABBECHE Khelifa, BAKIR Nassima

TRAITEMENT D'UN SOL A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR LE CIMENT EN UTILISANT LA METHODE DOUBLE CONSOLIDATION…….. 269

ARAB Rabah, BRUHIER Johann, ZERHOUNI Moulay et DURAND Romain

LES GEOSYNTHETIQUES AU SERVICE DE L'AMELIORATION DES SOLS ET DE LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT……..... 277

BOURABAH Maghnia Asmahane, SERBAH Boumediene, ABOU-BEKR Nabil et TAIBI Said

EFFET DE LA CORRECTION GRANULOMETRIQUE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SEDIMENTS DE DRAGAGE…….. 288

BENAISSA Assia, ZEHOUR Aloui et SEBAIBI Yahia

TRAITEMENT ET VALORISATION DES BOUES DE DRAGAGE ISSUES DU BARRAGE DE FERGOUG ET LEUR UTILISATION EN TECHNIQUE ROUTIERE…… 299

LAOUAR Mohamed Salah

AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES D'UN SOL MACROPOREUX NON SATURÉ PAR AJOUT DE LA CHAUX……..... 308

ACHOUR Yacine, BENDAOUD El Amine, BOUMAZBEUR Abderahmane et CHOUABBI Abdelmajid

AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES TUFS CALCAIRES PAR TRAITEMENT AUX LIANTS HYDRAULIQUES ET POUZZOLANIQUES. (EXPERIMENTATIONS SUR LES SOLS DES HAUTS PLATEAUX DE SETIF)……... 317

LOUALBIA H. et SEBAIBI Y.

L'EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE DURCISSEMENT D'UN TUF CALCAIRE DE LA REGION DE DJELFA: APPLICATION EN TECHNIQUE ROUTIERE…… 328

GUERIDI F., BENMISRA F. Z. et DERRICHE Z.

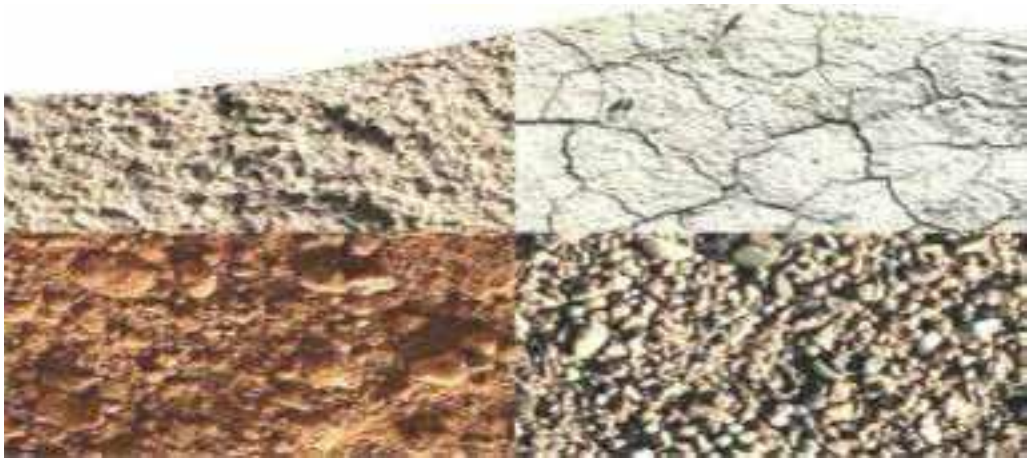
ANALYSE DE LA REACTION SOL-CHAUX ET SES EFFETS DANS LES SOLS STABILISES……... 334

Index des auteurs 346



Thème 1

Comportement mécanique des sols non saturés



EVALUATION DE LA DISTRIBUTION DE LA TAILLE DES PORES D'UN SABLE PAR LA METHODE TENSIOMETRIQUE

FEIA Sadok, SULEM Jean, GHABEZLOO Sivash, CANOU Jean & DUPLA Jean-Claude

sadok.feia@enpc.fr

Ecole des Ponts ParisTech
Laboratoire Navier – CERMES
6-8 avenue Blaise Pascal – Cité Descartes – Champs sur Marne 77455
Marne-la-Vallée Cedex 2 - France

Résumé

La distribution de la taille des pores dans un sable est une donnée importante en vue de la modélisation des phénomènes de transport de suspensions et de déposition de particules solides (colmatage). On peut citer dans le domaine du génie pétrolier, les phénomènes de colmatage lors de l'injection d'eau de production, des réservoirs de sable pétrolifère. On peut aussi mentionner, dans le domaine du génie civil, l'application à l'amélioration des sols par l'injection de coulis de ciment.
La distribution de la taille des pores d'un matériau poreux peut s'évaluer à partir de la détermination de la courbe de rétention d'eau lors du séchage d'une éprouvette. La méthode tensiométrique a été appliquée dans cet article. Cette méthode consiste à augmenter par palier la succion régnant au sein de l'éprouvette et à mesurer les variations correspondantes de la teneur en eau. A partir de la courbe de rétention d'eau, on peut évaluer la distribution de la taille des pores en appliquant la loi de Jurin qui permet d'exprimer la succion en fonction du rayon d'accès des pores. L'étude a porté sur l'influence de paramètres tels que la forme et la taille des grains, ainsi que l'état de densité de l'éprouvette.

Mots-clefs : *Milieu poreux – rétention d'eau – séchage – taille des pores – taille des grains*

Abstract

The pore size distribution in sand is an important data in the modelling of transport and deposition of suspensions of solid particles. One can mention various applications in petroleum and civil engineering such as the risk of clogging linked to the injection of produced water in oil sand reservoirs and soil reinforcement by injection of cement grout. The pore size distribution of a porous material can be evaluated from the water retention curve during drying of a specimen. The tensiometric method was applied in this paper. This is done by application of a step by step increase of suction and measure of the corresponding changes in water content. The pore size distribution can be evaluated from the water retention curve by applying Jurin's law, which links the suction to the pore access radius. In this work the influence of parameters such as the shape and the size of the grains, and also the state density of the specimen on the pore size distribution are explored.

Key-Words: *Porous media – Water retention curve – drying – pore size – grain size*

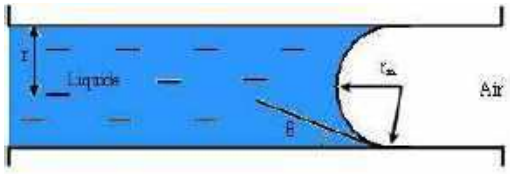
1. Introduction

Comprendre l'écoulement multiphasique à l'échelle des pores a une grande importance dans de nombreux domaines comme l'hydrologie lors de la circulation d'eau souterraine et l'ingénierie pétrolière lors de l'injection des eaux de production contenant des particules solides. Ces particules peuvent boucher les pores de la formation ce qui peut conduire à une augmentation de la pression d'injection au-delà de la capacité des pompes. Pour cela il est nécessaire de connaitre les caractéristiques géométriques du réseau poreux du milieu telles que la taille et la forme des pores. Dans la modélisation, le réseau poreux d'un sol est représenté à

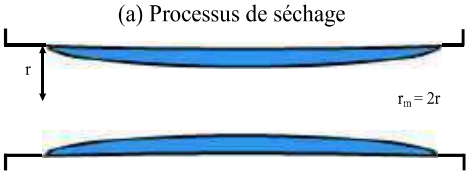
l'échelle microscopique par un réseau de pores reliés entre eux par des gorges. Ce type de modèle permet d'estimer la perméabilité absolue et relative du sol (Fischer et Celia, 1999; Vogel, 2000, Valvatne, 2004).
Au laboratoire, on évalue la distribution de la taille de pores dans les sols par différentes méthodes selon la nature du sol testé. On peut citer, la porosimétrie au mercure, la porosimétrie par sorption de vapeur d'eau, la méthode tensiométrique ou encore les méthodes basées sur la résonnance magnétique nucléaire.
Dans cet article, nous présentons les résultats d'une étude expérimentale en laboratoire utilisant la méthode tensiométrique afin d'évaluer l'influence de différents paramètres, tels que la taille et la forme des grains ainsi que l'état de densité de l'éprouvette.

2. **La méthode tensiomètrique**

La taille des pores est évaluée à partir des courbes de rétention d'eau. Le modèle d'écoulement sous-jacent fait l'hypothèse d'un réseau de pores constitué de tubes cylindriques parallèles pour lequel l'écoulement de l'eau se fait dans la direction de l'axe des cylindres. Cette hypothèse correspond au chemin de séchage, lorsque les pores sont initialement remplis d'eau liquide (Figure 1a). Pour le chemin de mouillage, la condensation de la vapeur d'eau contenue dans les pores se fait par la formation de ménisques cylindriques le long de la paroi des pores. (Figure 1b).
Ces courbes sont déterminées par la mesure tensiométrique de la succion (Delage et Cui 1998). C'est une technique de mesure de la pression négative de l'eau sous tension, analogue, dans son principe, à celle des pressions positives ; il est cependant nécessaire d'utiliser une pierre poreuse céramique fine, qui doit rester saturée à tout niveau de succion, et qui assure la continuité de l'eau entre le sol non saturé et le tube qui doit rester rempli d'eau. La parfaite saturation de la pierre céramique par l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre. Dans cette technique la succion maximale qu'on peut mesurer dépend de la pression négative maximale que peut supporter la pierre céramique car au delà de sa capacité, la pierre risque de se désaturer. Dans nos essais, nous utilisons une pierre céramique d'une capacité de 50 kPa. Cette pression est largement suffisante pour étudier les caractéristiques de rétention d'eau d'un sable.



(a) Processus de séchage



(b) Processus de mouillage

Figure 1. Schéma explicatif des processus de séchage et mouillage dans le réseau poreux constitué de cylindres de rayon r, (r_m est le rayon du ménisque de l'interface air-eau) (d'après Do, 1998)

3. Programme expérimental

3.1. Matériels et procédure de l'essai

La Figure 2 présente le dispositif d'essai qui est composé d'une cellule œdométrique (70 mm de diamètre et de 37 mm de hauteur), d'une pierre céramique d'une capacité de -50 kPa au séchage, et d'un tube d'eau gradué (diamètre 7mm) relié à un réservoir d'eau désaérée. Le dispositif est mis dans une salle climatisée à 20°C et durant tout l'essai, l'éprouvette est couverte par un film de cellophane qui empêche l'évaporation d'eau.

La technique de mesure tensiomètrique de la succion consiste à augmenter par palier la succion régnant au sein de l'éprouvette et à mesurer les variations correspondantes de la teneur en eau. Le niveau de l'eau dans le tube gradué est plus bas que l'éprouvette afin d'appliquer une succion dans le sol. Il en résulte, après l'équilibre hydrique, une variation du niveau d'eau dans le tube gradué. Au vu de la surface relativement petite du tube gradué, on peut négliger la quantité d'eau évaporée pendant l'équilibre hydrique. La lecture de la variation de niveau d'eau dans le tube permet de calculer le volume d'eau échangé entre le sol et le tube. En appliquant plusieurs niveaux de succions successifs, on peut obtenir les courbes de rétention d'eau pour les chemins d'humidification et de séchage. Le tube est gradué avec une résolution de 1mm, la précision de la mesure de volume d'eau dans le tube (diamètre 7mm) est donc d'environ 40 mm^3, ce qui est négligeable en comparaison du volume poreux de l'éprouvette de sol (environ 57000 mm^3).
A partir de la courbe de rétention d'eau (courbe de séchage) et en appliquant la loi de Jurin (équation 1) qui permet d'exprimer la succion en fonction du rayon d'accès des pores, on peut évaluer la distribution de la taille des pores.

$$s = u_a - u_w = \frac{4\sigma_s \cos\theta}{d_p} \quad (1)$$

Où s est la succion, d_p est le diamètre d'accès des pores, u_a et u_w sont respectivement les pressions d'air et d'eau, σ_s est la tension de surface eau-air, θ est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide. On a pour l'eau $\sigma_s = 72,75\times10^{-3}$ N/m et $\theta = 15°$, on peut donc prendre $\cos\theta \approx 1$.

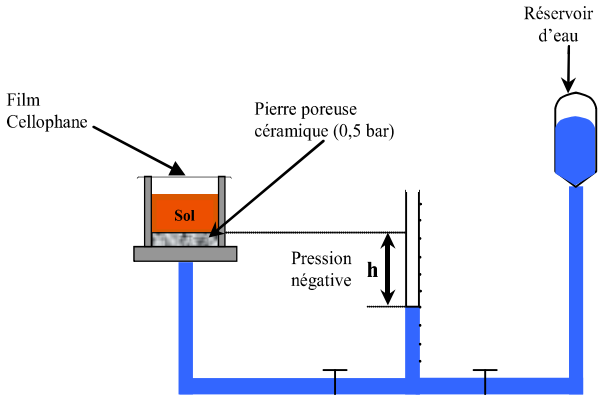


Figure 2. Schéma explicatif de la méthode de mesure tensiométrique de la succion

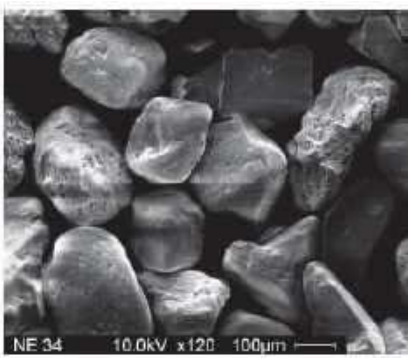
3.2. Matériaux utilisés

Les essais ont été réalisés sur le sable de Fontainebleau qui présente une forme de grains sub-arrondie et sur le sable d'Hostun qui présente une forme de grain sub-anguleuse (Figure 3). Ces deux sables sont constitués de silice (99%) et sont des sables de référence utilisés couramment dans les essais en laboratoire. Cinq coupures permettant d'étudier l'effet de la taille des grains ont été utilisées. Les caractéristiques des matériaux testés sont présentées dans le Tableau 1 et les courbes granulométriques correspondantes sont présentées sur la Figure 4.
Le sable de Fontainebleau NE34 (coupure NEI) et le sable d'Hostun HN34 (coupure HNII) ont des courbes granulométriques semblables (d_{50}=0,206mm) mais diffèrent par la forme des grains. La coupure NEII est constituée de sable de Fontainebleau avec un d_{50} de 0,104mm. La coupure HNI est constituée de sable d'Hostun avec un d_{50} de 0,320mm. Enfin nous avons réalisé un mélange (HNIII) de sables d'Hostun afin d'obtenir une granulométrie étalée et un d_{50} égal à celui du sable HNI. La confrontation des résultats obtenus sur ces cinq sables permettra d'étudier

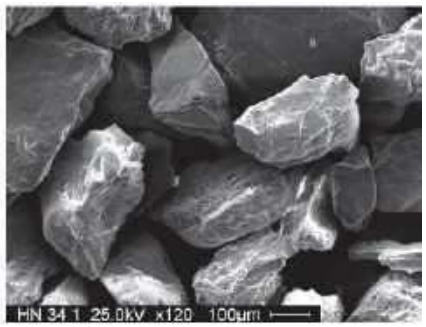
- l'effet de la taille moyenne des grains (HNI vs HNII vs NE II)
- l'effet de l'angularité des grains (NEI vs HNII)
- l'effet de l'étalement de la courbe granulométrique (HNI vs HNIII)

Tableau 1. Caractéristiques des sables utilisés

Sable	Dénom.	d_{50} (mm)	C_u	Distribution	e_{min}	e_{max}	Angularité	ρ_s (g/cm^3)
Fontainebleau NE34	NEI	0,206	1,49	uniforme	0,557	0,884	Arrondie	2,65
Fontainebleau NE0,1/0,16	NEII	0,104	1,34	uniforme	0,545	0,866	Arrondie	2,65
Hostun: HN31	HNI	0,320	1,28	uniforme	0,674	1,014	Anguleux	2,65
Hostun: HN34	HNII	0,207	1,57	uniforme	0,696	1,145	Anguleux	2,65
Hostun: mélange de sables d'Hostun	HNIII	≈ 0,320	2,25	étalée entre 0,1 et 1,0 mm	0,612	0,953	Anguleux	2,65



(a) Sable de Fontainebleau NE34



(b) Sable d'Hostun HN34

Figure 3. Vue au microscope électronique à balayage des matériaux (Andria Ntaonina, 2011)

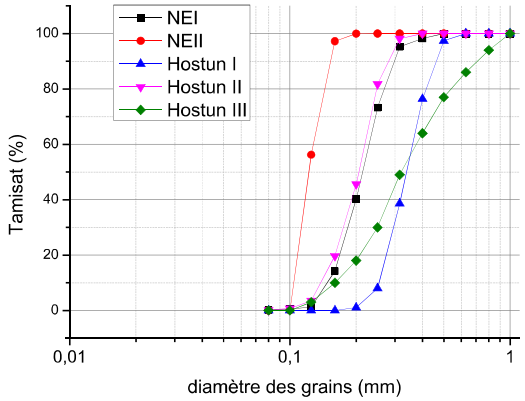


Figure 4. Courbes granulométriques des sables étudiés

Dans les essais réalisés, on étudie également l'influence de l'indice de densité I_D sur la distribution de la taille des pores. L'indice de densité est défini par :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2)$$

Où e est l'indice des vides et e_{min} et e_{max} sont respectivement les valeurs minimale et maximale de l'indice des vides du sable considéré.

Les caractéristiques des essais réalisés sont présentées dans le Tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques des essais réalisés

Dénomination	I_D	Porosité (%)
NEI 1	0,90	38
NEI 2	0,70	39
NEI 3	0,50	41
NEII	0,90	38
HNI	0,90	41
HNII	0,90	42
HNIII	0,90	39

4. Résultats et discussion

4.1. Courbe de rétention

La Figure 5 présente les courbes de rétention d'eau (mouillage – séchage) du sable NE34. Différentes propriétés typiques de rétention des sols non saturés peuvent être observées sur ces courbes. On remarque que la courbe correspondante au chemin de séchage se situe au-dessus du celle correspondante au chemin de humidification, ce qui met en évidence un phénomène d'hystérésis. Cette hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série. Dans le cas d'une connexion en parallèle, lors du séchage, lorsque la succion correspond à la vidange d'un grand pore, le petit pore qui est en parallèle reste saturé, ce qui conduit à une teneur en eau plus élevée ; lors de l'humidification, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit pore est vide.

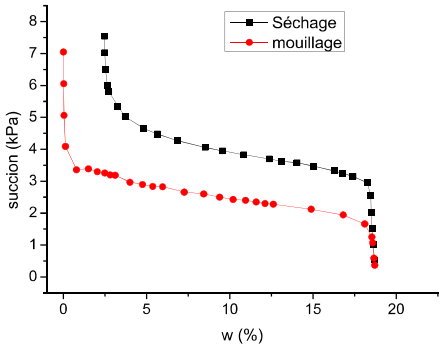


Figure 5. Courbe de rétention d'eau de sable de Fontainebleau NEI (w est la teneur en eau)

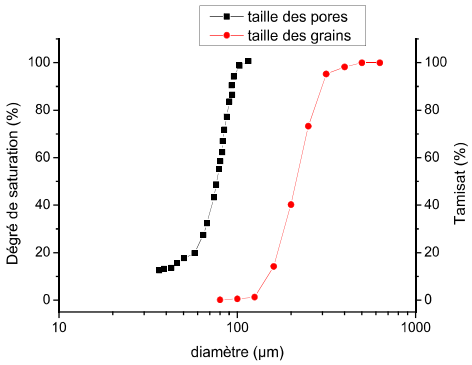


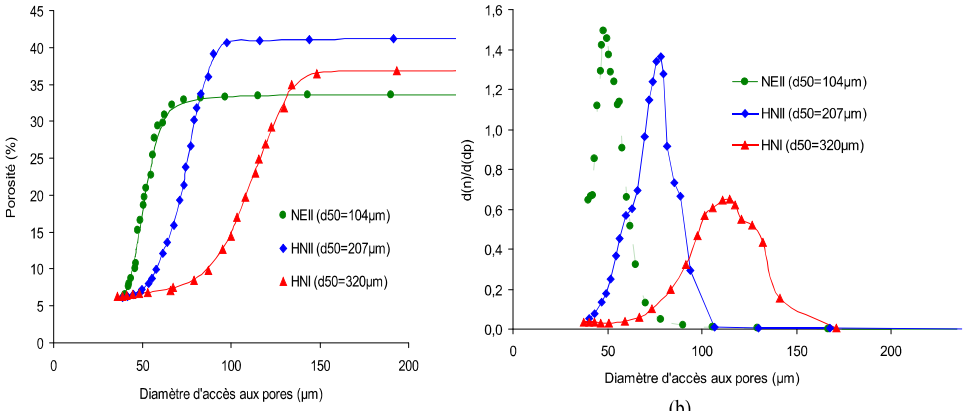
Figure 6. La distribution de la taille des pores et de la taille des grains de sable de Fontainebleau NEI (I_d = 0,9)

4.2. Effet de la forme – taille des grains et l'indice de densité sur la distribution de taille des pores

La Figure 6 présente un résultat typique de la distribution de la taille des pores pour le sable de Fontainebleau NE34 avec un indice de densité de 0,90. La courbe montre une distribution uniforme de taille des pores, variant entre 35 et 110 µm avec un diamètre moyen de 54 µm. En comparant celle-ci avec la courbe granulométrique, ce résultat met en évidence que l'uniformité de la courbe granulométrique correspond à une bonne uniformité de la courbe de la distribution des pores.

Effet de la taille des grains

Les Figures 7-a et 7-b présentent une comparaison entre la distribution de la taille des pores pour des sables ayants trois diamètres moyens des grains différents. La Figure 7-a présente les distributions cumulées et la Figure 7-b présente la distribution partielle. Les courbes montrent que la taille médiane et la taille maximale des pores augmente avec l'augmentation de la taille des grains. Pour une augmentation de d_{50} de 104 à 320µm la taille médiane des pores augmente de 50 à 115µm. De plus on observe une distribution de taille de pores plus étalée pour des sables ayant un diamètre de grains plus grand.

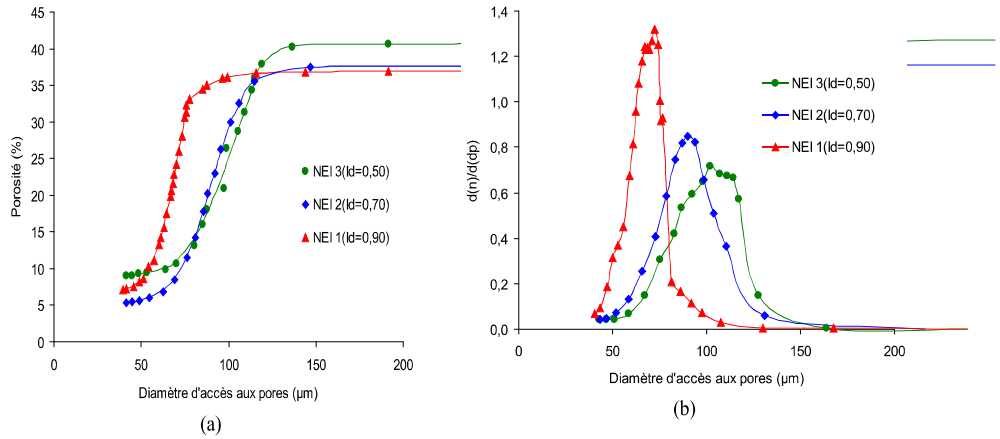


(a) (b)

Figure 7. Effet de la taille des grains sur la distribution de taille des pores

Effet de l'indice de densité

Les Figures 8-a et 8-b présentent une comparaison entre la distribution de la taille des pores pour le sable de Fontainebleau à trois indices de densité différents (0,50, 0,70 et 0,90). Le résultat montre une cohérence entre la taille des pores et l'état de densité. Plus le sable est lâche, plus la taille médiane des pores est grande. La distribution partielle est également plus étalée pour des densités plus faibles. Un résultat similaire est obtenu par Croney et Coleman (1954) qui ont évalué la distribution de la taille des pores à partir des courbes de rétention d'eau sur un sable pour deux indices de densité différents. Le résultat est présenté sur la Figure 9.



(a) (b)

Figure 8. Effet de l'indice de densité sur la distribution de la taille des pores

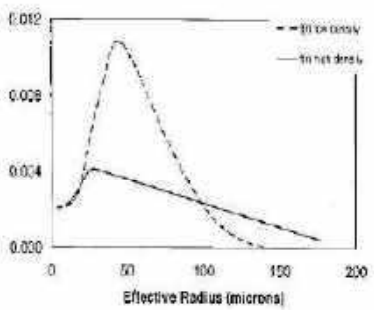
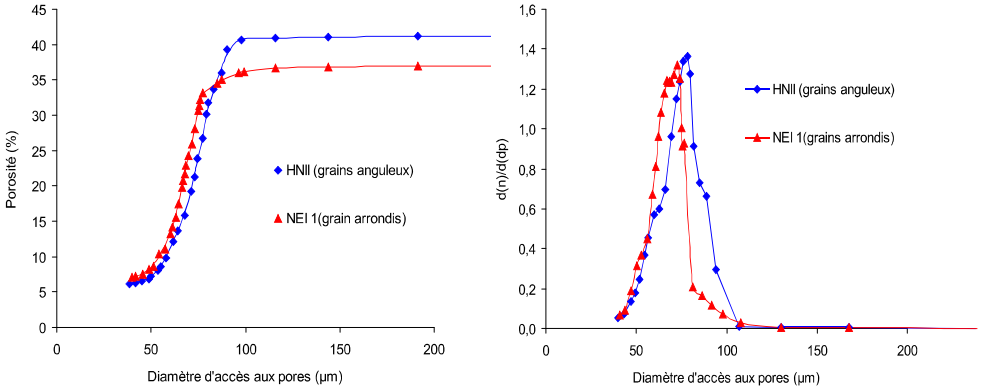


Figure 9. Effet de l'indice de densité sur la distribution de la taille des pores (Croney et Coleman, 1954)

Effet de la forme des grains

La Figure 10 présente une comparaison entre la distribution de la taille des pores de NEI (grains arrondis) et HNII (grains anguleux). Comme on peut voir sur la Figure 4, les courbes granulométriques des deux sables sont similaires. La comparaison des distributions de la taille des pores montre une légère différence malgré la différence de la porosité des sables. Le sable HNII ayant des grains anguleux a une porosité plus grande (42% pour HNII et 38% pour NEI 1), mais les distributions de la taille des pores sont assez similaires et ne sont pas beaucoup influencées par la forme des grains.

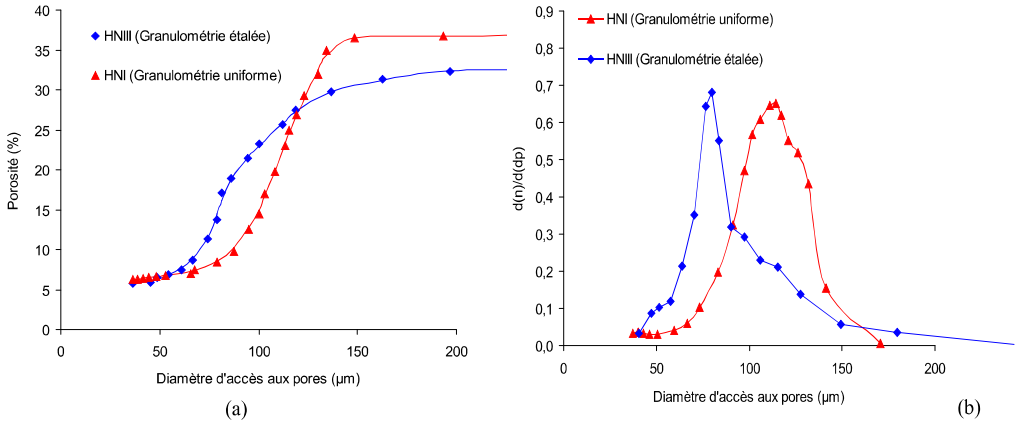


(a) (b)

Figure 10. Effet de la forme des grains sur la distribution de la taille des pores

Effet de l'étalement de la courbe granulométrique

Comme on peut l'observer sur la Figure 4 et le Tableau 1, les sables HNI et HNIII ont le même d_{50} et la même forme des grains, tandis que la courbe granulométrique du sable HNIII est plus étalée que celle du HNI (indice d'uniformité égale à 1,28 pour HNI et 2,25 pour HNIII). La comparaison des distributions de la taille des pores, présentées sur les Figures 11-a et 11-b, montre une taille médiane de pores plus grande pour le sable HNI ayant la granulométrie uniforme. Le Tableau 2 montre que celui-ci à une porosité plus grand, 41% pour HN1 et 39% pour HNIII.



(a) (b)

Figure 11. Effet de l'étalement de la courbe granulométrique sur la distribution de la taille des pores

5. Conclusion

Une étude expérimentale a été réalisée sur l'évaluation de la distribution de la taille des pores des sables par la méthode tensiomètrique. L'étude a porté sur l'influence de paramètres tels que la forme et la taille des grains, l'état de densité, l'étalement de la courbe granulométrie. Les tailles des pores varient généralement entre 30µm et 150µm. Les résultats montrent une augmentation de la taille médiane et de la taille maximale des pores avec l'augmentation de la taille des grains. Un effet similaire est également observé pour la diminution de l'indice de densité du sable de 0,90 à 0,50 qui résulte en une augmentation de la taille médiane des pores. La forme des grains, angulaire ou arrondie, n'a pas d'influence significative sur la distribution de la taille des pores. Cependant les résultats montrent une porosité plus grande et une taille médiane des pores légèrement plus grande pour le sable ayant des grains anguleux. L'étude de l'effet de l'étalement de la courbe granulométrique montre qu'une granulométrie uniforme donne une taille médiane des pores significativement plus grande par rapport à une granulométrie étalée. Une granulométrie uniforme donne également une porosité plus grande.

Remerciements:

Les auteurs remercient la société TOTAL pour le soutien apporté au travail de thèse du premier auteur. Ils remercient aussi Pierre Delage, Jean-Michel Pereira et Jean-François Bruchon pour les discussions enrichissantes qu'ils ont eues avec eux.

6. Références bibliographiques

[1] Andria Ntoanina. I, 2011, Caractérisation dynamique de sables de référence en laboratoire - Application à la réponse sismique de massif sableux en centrifugeuse, thèse de doctorat, Université Paris-Est

[2] Croney, D., Coleman, J.D., 1954, Soil structure in relation to soil suction (pF): Journal of Soil Science, 5, 75-84

[3] Delage, P., Cui. Y.J. 1998, L'eau dans les sols non saturés, Techniques de l'ingénieur, pp c-301-1-c-301-20

[4] Do, D.D. 1998, Adsorption Analysis: Equilibria and Kinetics. World scientific publishing company.

[5] Fischer, U., and M. A. Celia, 1999, Prediction of relative and absolute permeabilities for gas and water from soil water retention curves using a pore-scale network model, Water Resour. Res., 35, 1089–1100

[6] Hideki. M., Yasunori. N., 2008, Characterization of sand sediment by pore size distribution and permeability using proton nuclear magnetic resonance measurement. Journal of Geophysical Research, 113, B07210, 9

[7] Hillel, D., 1980, Fundamentals of soil physics, Academic Press,

[8] Juang, C.H., Holtz, R.D., 1986, Fabric, Pore Size Distribution, and Permeability of Sandy Soils. Journal of Geotechnical Engineering, 112(9), 855–868.

[9] Vogel, H.J., 2000, A numerical experiment on pore size, pore connectivity, water retention, permeability, and solute transport using network models, Eur. J. Soil Sci., 51, 99–105.

[10] Valvatne, H., 2004, Predictive pore-scale modelling of multiphase flow. Imperial College London.

INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES SUR LE COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE MERS EL-KEBIR SOUS CHEMIN D'HUMIDIFICATION DRAINAGE

BOUROKBA MRABENT Souad Amel[1], HACHICHI Abdelkader, FLEUREAU Jean-Marie[2] & HASSAN MOULAY Omar[3]

sa_bourok@yahoo.fr

[1]*Laboratoire Materiaux Sol et Thermique (LMST), Université des Sciences et Technologie Mohamed Boudiaf Oran, Algérie*

[2] *Laboratoire MSS-Mat, Ecole Centrale Paris & CNRS UMR 8579, Châtenay-Malabry, France.*

[3] *Université Africaine Ahmed Draia, Adrar, Algérie*

Résumé *:*

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations de volume du sol sous l'action de contraintes d'origine capillaire, le principal d'entre eux est le phénomène du retrait – gonflement des ouvrages en sol compacté (remblais routiers, barrages en terre, barrières d'étanchéité de centres de stockage de déchets).Cette étude est une continuité de travaux de recherche menés sur l'étude du comportement d'une argile naturelle gonflante de la région d'Oran (Mers El Kébir). Un travail expérimental a été effectué afin de compléter l'étude du comportement volumique de l'argile de Mers El Kébir soumis à un cycle de drainage humidification, en l'étudiant sous trois états initiaux qui sont l'Optimum Proctor Normal , l'Optimum Proctor Normal -2% et l'Optimum Proctor Normal + 2%. Deux méthodes d'imposition ont été utilisées, la méthode osmotique et celle des solutions salines. La représentation graphique des différents paramètres d'état (e, Sr, W) en fonction de la pression interstitielle négative et de la teneur en eau permet de préciser les relations entre le retrait ou le gonflement et la désaturation.

Mots-Clefs *: succion- humidification – drainage- méthode osmotique – l'Optimum Proctor Normal.*

Abstract *:*

Numerous geotechnical problems involving volume changes of the soil under capillary stresses original, such as shrinkage - swelling can occur in compacted soil (road embankments, earth dams, sealing barriers for landfills of waste). This study is a continuation of research work conducted on studying the behaviour of a natural clay swelling in the region of Oran (Mers El Kebir). Experimental work was performed to complete the study of the volumetric behaviour of Mers El Kebir clay under drying wetting cycles, using three different initial states which are the Standard Proctor Optimum, the Standard Proctor Optimum -2% and Standard Proctor Optimum + 2%. Two methods have been used the osmotic and the salt solution method. The graphical representation of various state parameters (e, Sr, W) versus negative pore pressure and water content can highlight y the relation ship between the shrinkage or swelling and desaturation.

Key-Words*: succion - wetting- drying- osmotic method – saturated salt solution*

1. Introduction

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations de volume du sol sous l'action de contraintes d'origine capillaire, le principal d'entre eux est le phénomène du retrait – gonflement des sols situés au-dessus de la nappe phréatique.

Le présent article a pour objet de comprendre le comportement d'une argile gonflante naturelle lorsqu'elle est soumise à une pression négative (succion), en étudiant la variation de la succion à travers les essais d'humidification drainage et des conditions initiales de l'argile de Mers El Kébir .

2. Localisation et identification

Le matériau de Mers El Kébir a fait l'objet de recherches antérieures ([7], [2], [8], [3], [4]).

Le site de la briqueterie de Mers El Kébir, situé au nord-ouest d'Oran, est constitué par des marnes grises et vertes. Ce sont des formations sédimentaires marines lagunaires vers le sommet, connues sous l'appellation de marnes bleues du Miocène supérieur. Leur épaisseur peut parfois dépasser 300 mètres.

Les résultats des essais d'identification sont rassemblés dans le Tableau 1. D'après les classifications LCPC et USCS, l'argile de Mers El Kébir est peu plastique At (CL). Son activité (Ac = Ip / %<2µm) est élevée. La surface spécifique totale déduite de l'essai au bleu de méthylène par la formule de Tran Ngoc Lan (1977) [11], est de 157 m^2/g.

Les classifications existantes dans la littérature (Skempton 1953, Holtz et Gibbs 1956, Donaldson 1980, Building Research Establishment 1980, et Chen 1988) cités par Bourokba, 2011 [4]), s'accordent pour classer le potentiel de gonflement de cette argile comme moyen à élevé.

Tableau .1. Paramètres d'identification des argiles étudiées

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur pour le matériau utilisé
Masse volumique des grains solides (NF P94-054)	ρs	g/cm^3	2.67
Limite de liquidité (NF P94-051)	w_L	%	49
Limite de plasticité (NF P94-051)	wP	%	21.5
Indice de plasticité (= wL - wP)	IP	%	27.5
Pourcentage d'éléments inférieurs à 2 µm (NF P94-057)	F2	%	26
Activité (= IP / F2)	Ac		1.10
Valeur de bleu de méthylène (NF P94-068)	VBS	%	9.0
Surface spécifique totale =21 VBS ([11])	SST	m^2/g	189
Teneur en carbonate de calcium (NF X31-106)	$CaCO_3$	%	18
Masse volumique sèche à l'OPN (NF P94-093)	ρd max	g/cm^3	1.63
Teneur en eau optimale (NF P94-093)	wopt	%	20

3. Technique de mesure et de contrôle de la succion

Les succions initiales du matériau ont été mesurées par la méthode du papier filtre, et afin de balayer une large gamme de succion deux méthodes d'imposition de succion ont été utilisées, la méthode osmotique pour des succions variant entre 100 KPa et1500 KPa et la technique des solutions salines pour des succions variant entre 4.23 MPa et 342 MPa.

3.1. Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre consiste à intercaler entre deux échantillons de sol un papier filtre dont la courbe de rétention a été établie au préalable. Après plusieurs jours (environ 10 à 15 jours), l'équilibre hydrique est obtenu, le potentiel de l'eau du papier filtre devient égal à celui du matériau, et on considère ainsi que la teneur en eau du papier filtre est la même que celle de l'échantillon ; la mesure est reportée sur la courbe de rétention d'eau et la valeur de succion est déterminée.

3.2. Méthode osmotique

La technique osmotique est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables adéquates (SPECTRA/ Por n°4) et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille. Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est

soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée. Les concentrations utilisés sont déterminés a partir de la figure 1.

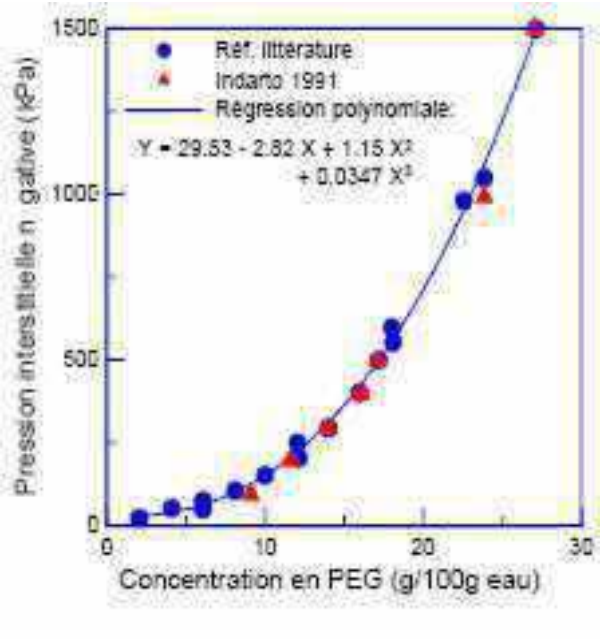


Figure 1. Courbe d'étalonnage du PEG2000 ([13]) ASTM).

3.3. *Méthode des solutions salines saturées*

Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. L'humidité relative ainsi générée dépend de la nature chimique de l'espèce en solution, ce qui permet de contrôler l'humidité relative Hr (T) par une solution saline saturée, jusqu'à de très fortes valeurs des pressions capillaires ([6], [5]). Les sels utilisés sont les suivants K_2SO_4, KCl, (NH4)2SO4, NaCl, H_2SO_4.

Une fois l'équilibre de succion atteint, le volume apparent de l'échantillon est déterminé par pesée hydrostatique dans une huile non mouillante ([6]). Ceci permet d'en déduire l'indice des vides et le degré de saturation du sol.

4. Préparation des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés. Après avoir broyé finement le sol et l'avoir passé au tamis de 0,425 mm, la poudre est mélangée à l'eau de façon homogène puis compactée sous presse à la vitesse de 1,27 mm/min dans un moule de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur.

Trois séries d'essais d'humidification/drainage sont effectuées. Les états initiaux des échantillons pris en considération sont les suivants :

Première série d'essai (matériau compacté à l'optimum)

Les échantillons sont préparés par compactage à la teneur en eau optimale (ω = 20%) et densité sèche maximale (γd = 1.63 g/cm3).

Deuxième série d'essai (matériau compacté du coté sec) :

Les échantillons sont préparés par compactage (coté sec) à la teneur en eau optimale OPN -2% (ω = 18%) et densité sèche maximale (γd = 1.62 g/cm3).

Troisième série d'essai (matériau compacté du coté humide) :

Les échantillons sont préparés par compactage (coté humide) à la teneur en eau optimale OPN +2% (ω = 22%) et densité sèche maximale (γd = 1.55 g/cm3).

5. Résultats et interprétation

Le tableau 2 illustre les résultats de la détermination des succions initiales par la méthode du papier filtre et qui sont représentés sur les figures 2 et 3 par des traits verticaux. Nous pouvons remarquer que la succion initiale diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

Tableau 2. Résultats des succions initiales par la méthode du papier filtre.

Matériaux	Conditions Initiales	Uc (MPa)
Argile de Mers El Kébir	OPN- 2% (18%)	2,2
	OPN (20%)	1,5
	OPN +2% (22%)	0,85

Les résultats des essais de drainage humidification sur l'argile de Mers El Kébir compactée à l'optimum Proctor sont représentés sur la figure 2.

A l'état initial (OPN), la succion mesurée par la méthode du papier filtre, selon la norme ASTM D 5298-94, est de 1,5 MPa. Les échantillons suivent un chemin de drainage pour les valeurs supérieures de succion et un chemin d'humidification pour les valeurs inférieures à celle-ci

Dans le plan [w, e], les échantillons suivent dans un premier temps la droite de saturation d'équation e = ($\gamma_S/\gamma w$) w. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait w_{SL}, qui représente le point d'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale au palier de retrait à w = 0, est de 15 %, correspondant à un indice des vides e_{SL} de 0.40. Cette limite de retrait correspond, dans le graphe 3B, à une succion de limite de retrait, notée uc_{SL}, d'une valeur de 4 MPa environ.

Dans le plan représentant la variation du degré de saturation en fonction de la succion (graphe 3D), la pression de désaturation u_{cd} est d'environ 1,5 MPa, sensiblement égale à la succion initiale du matériau compacté. Sur les graphes 3D et 3E, on constate que le degré de saturation chute très rapidement de 80% à 15% lorsque la succion augmente de 3 à 150 MPa. On retrouve une variation équivalente de la teneur en eau sur le graphe 3E.

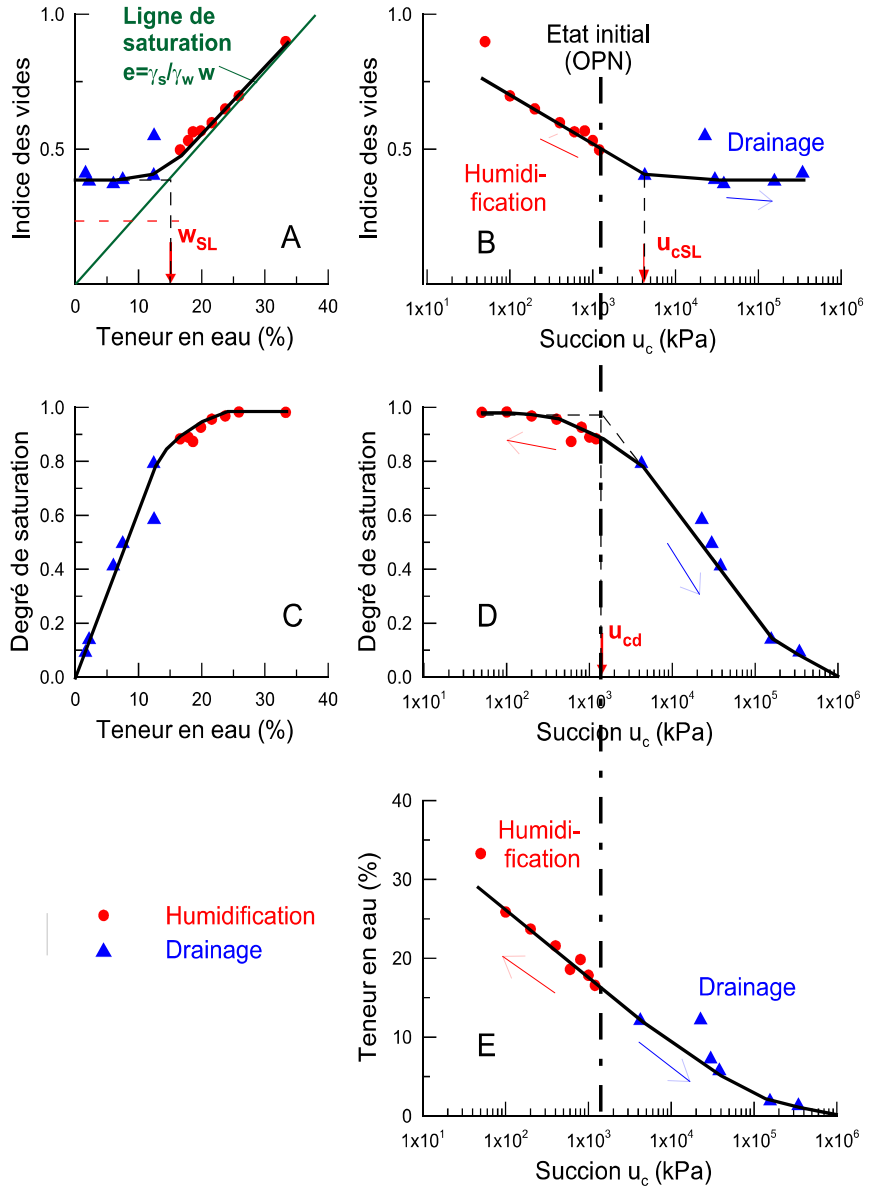


Figure 2. Chemin de drainage- humidification sur l'argile de Mers El Kébir initialement compactée à l'OPN

Un résumé des valeurs caractéristiques pour chaque état initial est répertorié dans le tableau 3.

Tableau 3 Synthèse des valeurs caractéristiques.

Condition initiale	Indice des vides *de retrait* e_{SL} *(%)*	*Teneur en eau de limite de retrait* w_{SL} *(%)*
Compacté à OPN – 2%	0,31	11
Compacté à OPN	0,4	15
Compacté à OPN + 2%	0,48	18

Une représentation globale des résultats obtenus à partir de l'étude du chemin d'humidification drainage sur l'argile de Mers El Kébir compacté à l'optimum Proctor et compacté à l'optimum Proctor -2% et +2% ont permis de tracer les courbes représentées sur la figure 3.

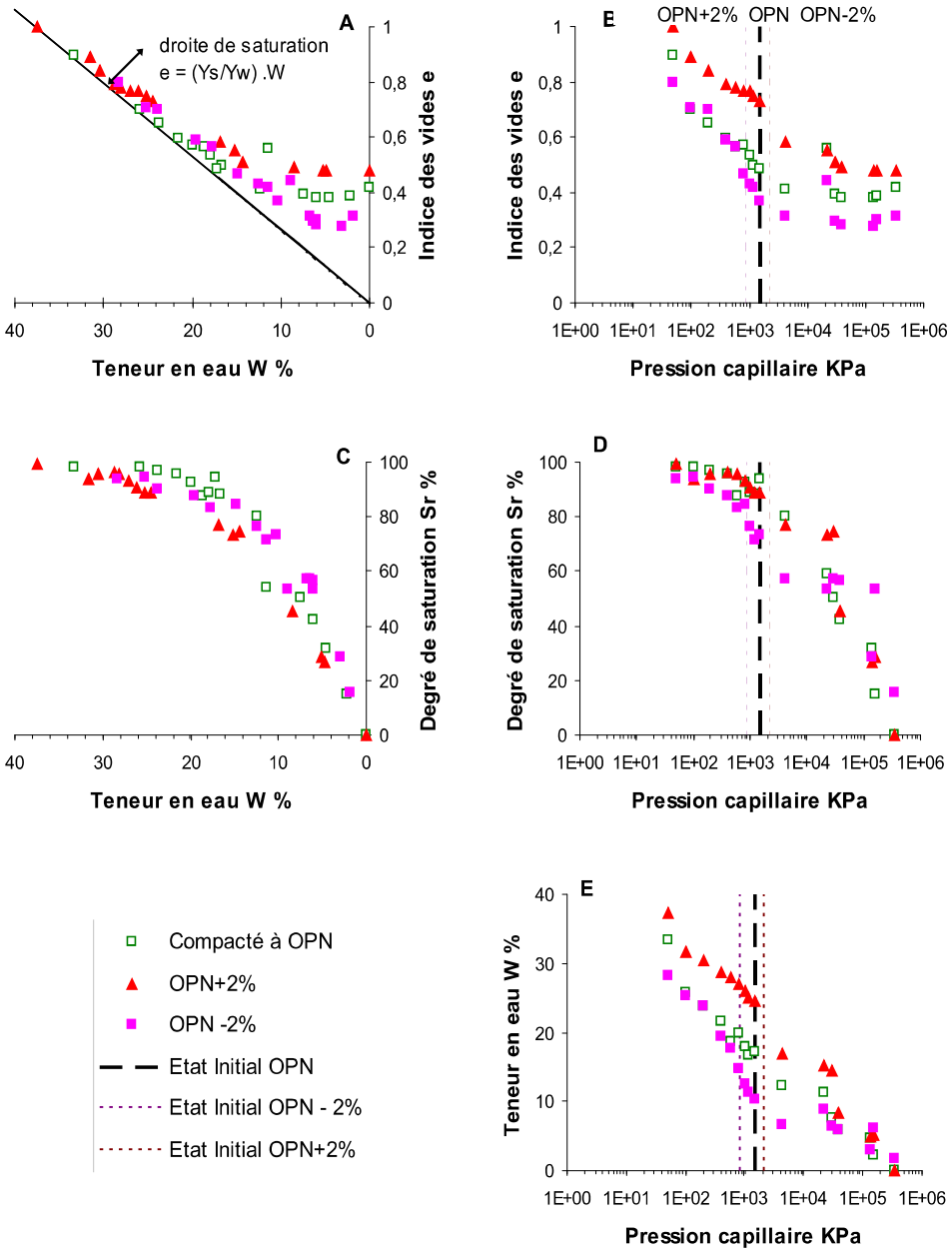


Figure 3. Chemin de drainage- humidification sur l'argile de Mers El Kébir initialement compactée à l'OPN, OPN- 2% et OPN +2%

Les échantillons compactés à l'OPN + 2% et OPN – 2% semblent, et suivre les mêmes tendances de comportement que les échantillons compactés à l'OPN.

Dans le plan indice des vides fonctions de la teneur en eau, les échantillons sont proches de la droite de saturation, ensuite ils rejoignent le palier de retrait.

La pression de désaturation des échantillons compactés du côté sec (OPN -2%) est différente de celle des échantillons compactés à l'optimum et compactés du coté humide, Vanapalli et al., 1999 [12] ont trouvé des résultats similaires.

Les échantillons compactés du côté sec de l'optimum ont atteint une saturation de 93 % pour u_c = 50 kPa, alors que pour l'OPN et l'OPN+2%, le degré de saturation est de l'ordre de 99%.

De plus nous remarquons que le chemin correspondant à des échantillons compactés a l'optimum Proctor (OPN) est situé entre celui relatif à l'OPN -2% et l'OPN+2% , ceci rejoint les travaux de Vanapalli et al ., 1999 [12]; Bendeouis , 2005 [1] ; Lachgeur, 2007 [9] et Taibi et al 2011 [10].

6. Conclusion

Les essais d'imposition de la pression négative des argiles, qui ont été présentés avaient d'abord pour but de montrer l'intérêt d'une représentation globale de l'état du matériau au cours d'un cycle d'humidification-drainage. Cette représentation permet notamment de suivre l'évolution de la saturation du sol, de relier les caractéristiques de retrait aux caractéristiques de drainage et d'humidification, et de mettre en évidence les erreurs éventuelles de mesure

Cette étude a permit de présenter globalement l'état du l'argile de Mers El Kébir au cours d'un cycle drainage- humidification, ces essais ont montré l'existence d'un domaine de pression capillaire ou le sol reste quasiment saturé.

En comparant les chemins de drainage -humidification entre l'argile compactée à l'optimum Proctor et compactée à l'OPN-2% et l'OPN+2%, nous constatons que les trois chemins suivent le même comportement.

Les échantillons compactés du côté sec de l'optimum ont atteint un degré de saturation supérieur à ceux compactés du côté humide et normal.

De plus nous remarquons que le chemin correspondant à des échantillons compactés à l'optimum Proctor (OPN) est situé entre celui relatif à l'OPN -2% et l'OPN+2%

7. Bibliographie

[1] Bendi-ouis. A, « Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumis à une pression interstitielle négative », Thèse de Magister de l'université Abou-Bekr Belkaid – Tlemcen, Algérie, 2005.

[2] Bourokba S.A.. « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran ». Thèse de Magister, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf Oran, 2001.

[3] Bourokba S A. , Hachichi A., Taibi S., Fleureau J.-M., « Conductivité hydraulique non saturée de l'argile de Mers El Kébir (Algérie) », EJECE ,Volume 14, n° 10, 2010.

[4] Bourokba S A., « 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] Delage P., Howat M., Cui Y.J., « The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay », Engineering Geology, Vol. 50, n° 1-2, p. 31-48, 1998.

[6] Fleureau. J.m, kheirbek–saoud. S,Soemetro .R Taibi .S, « Behavior of clayey soils on drying-wetting paths ». Canadian Geotechnical Journal, 30(2) pp. 287-296, 1993.

[7] Hachichi A,. & Fleureau J.M., «Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie ». Revue Française de Géotechnique, n° 86, 1999.

[8] Lachgueur K., « Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturées – Application au noyau du barrage Boughrara », Mémoire de Magister, Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2007.

[9] Moulay Omar H., « Etude de la stabilisation des sols gonflants par liants hydrauliques :Application aux sols de la région d'Oran ». Mémoire de Magister, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf, Oran, Algérie, 2008.

[10] Taibi S., Fleureau J.M., Aboubekr N., Zerhouni M. , Bendiouis A., Lachgeur K., Souli H.. « Some aspects of the behaviour of compacted soils along wetting path ». Géotechnique n° 61, pp.431-437, 2011.

[11] 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.

[12] Vanapalli S. K., Fredlund D. J., Pufahl D. E., «The influence of soil structure and stress history on the soil water carachteristics of compacted till». Geotechnique Vol. 49, n° 2, 1999.

[13] Zerhouni M I « Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols application aux routes ». Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Paris, 1991.

PROPRIETES DE RETENTION D'EAU DE L'ARGILITE DU CALLOVO-OXFORDIEN

WAN Min[1,2], **MENACEUR Hamza[1]**, DELAGE Pierre[1], TANG Anh Minh[1] & GATMIRI Behrouz[3]

Email: hamza.menaceur@enpc.fr

[1] *Ecole des Ponts ParisTech, Navier/CERMES, France*

[2] *maintenant à Shanghai Tunnel Engineering Construction Co., Ltd., Shanghai 200032, China*

[3] *ANDRA, Châtenay-Malabry, France*

***Résumé**: Lors de l'excavation des galeries pour le stockage des déchets radioactifs à grande profondeur, l'argilite du Callovo-Oxfordien (COx) autour des galeries sera soumise à la fois à une désaturation induite par les effets de la ventilation puis à une resaturation une fois les galeries fermées. Un état de saturation partielle affecte également les échantillons au laboratoire, en raison des effets cumulés du carottage, du transport, du stockage et de la taille des éprouvettes. Dans cette étude, une série d'essais a été menée pour étudier les propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx sous des cycles de séchage-remouillage afin de fournir une description complète des changements de teneur en eau, du volume et du degré de saturation par rapport à l'état initial au laboratoire. La teneur en eau varie entre 3% à 150 MPa de succion et 12% à succion nulle, avec un retrait de 1,4% à 150 MPa et 7% de gonflement à succion nulle. On observe également que le gonflement produit des fissures à des succions inférieures à 5 MPa. Aucune fissure n'a été observée dans des succions élevées (> 15 MPa). Les données obtenues complètent des données existantes en précisant la position de l'état initial par rapport aux chemins principaux de séchage et de remouillage et en fournissant les changements de volume et de degré de saturation pendant les cycles de succion.*

***Mots-clefs:** Argilite; propriétés de rétention d'eau; cycles d'humidification/drainage; stockage des déchets radioactifs.*

***Abstract**: During the excavation of the galleries for disposal of high level radioactive waste at great depth, the Callovo-Oxfordian (COx) claystone around the galleries will be subjected to both desaturation induced by ventilation and resaturation once the galleries are closed. Partial saturation also affects laboratory samples, due to the added effects of coring, transportation, storage and trimming. In this study, a series of tests was conducted to investigate the water retention properties of the COx claystone under drying-rewetting cycles so as to provide a complete description of the changes in water content, volume and degree of saturation from the as provided state. Water content changes between 3% at 150 MPa and 12% at zero suction, with a shrinkage of 1.4% at 150 MPa and a 7% swelling at zero suction. It is also observed that swelling produces cracks at suctions less than 5 MPa. No cracks were observed under high suction (> 15 MPa). The data obtained complete existing data by localizing the initial state with respect to the main drying and wetting paths and by providing volume changes along the suction cycles.*

***Key words:** Claystone; water retention property; wetting/drying cycles; radioactive waste disposal.*

1. Introduction

Le développement de l'énergie nucléaire au cours des cinquante dernières années nécessite de trouver des solutions pour le stockage et le confinement des déchets radioactifs dans des conditions optimales de sécurité sur de très longues durées pour la population et l'environnement. Une solution envisagée est le stockage dans les couches géologiques profondes. Dans ce cadre, l'argilite de Callovo-Oxfordian a été sélectionné par l'Agence Nationale pour la gestion des déchets Radioactifs (ANDRA) comme une roche hôte potentielle en France. Le laboratoire de recherche souterrain de l'ANDRA en Meuse/Haute-Marne a été excavé dans une couche sub-horizontale (≈1°-1,5°) d'argilites du Callovo-Oxfordien (COx) prés du village de Bure situé au Nord Est de la France. Il est composé des galeries excavées à des profondeurs de 445 et 490 m. Du fait de à

l'excavation et de la ventilation, la zone endommagée (EDZ) autour des galeries est désaturée. Cette désaturation sera suivie par une resaturation progressive une fois les galeries emplies de conteneurs de déchets et fermées.

Plusieurs auteurs ont montré la grande sensibilité de l'argilite vis-à-vis l'eau. Certaines fissures générées par désaturation ont été observées dans le laboratoire souterrain de Tournemire (France), également creusé dans une argilite (Ramambasoa et al., 2000). A l'aide d'observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB) sur des échantillons d'argilite du COx soumis à des changements cycliques de l'humidité relative, Montes-Hernandez et al. (2004) ont montrent la sensibilité de la fraction argileuse à l'eau, avec d'importantes ouvertures et fermetures successives de fissures et de pores. Les propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx ont été étudiées par Pham et al., (2007) qui ont mis en évidence des effets d'hystérésis, y compris dans les changements de vitesse des ultrasons et de la contrainte induite par les cycles d'hydratation sur des échantillons soumis à des humidités relatives contrôlées.

Une meilleure connaissance du mécanisme de désaturation de l'argilite est nécessaire pour mieux comprendre les changements dans les propriétés hydromécaniques de la zone endommagée (EDZ) qui devient désaturée tout autour des galeries en raison de la ventilation. Dans ce cadre, une étude détaillée des propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx a été réalisée pour compléter les données existantes par rapport aux changements de volume sous des cycles de séchage et d'humidification. Une attention particulière a été accordée à la caractérisation de l'état initial dans le laboratoire (où les échantillons sont fournis partiellement saturés en raison de l'effet combiné de carottage, de stockage et de transport) et aux changements de volume au cours des chemins d'humidification et de séchage.

2. Matériau étudié

L'étude a été réalisée sur des éprouvettes d'argilite du COx livrées au laboratoire sous forme de carottes de 100 mm de diamètre et 300 mm de longueur, extraites à une profondeur de 490 m dans le laboratoire de recherche souterrain de Bure. La composition minéralogique de l'argilite du COx varie avec la profondeur, notamment en termes de fraction d'argile et la teneur en carbonate. Au niveau du laboratoire souterrain considéré ici, elle est composée de 45% d'argile avec 30-35% d'illite, 0-5% de kaolinite et de chlorite et 60-65% des interstratifiés illite/smectite. L'échantillon du COx contient également 28% de carbonate, 23% de quartz et 5% de feldspaths, pyrite, oxydes de fer (Abou-Chakra, 2008). L'argilite du COx présente une capacité de gonflement qui dépend du pourcentage de smectite. les minéraux argileux ont une structure lamellaire avec des cristaux composés de 10-100 couches élémentaires empilées de silicates différents (Robinet et al. 2012). Comme indiqué dans le tableau 1, la porosité des échantillons testés se situe entre 17,5% et 17,8%. L'indice des vides initial, la teneur en eau et la densité sèche son de 0,21 à 0,22, 7,3% à7,6% et 2,22 à 2,23 Mg/m3 respectivement. La succion initiale totale de l'échantillon E43144 a été déterminée en utilisant un hygromètre à point de rosée (WP4) qui a donné une valeur de 15 MPa pour un degré de saturation de 92%. Les données confirment que les échantillons ne sont pas complètement saturés en raison de l'évaporation de l'eau au cours de carottage, de stockage et de préparation au laboratoire.

Tableau 1. Propriétés physiques des éprouvettes testées.

Numéro de carotte	Teneur en eau (%)	Densité sèche (Mg/m^3)	Densité des particules	Indice des vides	Porosité (%)	Degré de saturation (%)	Succion totale (MPa)	Numéro de l'échantillon
EST43132	7.32	2.23	2.70	0.212	17.5	93	—	A1, A2, A3, C1, C2
EST43144	7.35	2.22	2.70	0.216	17.8	92	15	B1, B2, B3, C3, D1, D2, D3
EST43125	7.62	2.22	2.70	0.216	17.8	95	—	H1, H2, H3, F2, F3
EST43142	7.60	2.22	2.70	0.216	17.8	95	—	G1, G2, G3, F1, I1, I2.

3. Etude Expérimentale

La détermination des propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx a été réalisée en utilisant deux approches: i) contrôle de succion par la phase vapeur suivi par la mesure de la teneur en eau une fois l'équilibre est atteint et ii) contrôle de la teneur en eau avec mesure de succion à l'aide d'un hygromètre résistif. Tous les tests ont été effectués sur des échantillons de 38 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur

obtenus par carottage d'un cylindre de 38 mm de diamètre à partir des échantillons de base et de les trancher à la hauteur désirée.

La technique de contrôle de succion par phase vapeur a été utilisée en plaçant les échantillons dans des dessiccateurs contenant des solutions salines saturées. Les solutions salines saturées utilisées et les succions correspondantes à 20 ° C sont présentés dans le tableau 2 (Delage et al., 1998). La plus petite succion imposée avec une solution saline saturée (4,2 MPa) a été obtenue en utilisant K_2CO_4. Une valeur de 1 MPa est imposée à l'aide d'une solution de polyéthylène glycol (PEG) 20000 à une concentration de 0,015 mole / L, selon les étalonnages fournis par Williams et Shaykewich (1964) et Tang et al. (2010). Une succion nulle a été imposée par l'utilisation de l'eau pure. Les échantillons ont été laissés en humidité contrôlée jusqu'à atteindre la stabilisation de masse. Une fois l'équilibre atteint, les échantillons ont été pesés et immédiatement paraffinés. Leur volume a été déterminé par pesée hydrostatique des échantillons paraffinés dans l'eau. L'indice des vides et le degré de saturation ont été calculés à partir du volume, la masse et la teneur en l'eau de l'échantillon.

Solution	Succion à 20 °C
$MgCl_2$	150.0
K_2CO_3	113.0
$NaNO_2$	57.0
NaCl	38.0
$(NH_4)_2SO_4$	27.5
KNO_3	9.0
K_2SO_4	4.2
PEG 20000 (0.015mol/l)	1
Eau pure	0

Tableau 2. Solutions utilisées et les succions correspondantes (MPa) à 20 ° C

Les tests réalisés par contrôle de la teneur en eau et en mesurant la succion ont été faits sur des échantillons de l'éprouvette N ° EST43142. Le long du chemin de séchage, les échantillons ont été placés dans des dessiccateurs contenant une solution saline saturée qui impose une succion supérieure à celle de l'échantillon. Les échantillons ont ensuite été retirés pour la pesée à intervalles réguliers pour déterminer la teneur en eau. Une fois atteinte la teneur en eau désirée, l'échantillon a été placé dans un système permettant de mesurer la succion au moyen d'un hygromètre résistif placé près de l'échantillon et isolé de l'atmosphère de laboratoire (Figure 1). Une fois la mesure de l'humidité relative stabilisée (environ 30-60 minutes), l'échantillon a été rapidement pesé pour déterminer la teneur en eau à l'équilibre avant d'être séché de nouveau sous une succion imposée plus élevée. La même procédure a été utilisée également dans le chemin d'humidification en imposant une succion inférieure que celle de l'échantillon. Lorsque l'humidité relative est devenue supérieure à 98%, la succion a été mesurée en utilisant la méthode du papier filtre.

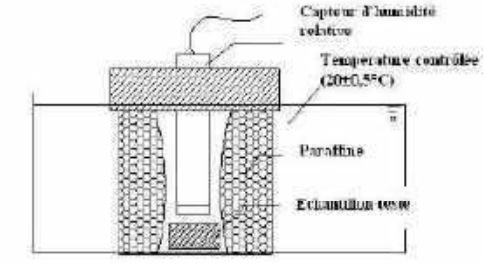


Figure 1. Dispositif de mesure de l'humidité relative

3.1. Programme d'essais

Une première série d'échantillons soumis à un chemin de séchage-humidification (A1 à E2, voir tableau 3) a été réalisée à partir de l'état initial (w ~ 7,3%). Les échantillons ont été tout d'abord séchés sous des

succions plus élevées de 27,5MPa, 38MPa, 57MPa, 113MPa et 150MPa avant d'être remouillés sous des succions de 113MPa, 57MPa, 38MPa, 27,5MPa, 4,2MPa, 1MPa et 0MPa. Le tableau 3 montre que, pour les échantillons A1 à D3, trois spécimens ont été utilisés simultanément le long du chemin de séchage pour obtenir une meilleure fiabilité des résultats. Ils ont été ensuite soumis à différentes succions contrôlées.

Un seconde série d'essais correspondant à un chemin d'humidification-séchage (tableau 4) à partir de la teneur en eau initiale (7,3%). Des échantillons d'argilite ont été d'abord mouillés (trois par trois) sous des succions inférieures à celle de l'échantillon 9MPa, 4,2MPa, 1MPa et 0MPa avant d'être séchés (séparément) sous des succions de 4,2MPa, 9MPa, 27,5MPa, 38MPa, 57MPa, 113MPa et 150MPa.

Deux échantillons ont été testés en utilisant la méthode de mesure de succion. Le premier a été séché progressivement à partir de l'état initial jusqu'à une succion près de 150 MPa, puis progressivement mouillé à une succion nulle. Le deuxième échantillon a été mouillé à une succion nulle, puis séché progressivement à 150 MPa.

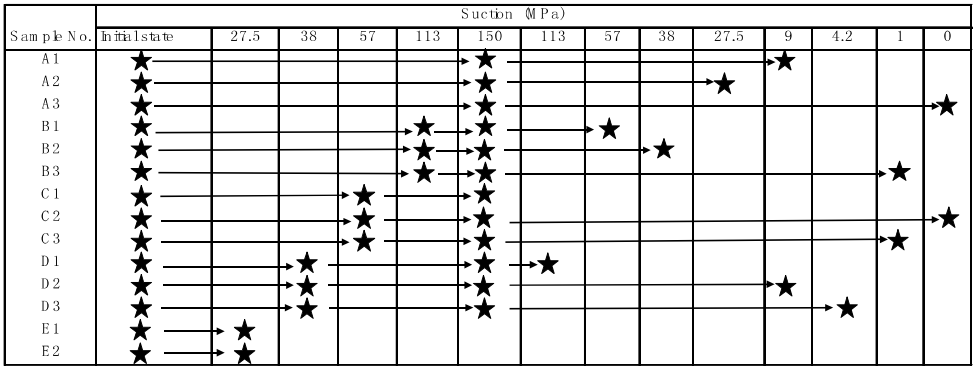


Tableau 3. Chemin de séchage-réhumidification

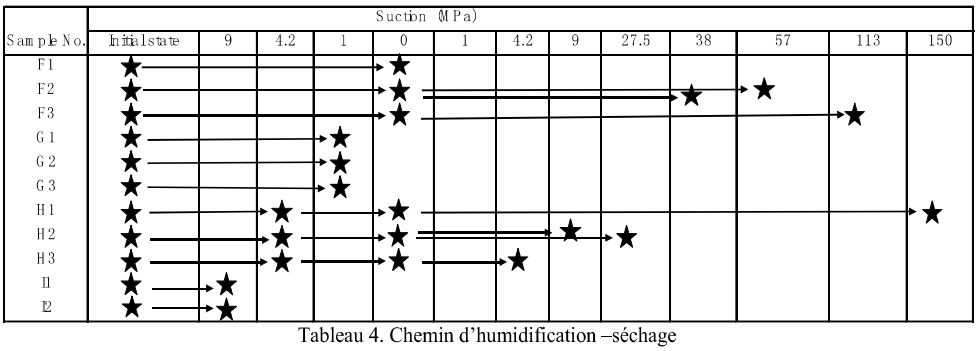


Tableau 4. Chemin d'humidification –séchage

4. Résultats expérimentaux

4.1. Chemin de séchage-humidification

Les changements de la teneur en eau par rapport au temps le long du chemin de séchage à partir de la teneur en eau initiale (7,3%) sont représentés en figure 2. D'une manière générale, la diminution la plus élevée de la teneur en eau correspond à la plus haute succion imposée. La bonne correspondance entre les trois échantillons utilisés simultanément démontre une bonne répétabilité de la méthode (avec toutefois des différences observées à 150 MPa, entre 2,3 et 3% de teneur en eau). Les données montrent que dans la plupart des cas, l'équilibre est atteint après 30 jours (40 jours semblent être préférables à la plus haute succion de 150 MPa). La diminution de la teneur en eau observée sur les échantillons E1 et E2 (27,5 MPa de succion) entre 24 et 26 jours est due à une mauvaise étanchéité de dessiccateurs qui ont fourni des valeurs sous-estimées

dans les 24 premiers jours. À partir de la teneur en eau initiale entre 7,3 et 7,6%, et une succion proche de 15 MPa, les valeurs de teneur en eau de 6,5%, 5,8-6,0%, 4,7-4,9%, 3,2-3,3%, 2,5-2,8% ont été atteintes à des succions de 27,5 MPa, 38 MPa, 57MPa, 113 MPa et 150 MPa respectivement.

Tous les échantillons de la figure 2 ont ensuite été séchés à la même succion maximale de 150 MPa (figure 3) de manière à suivre un chemin d'humidification à proximité du chemin d'humidification principal (qui aurait été obtenu à partir d'un état complètement sec). Il est intéressant de noter que tous les échantillons stabilisés à 150 MPa ont des teneurs en eau dans la gamme 2,6 à 3,0%, confirmant à nouveau la fiabilité de la méthode. Des périodes plus longues ont dû être attendues lors du démarrage de l'essai sous la plus petite succion de 38 MPa (jusqu'à 40 jours) en raison d'une plus grande quantité d'eau à extraire. Dans le cas de séchage de 113 à 150 MPa (échantillons B1, B2, B3), le dessiccateur n'a pas été correctement scellé au début, induisant une augmentation de la teneur en eau pendant les premiers jours. Après une étanchéité correcte, la teneur en eau a diminué de nouveau et a atteint l'équilibre au bout de 30 jours.

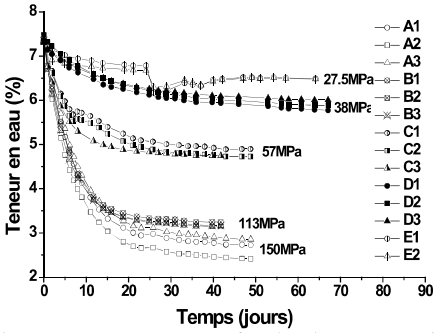


Figure 2. La teneur en eau en fonction du temps pour le premier séchage de l'état initial à différentes succions

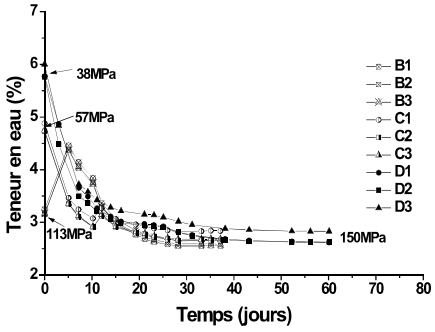


Figure 3. La teneur en eau en fonction du temps pour le deuxième séchage de différentes succions à une succion de 150 MPa

La phase ultérieure d'humidification (Figure 4) semble être nettement plus rapide que les phases de séchage avec des courbes qui commencent par des pentes presque verticales. Par exemple, les échantillons A1 et A2 (succions de 9 et 27,5 MPa, respectivement) sont proches de l'équilibre après seulement 10 jours, par rapport aux 40 jours nécessaires pour atteindre 150 MPa à partir de l'état initial (Figure 2). L'observation de la figure 4 montre également que le saut de 2,7% à 8,1% observé dans le cas de 150-0 MPa correspond une proportion de 70% du gain total d'eau se produisant dans seulement 5 jours. On note cependant que la stabilisation nécessite une période aussi longue que 90 jours. De plus, les courbes sont bien organisées par rapport à la succion appliquée. A partir d'un état sec à 150 MPa (w = 2.7 à 2.9%), la teneur en eau de 8,0 à 8,1% est atteint à 9 MPa, de 8,3 à 8,5% à 4,2 MPa, de 9,3 à 9,4% à 1 MPa et de 11,5 à 12,1% à succion nulle. La valeur de la teneur en eau semble être moins stable à 1 et 0 MPa de succion, probablement en raison de la dépendance plus élevée à la température dans le cas des faibles succions (Tang et Cui 2005).

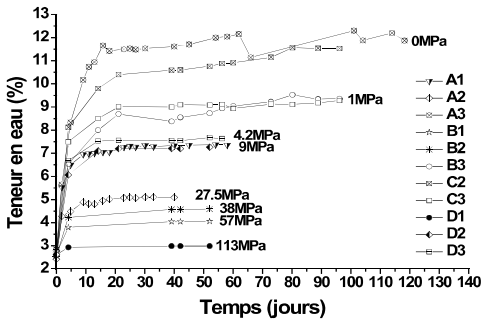


Figure 4. Variations de teneur en eau en fonction du temps pendant l'humidification de 150 MPa de succion à différentes succions

4.2. Chemin d'humidification-séchage

Les changements de la teneur en eau par rapport au temps le long du chemin d'humidification à partir de l'état initial sont représentés dans la figure 5. D'une manière classique, des teneurs en eau supérieures sont atteintes dans les petites succions. La cohérence observée entre les échantillons testés en parallèle à 9 et 4,2 MPa devient moins satisfaisante aux plus basses succions (1 et 0 MPa). L'augmentation soudaine de la teneur en eau observée à 0 MPa de succion après 25 jours (courbes F1, F2 et F3) est due à l'utilisation d'une pompe pneumatique afin d'accélérer les échanges air-eau. La pompe a été arrêtée après 17 jours parce que la circulation de vapeur génèrait de la condensation sur la surface de l'échantillon. Les courbes semblent être proches de la stabilisation après 60 jours avec des valeurs finales entre 11,4% et 12,0%.

Une moins bonne cohérence est observée entre les trois courbes à 1 MPa de succion avec des teneurs en eau finales entre 8,9 (G3) et de 10,9% (G1). La courbe de l'échantillon G1 présente également quelques changements irréguliers et la teneur en eau élevée (moins 48 jours) est probablement due à la proximité de l'échantillon avec le couvercle du conteneur sur lequel certains points de condensation ont été observés. La teneur en eau de l'échantillon G1 a diminué et est devenue stable une fois que la position de l'échantillon dans le dessiccateur a été changée.

La figure 6 montre les phases ultérieures d'humidification des échantillons H1, H2 et H3, passant de 4,2 MPa à zéro succion, séquence nécessaire pour déterminer la suite du chemin principal de séchage. Comme observé précédemment, la forme de la courbe confirme l'instabilité observée lorsque les faibles succions sont contrôlées par la phase vapeur, avec des problèmes liés de la sensibilité à la température et la condensation de vapeur.

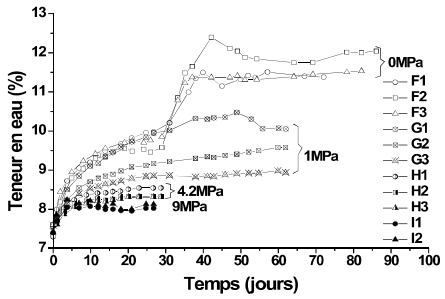


Figure 5. La teneur en eau en fonction du temps pendant le premier chemin d'humidification de l'état initial à différentes succions

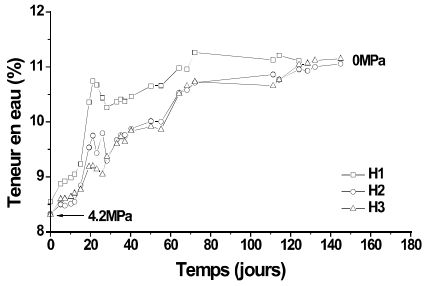


Figure 6. La teneur en eau en fonction du temps pendant le deuxième chemin d'humidification, de 4,2 à zéro MPa de succion

Afin d'étudier la phase ultérieure de séchage (voir Figure 7), les échantillons F2 et H2 ont été divisés en deux échantillons distincts (F2-1, F2-2, H2-1, et H2-2). A partir d'un état humide à succion nulle (teneur en eau de 11.0 à 12.0%), environ 10 jours ont été nécessaires pour atteindre l'état d'équilibre dans les succions imposées (entre 4,2 et 150 MPa) avec une stabilisation satisfaisante.

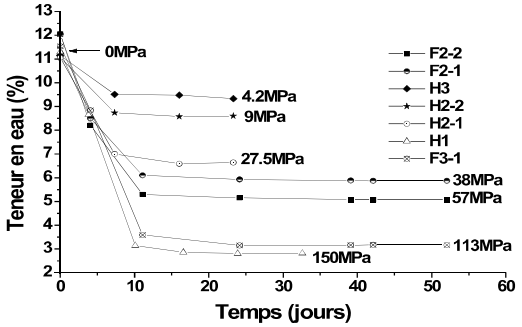


Figure 7. Teneur en eau en fonction du temps lors du chemin de séchage de zéro à différentes succions

4.3. Courbe de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau obtenues par les deux méthodes (contrôle et mesure de succion) sont présentées en figure 8. Les résultats obtenus sous contrôle de succion sont représentés par des symboles ouverts et ceux par mesure de succion en symboles noirs. Comme décrit précédemment, à partir de l'état initial (w = 7,3 à 7,6%), quatre points ont été obtenus à succion contrôlée le long du chemin d'humidification (succions de 9, 4,2, 1 et 0 MPa) et cinq le long du chemin de séchage (succions de 27,5, 38, 57, 113 et 150 MPa). Trois échantillons ont été testés pour chaque niveau de succion.

Les deux séries de données sont assez cohérentes, ce qui confirme la qualité des résultats des deux méthodes. En fait, la méthode de succion mesurée semble être plus simple, avec plus de données obtenues avec moins d'échantillons sur une courte période de temps. Etant donné que les deux techniques sont basées sur des mesures ou du contrôle de succion par la phase vapeur, il existe quelques incertitudes dans la zone de faible succion (inférieure à 4,2 MPa). Les problèmes sont dus soit à cause de la sensibilité à l'effet de température et de condensation dans l'approche à succion contrôlée, soit à la précision des mesures de succion dans l'autre approche. Cette limitation peut être résolue en utilisant des tensiomètres à grande capacité capables de mesurer directement la succion jusqu'à 1500 MPa (Ridley and Burland 1993, Cui et al 2005, Delage et al. 2008).

La figure 8 montre le chemin principal d'humidification obtenue après avoir sécher les échantillons à 150 MPa de succion et le chemin principal de séchage obtenu après l'humidification des échantillons à une succion nulle. Les courbes obtenues montrent que l'état initial est situé sur le chemin principal de séchage. Cela semble raisonnable, étant donné que l'échantillon a été désaturé à partir de l'état initial naturel saturé. La désaturation est la conséquence des effets successifs du relâchement des contraintes et du séchage après l'excavation, le stockage, le transport et la taille des éprouvettes au laboratoire.

La courbe de rétention de la figure 8 est complétée par les variations du degré de saturation (Figure 9-c et 9-d), qui donnent un aperçu plus détaillé des changements intervenant le long des chemins d'humidification et de séchage. A partir de l'état initial, la figure 9-d montre que la saturation complète apparaît à une succion de 9 MPa, pas loin de la succion initiale de 15 MPa. Ceci indique que la saturation se produit à une teneur en eau de 8% (figure 9-c), et que tous les états entre 8 et 10,8 à 12% sont saturés. Dans de telles conditions, une augmentation de la teneur en eau correspond à un gonflement à l'état saturé. Il est intéressant de suivre le chemin principal de séchage une fois la saturation et le gonflement achevés, l'échantillon restant saturé jusqu'à une succion de 4,9 MPa correspondant à une teneur en eau de 9%. On note cependant que la valeur de 4,9 MPa ne peut pas être considérée comme une valeur typique d'entrée d'air de l'argilite, car elle correspond à celle obtenue à partir d'un échantillon gonflé sous contrainte nulle. Le chemin principal d'humidification indique un degré de saturation sensiblement inférieure affichant un effet d'hystérésis significatif avec un degré de saturation de 88% lors du retour à une succion de 4,2 MPa. Une investigation plus poussée avec une meilleure mesure de succion ou des techniques de contrôle est évidemment nécessaire de mieux définir la réponse au degré de saturation à une faible succion.

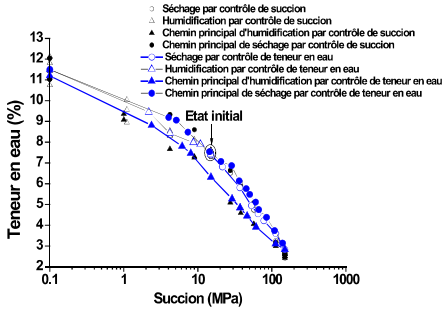


Figure 8. Courbe de rétention d'eau de l'argilite du COx obtenue par mesure et contrôle de succion

4.4. Changement de volume

L'observation d'une augmentation de la teneur en eau dans un état saturé faite ci-dessus conduit à la mise en évidence d'un comportement gonflant quand la succion diminue. Ceci est confirmé dans la figure 9, dans lequel les changements de porosité, de volume et de degré de saturation sont présentés en fonction de la succion. Un gonflement important dû à l'hydratation est observé et le changement de porosité de 17% à 23% à partir de l'état initial (figure 9-a et 9-b)) correspond à une déformation volumique significative de gonflement de l'ordre de 7%. Comme indiqué par les changements dans le degré de saturation, plus de gonflement se produit à l'état saturé, car la saturation se produit à une succion de 9 MPa. Inversement, un retrait de 1,4% a été observé lors du séchage du sol de l'état initial à une succion de 150 MPa. Le séchage à partir d'une succion nulle le long du chemin principal de séchage montre une diminution de volume avec une pente légèrement plus petite que celle observée pendant le gonflement. La désaturation commence à une succion de 5 MPa (figure 9-d), inférieure à celle produite à la saturation le long du chemin d'humidification.

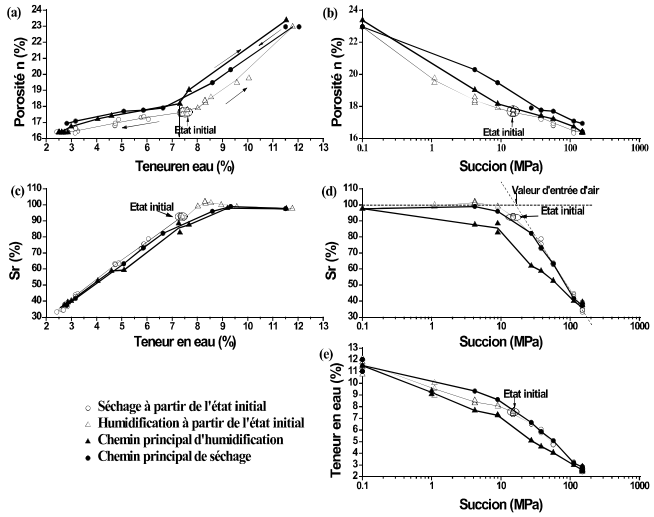


Figure 9. Variations de volume et de teneur en eau lors des cycles hydriques

La figure 10 montre la variation de volume en fonction de la succion imposée. Un gonflement de 6,7% est observé lors de l'humidification de l'argilite de l'état initial à succion nulle. Pendant le séchage ultérieur (chemin de séchage principal), le volume de l'éprouvette a diminué mais sans revenir à l'état initial. À la succion de l'état initial (15 MPa), la variation de volume irréversible après un cycle d'humidification/séchage

peut être estimée à 1,5%. Un retrait de 1,4% est observé lors du séchage du sol de l'état initial à une succion de 150 MPa. La courbe montre aussi qu'il est nécessaire d'atteindre une succion égale à 38 MPa pour revenir au volume initial (valeur significativement plus élevé que celle à l'état initial). En outre, une augmentation de succion induit une certaine rétraction avec une pente comparable à celle observée le long du chemin de séchage suivi de l'état initial. La réhydratation à partir de la succion maximale (150 MPa) provoque un gonflement avec une pente comparable à celle observée dans le premier chemin d'humidification à partir de l'état initial, la courbe étant parallèle et située au-dessus de celle obtenue lors du premier chemin d'hydratation. La succion à laquelle l'échantillon est ramené au volume initial est à présent de 20 MPa et la porosité à succion nulle est légèrement plus élevée (23,5 comparativement à 23%). La réponse à des changements de volume le long d'un cycle de succion est caractérisée par un phénomène d'hystérésis.

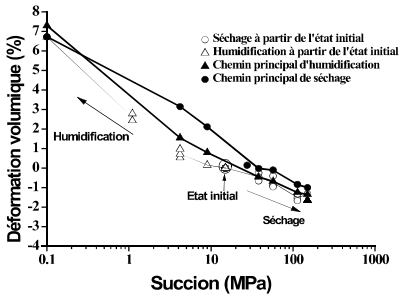


Figure 10. Variation de volume en fonction de la succion

5. Discussion

Les données présentées ici complètent des données existantes dans lesquelles les propriétés de rétention d'eau ont été étudiées sous l'aspect teneur en eau/succion sans considérer les changements de volume et les effets d'hystérésis (Pham et al. 2007). En effet, comparativement à un sol non ou peu déformable non saturé (sable ou un sol fins peu plastique (naturel ou compacté), les sols gonflants sont caractérisés par des propriétés importantes de gonflement-retrait qui ont une influence sur la réponse en termes de rétention d'eau. Comme dans les sols argileux, la succion est composée de la somme d'un terme capillaire (lié à la retenue exercée par capillarité ménisques, typique des sables), un terme d'adsorption lié à l'attraction physico-chimique exercée par les argiles sur les molécules d'eau, et d'un terme osmotique lié à la concentration en sel de l'eau interstitielle (négligeable dans la plupart des sols). Compte tenu de l'importance de la phase argileuse dans l'argilite du COx (40-50%) et en raison de la présence de smectite dans les particules inter-stratifiées smectite illite, l'adsorption est considérée comme ayant un rôle important dans les propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx.

Une caractéristique typique de sols gonflants est que leur changement de volume lors des changements de succion est significatif par rapport aux sables ou aux sols peu plastiques. Les changements de succion dans les sols ou les roches gonflants induisent en effet des changements importants de microstructure. C'est particulièrement le cas dans le chemin d'humidification de l'état initial, où la saturation est apparue très tôt à une succion de 9 MPa, montrant que la plupart des effets de rétention étaient dus à l'adsorption sans effets capillaires puisque l'échantillon a été saturé. En effet, un examen plus approfondi de la figure 10 montre que peu de gonflement (0,2%) s'est produit lors de la diminution de succion de 15 à 9 MPa et que la plupart du gonflement (7%) se produit dans un échantillon saturé. Zemenu et al. (2009) ont montré sur la base d'observations au MEB dans une argile plastique dense gonflant (argile Romainville de la région parisienne) que le gonflement n'est pas homogène (comme le suppose la théorie lors de l'application de double couche, par exemple, Bolt 1956), mais correspond au développement de microfissures au sein de la matrice argileuse. La même observation a été faite avec une échelle plus grande par Bornert et al. (2010) qui montre sur l'argilite du COx quelques fissures induites par l'hydratation et le gonflement à l'aide d'une technique de corrélation d'images.

Les deux techniques utilisées ici, basées sur le contrôle ou la mesure de succion par phase vapeur, apparaissent plus satisfaisantes à des succions supérieures à 4,2 MPa. À des faibles succions (1 et 0 MPa), l'étude expérimentale a souffert des incertitudes liée à la sensibilité à la température et aux effets de condensation sur les échantillons et les dispositifs.

Un suivi complet de l'évolution de la teneur en eau et du volume, la compréhension des propriétés de rétention d'eau de l'argilite du COx a été développé et les données existantes relatives aux relations teneur en eau/succion (Pham et al. 2006) ont pu être complétées avec la mise en évidence des effets d'hystérésis et de la position de l'état initial de l'échantillon dans le diagramme teneur en eau succion. Le gonflement significatif de l'argilite a été confirmé et mieux compris par le suivi de l'état de saturation le long des chemins de gonflement et de retrait.

La courbe de rétention d'eau de l'argilite du COx suivant le chemin principal d'humidification est en accord avec les résultats obtenus par Ghoreychi (1999). Cependant, la courbe de rétention le long du chemin principal d'humidification obtenue par Pham (2007) est différente. Cela peut être dû à la perturbation et le séchage de l'échantillon induits lors de carottage, de stockage, de transport et de la taille de l'échantillon au laboratoire (Mohajerani, 2011). La figure 9-e indique également que la courbe de séchage de l'état initial coïncide avec le chemin principal de séchage, ce qui indique que l'échantillon est proche de l'état saturé, au moment de l'extraction.

6. Conclusions

Afin d'étudier les propriétés de rétention et de gonflement de l'argilite du COx le long de cycles de désaturation-resaturation, une série de tests a été effectuée sur des éprouvettes extraites à grande profondeur (490 m) dans le laboratoire de recherche souterrain de Meuse-Haute-Marne (France).

Les courbes de rétention d'eau suivant des cycles séchage-humidification ont été obtenues. La teneur en eau de l'argilite du COx diminue avec l'augmentation de la succion. Sous une succion de 150MPa, l'argilite du COx est capable de retenir une teneur en eau de 2,6 à 3%. Avec la diminution de la succion, l'effet d'hystérésis augmente et atteint un maximum à 27,5MPa suivie par des valeurs décroissantes. La valeur d'entrée d'air de l'argilite du COx peut être estimée à environ 15 MPa.

Un gonflement de 2,78% est observé à une succion de 1 MPa. Un retrait de 1,372% a été observé lorsque la succion est augmentée à 150 MPa. La pente qui caractérise le gonflement (pente moyenne $\Delta\varphi/\Delta\log s = -0{,}0163$) est plus grande que la pente de retrait (pente moyenne $\Delta\varphi/\Delta\log s = -0{,}0124$). Le gonflement de l'argilite du COx produit des fissures avec succion inférieure à 5 MPa. Aucune fissure n'est observée lors du retrait de l'argilite du COx sous succion élevée (> 15 MPa).

Références Bibliographiques

[1] Abou-Chakra Guéry A, Cormery F, Shao JF, Kondo D. A micromechanical model of elastoplastic and damage behavior of a cohesive geomaterial. Int JSolidsStruct 2008;45(5):1406–29.
[2] Abou-Chakra Guéry A, Cormery F, Shao JF, Kondo D. A micromechanical model of elastoplastic and damage behavior of a cohesive geomaterial. Int JSolidsStruct 2008;45(5):1406–29.
[3] ANDRA. Dossier Argiles.Référentiel du site Meuse/Haute Marne:2005.
[4] Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E. & Villar, M. (1997). Suction controlled experiments on Boom clay. Engng Geol. 47, No. 4, 325–338.
[5] Bornert M., Valès F., Gharbi H. and Nguyen Minh D. 2010 ; Multiscale full-field strain measurements for micromechanical investigations of the hydromechanical behaviour of clayey rocks. Strain 46, 33-46.
[6] Cui Y.J., Tang A.M., Loiseau C., Delage P.. Determining the unsaturated hydraulic conductivity of a compacted sand–bentonite mixture under constant-volume and free-swell conditions. Physics and Chemistry of the Earth 33 (2008): S462–S471.
[7] Delage P, Howat M, Cui YJ. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. Eng Geol 1998; 50(1–2): 31–48.

[8] Delage P., Le T. T., Tang A. M., Cui Y. J. and Li X. L. 2007. Suction effects in deep Boom Clay block samples. Géotechnique ,Vol 57, No. 1, 239–244.
[9] Mohajerani M, Delage P, Monfared M, Sulem J, Tang A.M. and Gatmiri B. 2011. Oedometer compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 48 (4), 606-615.
[10] Montes-Hernandez G., Duplay J., Martinez L., Escoffier S., Rousset D. Structural modifications of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions. Applied Clay Science 25 (2004) 187– 194.
[11] Pham Q.T., Vales F., Malinsky L., Nguyen Minh D., Gharbi H. 2007. Effects of desaturation–resaturation on mudstone. Physics and Chemistry of the Earth 32, 646–655.
[12] Ramambasoa, N., Nguyen-Minh, D., Rejeb, A., 2000. Hydro-mechanical behavior of shale - application to the Tournemire site, France. In: Girard, J., Liebman, M., Breeds, C., Doe, T. (Eds.), Pacific Rocks 2000. Balkema, Rotterdam, pp. 1067–1072.
[13] Ridley A.M. & Burland J.B. 1993. A new instrument for measurement of soil moisture suction. Géotechnique, 43, n°2, 321-324.
[14] Tang, A.M., Cui, Y.J., 2005. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 287 – 296.
[15] Tang, A.M., Cui, Y.J., Qian, L.X., Delage, P., Ye, W.M., 2010. Calibration of the osmotic technique of controlling suction with respect to temperature using a miniature tensiometer. Canadian Geotechnical Journal, 47(3), 359 – 365.
[16] Williams J. & Shaykewich C. F. 1969. An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matric potential. Canadian Journal of Soil Science 102 (6), pp. 394-398.

Remerciements

Les auteurs remercient l'ANDRA qui a financés ces travaux et fournit les éprouvettes d'argilite. Les points de vue émis dans cet article sont ceux des auteurs et n'engagent l'ANDRA en aucune façon.

ETUDE DU COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE DES SEDIMENTS DE DRAGAGE

BOURABAH Maghnia Asmahane[1,2], TAIBI Said[3,4] & ABOU-BEKR Nabil[1,2]

mbourabah2000@yahoo.fr

[1] *Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement (EOLE), Algérie*

[2] *Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie*

[3] *Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), UMR 6294 CNRS, France*

[4] *Faculté des Sciences et Techniques, Le Havre, France*

***Résumé**. L'article présente les résultats d'une étude expérimentale du comportement sur chemin de drainage-humidification de sédiments de dragage de la région de l'ouest-algérien étudiés à l'état naturel et traité. Il s'agit de chemins de variations de succions sous contraintes extérieures nulles.*

Deux techniques ont été adoptées, la technique osmotique et celle des solutions salines saturées. Une synthèse des caractéristiques hydro mécaniques a été élaborée entre le comportement hydrique des formulations de matériaux étudiés à l'état naturel et calciné et à différents états de compacité ; traités après d'un sol granulaire comme correcteur granulométrique en vue de les exploiter par la suite en technique routière.

***Mots clés**: sédiments de dragage, succion, traitement, drainage-humidification, comportement hydro-mécanique.*

***Abstract**: The paper presents results of an experimental study of the behavior on drying and wetting paths of sediments dredged from the region of west-Algerian studied in their natural state and treated at variations suctions increasing external pressures to zero.*

Two techniques were adopted, the osmotic technique and the saturated salt solutions. A synthesis of hydro mechanical characteristics was developed between the hydraulic behavior of the formulations studied at natural and calcined states materials in different states of compactness and treated after a spell as granular soil particle to exploit later in road engineering.

***Keywords**: dredging sediments, succion, treatment, drying-wetting, hydro-mechanical behavior.*

1. Introduction

L'étude du dimensionnement des couches d'une structure routière, nécessite la connaissance du comportement hydrique du sol constituant ces différentes couches de chaussée lors des cycles de séchage/mouillage.

L'intérêt de l'étude sur ces chemins hydriques permet d'une part de mettre en évidence le rôle de la pression capillaire à laquelle sera soumis le sol en vue de comprendre son influence sur son comportement hydromécanique à des contraintes extérieures nulles ou variables ; d'autre part et en se référant à la réalité, de nombreux phénomènes suivent, en première approximation l'état de ces chemins hydriques tel que le cas des cycles de retrait-gonflement couramment rencontrés dans les sols situés à des profondeurs faibles [1], [6].

Nous présentons dans cette étude, les résultats expérimentaux du comportement hydrique obtenu sur les chemins de drainage-humidification par utilisation de deux méthodes d'imposition de la succion (méthodes osmotique et des solutions salines saturées) sur le sédiment de Cheurfas naturel à l'état d'une pâte et compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM) sous contraintes extérieures nulles.

En parallèle, nous présentons aussi le comportement sur ces mêmes chemins hydriques déterminés sur trois (03) formulations étudiées de sédiments traités d'une part par une correction granulométrique et d'autre par un traitement sur sa teneur en matières organiques.

Ces traitements adoptés sont utiles en vue de valoriser ces types de formulations comme matériau constitutif dans les couches de structure routière.

2. Identification du sédiment du barrage Cheurfas

Le barrage de Cheurfas est situé au nord-ouest de l'Algérie à une quinzaine de kilomètres en amont de la ville de Sig dans la Wilaya de Mascara. Il a été mis en exploitation en 1992 et est destiné à l'irrigation des terres agricoles voisines ainsi qu'à l'alimentation en eau potable du périmètre de Sig. Ce barrage coupant l'Oued El Mebtouh, est destiné à réguler 45 millions de m^3 d'eau. L'ouvrage est construit sur les vestiges de l'ancien barrage emporté par une crue en 1927 [13]. Son bassin fluvial principal présente une superficie totale estimée à 4190 km^2. Des prélèvements en surface ont été effectués dans des points équidistants sur la zone du côté aval où le sédiment dragué se trouve accumulé en quantités remarquables (Figure 1).
Une caractérisation physico-chimique et géotechnique a été effectuée sur ce sédiment prélevé dont les résultats sont présentés dans les tableaux 1 et 2 [3].



Figure.1. Zone d'accumulation du sédiment de dragage sur le côté aval du barrage

Tableau 1. Distribution granulométrique du sédiment de Cheurfas

	Sable (%)	Limon (%)	Argile (%)	Cu	Cc
Sédiment de Cheurfas	4	43	53	2.89	0.84

Tableau 2. Paramètres physico-chimiques du sédiment de Cheurfas

	Paramètres physiques									
	w_n [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_R [%]	I_p [%]	I_L [%]	Ic [%]	I_R [%]	γs [kN/m^3]	Ac
Sédiment de Cheurfas	96	62	36	9	26	2.31	-1.31	53	26.7	0.5
	Paramètres chimiques									
	VBS		S.S.T [m^2/g]		$CaCO_3$ [%]		M.O [%]		PH	
	3.22		68		12.5		6.5		7.92	

Ces résultats montrent que la fraction fine inférieure à 63µm (argile et limon) est dominante et représente près de 96%, tandis que la présence des particules sableuses est minime. Le calcul des coefficients d'uniformité et de courbure montre une granulométrie serrée et un sédiment mal gradué. Selon la classification LPC-USCS [14], ce matériau naturel est un sol organique très plastique Ot(OH). D'après le tableau 2, on constate une teneur en eau naturelle très élevée, mais qui demeure caractéristique d'un sédiment de dragage. Ce sédiment naturel est également caractérisé par une plasticité et un potentiel de gonflement élevés [15]. C'est une conséquence de sa finesse et de sa teneur élevée en matières organiques (6.5%). En effet, les limites de liquidité et de plasticité augmentent avec la quantité de matières organiques [8].
Dans le cadre de la valorisation en technique routière, la classification des matériaux GTR selon la norme NF-P11-300 [11] permet de placer le matériau en classe F, classe correspondant aux matériaux naturels renfermant de la matière organique. En s'appuyant sur les valeurs des données géotechniques (Dmax ≤ 50mm et tamisât à 80µm > 35%), le matériau se repositionne en classe A, celle des sols fins. La sous-classe déterminée par les analyses granulométriques, la valeur au bleu et les limites d'Atterberg orientent ce matériau vers la classe A2. À partir de ces analyses, l'utilisation de ce sédiment dans les structures routières demande un traitement préalable afin de répondre aux exigences demandées en termes de portance et de déformation.

3. Comportement sur chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas

En complément des valeurs de portance et de classes de résistances mécaniques exigées suivant le guide technique GTR [11], pour être utilisé en couche d'assise de chaussée, le matériau étudié doit présenter de bonnes performances mécaniques sur des chemins de drainage-humidification afin d'étudier l'effet des cycles de dessiccation et d'imbibition sur leur déformation, et donc sur leur durabilité.
Nous présentons dans ce qui suit, les résultats expérimentaux du comportement obtenu sur les chemins hydriques par utilisation de deux méthodes d'imposition de la succion (méthodes osmotique et des solutions salines saturées) sur le sédiment de Cheurfas naturel à l'état d'une pâte et compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM) sous contraintes extérieures nulles.

3.1. Programme expérimental

Le comportement sur chemin de drainage-humidification a été déterminé par un certain nombre d'essais. Ces essais consistent à imposer au sol une suite de pressions capillaires croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), puis à le ré-humidifier en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (imbibition).
Deux méthodes d'imposition de succion ont été utilisées :
1) La méthode osmotique pour des gammes de succions faibles (50 kPa, 8400 kPa) en utilisant le PEG 20000 pour la gamme de 50 à 1500 kPa et PEG 6000 pour la gamme de 3100 à 8400 kPa,
2) La technique des solutions salines saturées qui permet de balayer les gammes de pression capillaires les plus élevées (8.4 MPa à 234 MPa).

3.2. Préparation des échantillons

Les échantillons ont été confectionnés dans trois (03) états initiaux :
1. Pâte saturée : L'échantillon est saturé, préparé sous forme de pâte à une teneur en eau initiale égale à une fois et demi sa limite de liquidité (wo = 1.5 x W_L) ;
2. Pâte sèche : De la pâte saturée ainsi préparée, on prend une quantité qu'on introduit dans une étuve pour dessiccation à 105°C pendant 24h ;
3. Echantillon compacté à l'OPM : Le sédiment fin sec de Cheurfas est humidifié à l'Optimum Proctor Modifié (w_{OPM} = 23.3%, γ_{dmax} = 15.54 kN/m^3), puis est soigneusement conservé, ensuite le mélange est compacté statiquement à la densité de Proctor Modifié (les dimensions des échantillons obtenus après compactage sont : d = 22 mm, h = 13 mm). Le compactage statique est effectué à une vitesse de 1.14 mm/mn. On estime que cette vitesse est suffisamment lente pour permettre la dissipation des pressions interstitielles dans le cas de nos sédiments tout au long du compactage statique.

3.3. Méthodes de contrôle et de mesure de la succion

3.3.1. La méthode osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. Il repose sur le principe qu'un système physique quelconque en déséquilibre tend toujours à se ramener à un état d'équilibre par transfert énergétique. On utilise des solutions de macro-molécules de polyéthylène glycol (PEG).
L'utilisation de cette méthode nécessite la connaissance de la relation qui lie la concentration du PEG (polyéthylène glycol) avec la succion imposée [12].
Les différentes concentrations du PEG20000 et PEG6000 utilisées, sont indiquées dans le tableau 3. La pose des échantillons consiste à fixer la membrane semi-perméable (membrane de dialyse avec une faible porosité (5nm)) dans le bécher contenant du PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC, le rôle de la membrane poreuse ne laissant migrer que les molécules d'eau et les ions de la solution du sol. La bague est ensuite glissée sur les parois du bécher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfait (pas de bulles d'air). Les échantillons sont ensuite posés sur la membrane, le bécher sera fermé par un couvercle (parafilm) et laissé un certain temps (deux semaines environ) pour la stabilisation du transfert [12].

Tableau 3. Succions imposées en fonction de la concentration du PEG à 20°C [7]

Masse(g) PEG2000/500 ml eau	33.71	47.67	67.42	95.35	116.77	134.84	165.14	184.64
s (kPa) = u_a - u_w	50	100	200	400	600	800	1200	1500
Masse(g) PEG6000/500 ml eau	213.2		261.12		369.27		426.40	
s (kPa) = u_a - u_w	2		3		6		8	

3.3.2. Méthode des solutions salines saturées

Pour les valeurs de succions élevées (de 3 à 1000 MPa), un autre dispositif est utilisé qui fait appel à des solutions salines saturées.
Cette méthode repose sur le principe que sous une concentration en sel, une pression d'air et une température données correspondent à une seule pression partielle de vapeur d'eau [12]. Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. L'humidité relative ainsi générée dépend de la nature chimique de l'espèce en solution, ce qui permet de contrôler l'humidité relative par une solution saline saturée, jusqu'à de très fortes valeurs de pression capillaire.
Dans cette méthode, l'échantillon est placé dans un dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d'une solution saline générant une humidité relative connue.
Les transferts hydriques se font en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu'avec la méthode osmotique.
Cette méthode a l'avantage qu'elle est simple en terme de sa procédure expérimentale et moins dangereuse, mais garde comme inconvénient que les échanges par phase vapeur sont plus lentes où il faudra environ 1 à 2 mois pour atteindre l'équilibre [12].
La détermination des succions est déduite de la loi de Kelvin. Les solutions salines saturées utilisées dans la présente étude et leurs succions correspondantes sont présentées dans le tableau 4.

Tableau 4. Concentrations des solutions salines saturées [7]

Solutions salines saturées	KCl	$NaNO_3$	$MgCl_2$	Nacl	H_2SO_4
Concentration (g de sel/ 500 ml d'eau)	341	872	552.31	89.72	44.86
Succion (MPa)	20.5	40.24	156	234	332

3.3.3. Détermination des paramètres d'état

La présentation des chemins de drainage humidification nécessite la connaissance des paramètres d'état des différents échantillons, à savoir : teneur en eau (w), poids volumique sec (γ_d), indice des vides (e) et degré de saturation (Sr).
Ces paramètres d'état sont déterminés par des pesées hydrostatiques des échantillons étudiés immergés dans une huile non mouillante qui est le kerdane (pétrole lampant) ayant une densité de l'ordre de 0.78, utilisé pour remplir les gros pores sans entrainer de gonflement dans l'échantillon. Cette huile est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à 105°C. Cette méthode a été dérivée par Zerhouni (1991) de celle décrite par Tessier (1975) [5].
L'ensemble du dispositif expérimental mis en place dans cette étude contient 181 échantillons, soit 905 pesées effectuées.

4. Chemins de drainage-humidification sur le sédiment naturel de Cheurfas à l'état pâteux

Les chemins de drainage-humidification sur le sédiment fin de Cheurfas, initialement préparé sous forme d'une pate ($w = 1.5\ W_L$ avec $W_L = 62\%$), sont représentés sur la figure 2. Dans le cas général, l'application d'une succion à un échantillon de sol se traduira simultanément par une variation de volume et de teneur en eau, ou encore d'indice des vides et de degré de saturation. C'est pourquoi, il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau incluant tous ces paramètres.
La figure 2 comporte cinq (05) graphiques qui se correspondent verticalement et horizontalement [9].
- Dans le plan [e, Log(s)] appelé aussi courbe de compressibilité hydrique, on observe une variation importante d'indice des vides avec la succion, qui s'apparente à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé. Le coude de cette courbe où commence le palier de retrait constitue un point caractéristique de ce plan [16].

Contrairement à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé, elle présente un palier quasi-horizontal lorsque la succion devient supérieure à une valeur seuil qu'on désigne par la limite de retrait s_{SL} qui est l'abscisse du point où débute le palier horizontal d'indice des vides.
Il est constaté aussi dans ce même plan une irréversibilité forte entre les chemins de drainage et d'humidification avant le palier et une quasi-réversibilité sur le palier.

- Dans le plan [w, e] appelé courbe de retrait usuelle où les échantillons suivent dans un premier temps, la droite de saturation, d'équation ($e = w\ \gamma s/\gamma w$). Ensuite, lorsque la teneur en eau décroit, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait W_{SL}, qui représente le point d'intersection de la droite de saturation avec l'asymptote horizontale à la courbe de drainage au palier de retrait pour w = 0, est de 23% correspondant à l'indice des vides de la limite de retrait e_{SL} qui est de l'ordre de 0.63. Cette limite de retrait correspond par analogie, dans le plan [e, Log(s)], à une pression capillaire de limite de retrait notée s_{SL} d'une valeur de 9 MPa.
- Dans le plan [Log(s), Sr], le sol est quasi-saturé jusqu'au point d'entrée d'air qui correspond à la valeur $s_{désa}$ = 0.15 MPa appelée succion de désaturation. Pendant cette phase son comportement dans le plan [e, Log(s)] est semblable à celui d'un sol saturé normalement consolidé sur un chemin oedométrique classique. La variation de l'indice des vides en fonction de Log(s) est linéaire. Au-delà de la succion de retrait, l'indice des vides ne varie plus, en revanche le degré de saturation diminue rapidement dans le plan [Sr, Log(s)] pour atteindre une valeur de 20% pour une succion supérieure à 1000 MPa. D'autre part, cette variation de Sr est pratiquement proportionnelle à la teneur en eau dans le plan [w, Sr].
Il est à remarquer que la succion de désaturation ($s_{désa}$) est plus faible que la succion de limite de retrait s_{SL}, ceci caractérise généralement le comportement des sols lorsqu'on part d'un sol saturé sous forme de pâte.
- Dans le plan [Log(s), w], on remarque dans le domaine quasi-saturé ($s < s_{désa}$), que la teneur en eau varie peu. Au-delà de $s_{désa}$, une diminution rapide de la teneur en eau est constatée jusqu'à atteindre une succion égale à s_{SL}. Au-delà de cette limite s_{SL}, la teneur en eau tend vers un palier correspondant au palier d'indice des vides constant.
Sur la figure 2, nous avons superposé dans le plan [Log(s), e], la droite de corrélation normalement consolidée de Biarez et Favre, 1975 où on remarque que cette droite de corrélation est parallèle au chemin de drainage dans sa partie normalement consolidée avec un décalage $\Delta e \approx 0.4$. On peut attribuer ce décalage au fait que la corrélation de Biarez et Favre est basée sur l'interprétation de chemins oedométriques (chemins k_0), alors que les chemins de drainage sont des chemins de type isotropes (déformations latérales non nulles).
Sur le chemin d'humidification, on retrouve les mêmes aspects du comportement :
De s = 332 MPa à s_{SL} = 9 MPa, le comportement volumique est réversible. À partir de la succion de limite de retrait, on remarque l'apparition d'une hystérésis entre le chemin de drainage et d'humidification visible dans tous les plans sauf [w, e].
En dessous de s = 5 MPa, le sol tend vers une quasi-saturation (Sr > 85%); le chemin d'humidification dans le plan [Log(s), e] suit une pente plus faible que celle du drainage. Ceci est dû au fait que le drainage est un chemin de compressibilité plastique et l'humidification est un déchargement hydrique qui suit un chemin élastique.
- Dans les plans [w, Sr] et [w, e], on constate une quasi-réversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification.

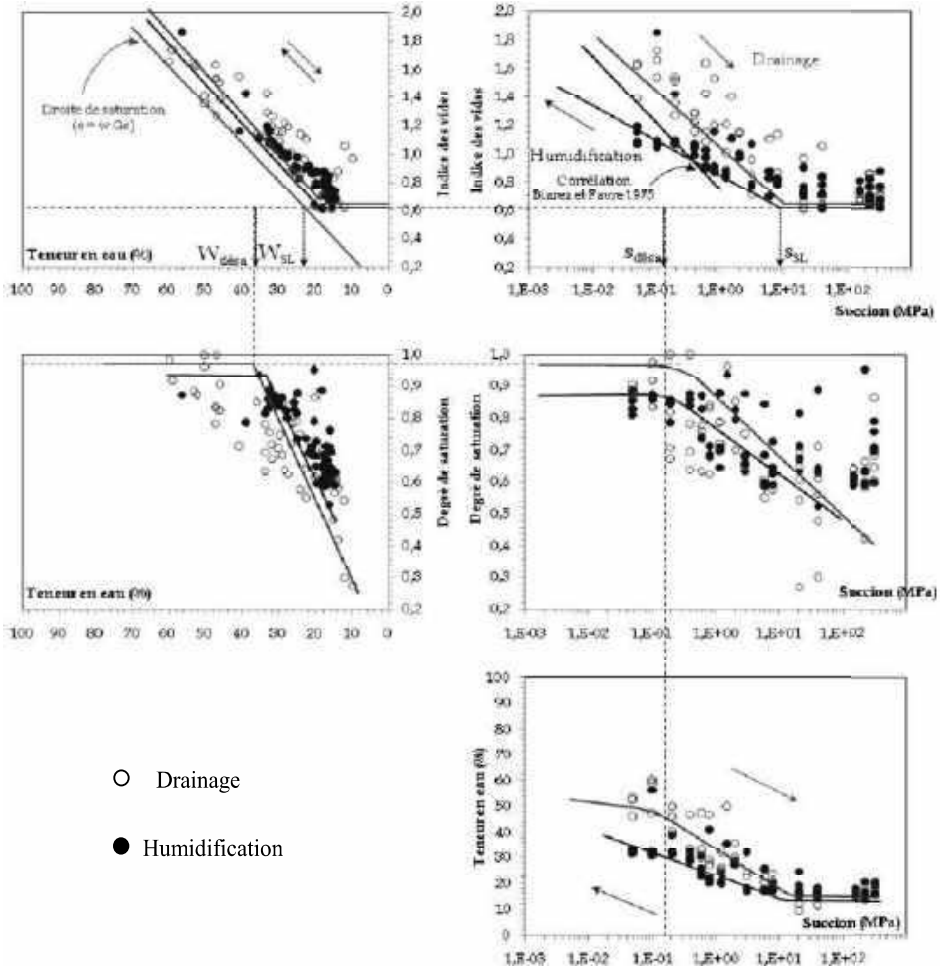


Figure 2. Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas sous forme d'une pâte

5. Chemins de drainage-humidification sur le sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié

La figure 3 représente le cycle de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié (w_{OPM} = 23.3%, γ_{dmax} = 15.54 kN/m^3). La succion initiale à l'OPM s_{OPM} est estimée à 5.6 MPa.

On constate sur ces cinq (05) graphiques que l'échantillon suit un chemin de drainage à partir de s_{OPM} et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à s_{OPM}.

Dans le plan [w, e], les échantillons du sédiment compacté sont proches de la droite de saturation, ensuite ils tendent à rejoindre le palier de retrait.

Dans le plan [log(s), e], on constate que les échantillons présentent un palier de la limite de retrait qui vu la dispersion des points expérimentaux parait confondu avec celui de la pâte.

Par ailleurs, dans le domaine quasi-saturé, on constate en principe que le gonflement est plus important pour les sols compactés que pour les échantillons de pâte séchés initialement. Ce résultat est nuancé dans le cas de notre sédiment car la dispersion des points expérimentaux ne permet pas de le confirmer d'une façon nette.
À titre indicatif, nous avons comparé les paramètres caractéristiques du sédiment naturel compacté à l'OPM avec ceux déduits des corrélations de Fleureau et al. 2002, fonctions de la limite de liquidité [10] :

$$w_{OPM} = 4.55 + 0.32\ W_L - 0.0013\ W_L^2 \quad (1)$$

$$s_{OPM} = 1.72\ (W_L)^{1.64} \quad (2)$$

$$\gamma_{dOPM} = 20.56 - 0.086\ (W_L) + 0.00037\ (W_L)^2 \quad (3)$$

Le tableau 5 ci-dessous résume ces paramètres mesurés et calculés

Tableau 5. Comparaison des paramètres mécaniques du sédiment de Cheurfas compacté à l'OPM avec les valeurs déterminées par les corrélations de Fleureau et al. 2002 [10].

	Valeurs mesurées	Valeurs calculées par Fleureau et al. 2002
w_{OPM} (%)	23.3	19.4
s_{OPM} (MPa)	5.6	1.5
γ_{dOPM} (kN/m^3)	15.5	16.65

Globalement, ces corrélations donnent d'assez bon résultats pour ce sédiment naturel, avec une différence est de l'ordre de 17% concernant la teneur en eau optimum et de l'ordre de 7% pour la densité sèche. Néanmoins, l'écart estimé pour la succion initiale à l'OPM est élevé (73%).

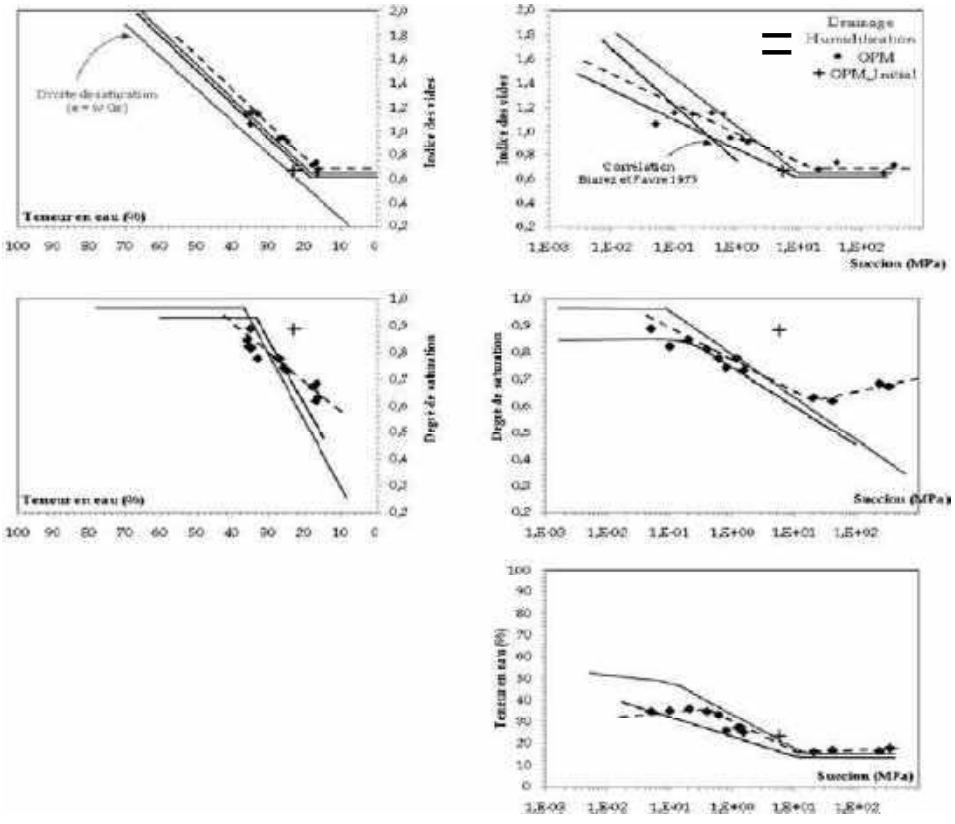


Figure 3. Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM)

6. Chemins de drainage-humidification des sédiments traités

La granulométrie et la teneur en matières organiques représentent les facteurs clés du choix de l'utilisation des sédiments de dragage en technique routière [3], [4]. Après traitement, il est nécessaire d'obtenir un matériau qui remplit les conditions suivantes :
– Répondre aux normes de classification et de dimensionnement en vigueur [11] ;
– Maintenir ses propriétés mécaniques et structurales dans le temps pour satisfaire les normes de durabilité ;
La méthodologie de traitement du sédiment d'étude est constituée de deux étapes :
– Correction de la granulométrie du sédiment naturel par ajout d'une fraction granulaire.
– Amélioration des caractéristiques mécaniques par traitement de la matière organique dans ce matériau.
Le choix des dosages respectifs de ces différents composants va aussi permettre de diminuer la teneur en eau par les phénomènes d'hydratation et d'apport de matières sèches [2].
Ainsi, l'ajout granulaire choisi est un sable de carrière (0/4) mm comportant 3 % d'éléments inférieurs à 80µm et 47 % de sable grossier. Il s'agit d'un sable propre bien gradué Sb (SW) selon la classification LPC-USCS [14]. Avec sa granulométrie étalée ($C_u = d_{60}/d_{10} = 10 > 6$), sa densité et sa portance seront donc élevées par rapport au sédiment naturel (Tableau 6) et favorisera son utilisation en technique routière.
D'autre part, pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sédiment, un traitement par calcination à une température de 550°C au bout de 6 heures a été effectué sur le sédiment naturel (Tableau 6).

Tableau 6. Variation de l'Optimum Proctor Modifié pour le sédiment de Cheurfas et le sable d'ajout 0/4 mm

	w_{OPM} (%)	γ_{dmax} (kN/m^3)	A_{OPM}(%)	IPI_{OPM}
Sédiment Naturel de Cheurfas (SN)	23.3	15.54	5.57	14
Sédiment Calciné de Cheurfas (SC)	25.45	15.44	3.31	31
Sable d'ajout (0/4) mm	8.83	21.23	2.62	38

Ainsi trois types de formulations ont été étudiés :

Formulation 1 : 100% SC + 0% Sable
Formulation 2 : 30% SN + 70% Sable
Formulation 3 : 30% SC + 70% Sable

Les sédiments traités selon le protocole des trois (03) formulations présentées sont compactés statiquement à l'OPM. Après le compactage, les échantillons des formulations traitées et incrustés de papier filtre Whatman 42, sont conservés pendant 24h de façon hermétique. Après cela, les teneurs en eau des papiers filtres sont mesurées afin d'apprécier l'ordre de grandeur de la succion initiale. Les échantillons sont soumis ensuite à des chemins de drainage et/ou d'humification suivant que la succion imposée soit supérieure ou inférieure à la succion initiale.
La figure 4 présente ces chemins dans les 5 plans pour les trois (03) formulations. Nous y avons superposé les chemins de drainage et humidification du sédiment compacté à l'OPM.
On remarque dans le plan [log(s), e] que les paliers de retrait des formulations (2 et 3) se positionnent globalement au dessous de celui du sédiment naturel. Par ailleurs les chemins d'humidification ne présentent pas de variation de volume notable, contrairement aux sédiments naturel et calciné compactés à l'OPM.
Dans le plan [w, e], on constate que l'ensemble des points expérimentaux du sédiment traité selon les 3 formulations se regroupent au voisinage de la droite de saturation. Ceci est confirmé dans le plan [w, Sr] par les valeurs des degrés de saturation qui varient de 0.6 à 0.95 environ.
On remarque dans le plan [log(s), e] que le sédiment traité selon la formulation 2 présente les indices de vides les plus faibles. Cette densité élevée liée d'une part à l'état de compacité du mélange et d'autre part à la combinaison de 70% de sable et 30% de sédiments fins qui permet un remplissage des pores de la matrice sableuse par les fines du sédiment naturel. On constate par ailleurs que les points expérimentaux s'alignent sur une droite de pente C_H très faible devant celle du sédiment naturel compacté à l'OPM.
Concernant la formulation 3 du sédiment corrigé et traité par calcination, on remarque globalement que les indices des vides restent quasiment constants quelque soit la succion imposée. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'élimination de matières organiques engendre une détérioration dans le complexe minéralogique interne du sédiment (complexe argilo-humique) qui permet la création d'un nouveau matériau à structure

interne non évolutive dans le temps, empêchant ainsi tout réarrangement des grains sous l'effet de contraintes hydriques [3], [4].

Dans le plan [log(s), w], on retrouve ce classement des formulations 2, 3 et 1 en teneurs en eau croissantes pour une succion donnée. On remarque aussi que la variation des teneurs en eau des formulations traitées d'un sol granulaire reste limitée par rapport à la formulation 1 qui présente une pente d'humidification beaucoup plus prononcée et reste bien au dessous de la courbe de rétention du sédiment naturel compacté à l'OPM.

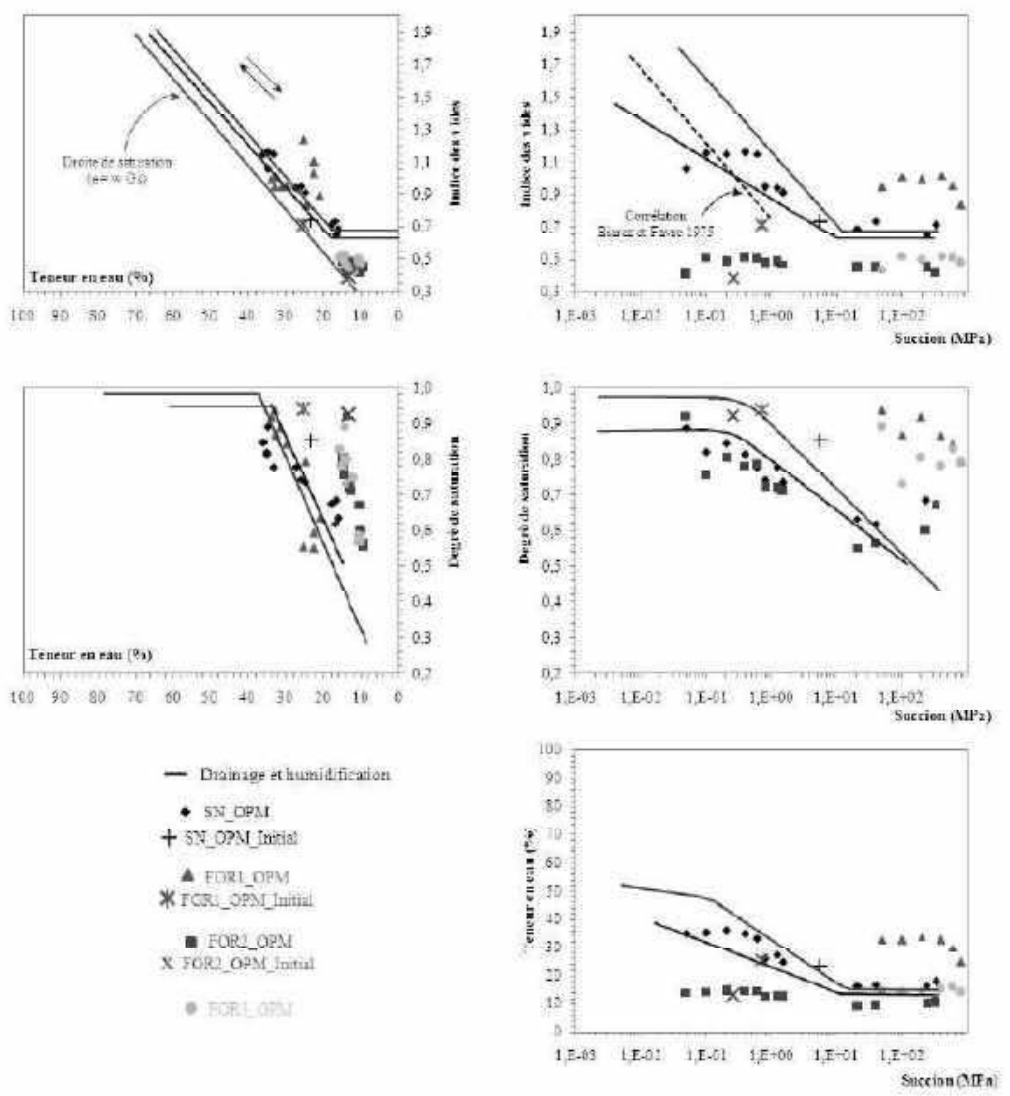


Figure 4. Chemins de drainage-humidification des formulations étudiées

7. Conclusion

Les résultats obtenus dans cette étude ont montré l'existence d'un domaine saturé à succion non nulle mis en évidence sur les chemins de drainage-humidification du sédiment naturel de Cheurfas. L'apparition de

boucles d'hystérésis est bien marquées lors de ces cycles (D-H) ou des déformations irréversibles se produisent dans le domaine saturé à succion non nulle et deviennent réversibles dans le domaine non-saturé.
Le drainage dans le domaine non-saturé intéresse l'eau adsorbée et l'augmentation de la succion entraîne une diminution du degré de saturation et des déformations élastiques réversibles.
En comparant les résultats obtenus sur le sédiment naturel à l'état pâteux avec celui compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM), on constate que les paliers de limite de retrait pour les échantillons compactés et pour la pâte sont quasiment confondus. Ceci va à l'encontre des résultats de la littérature qui montrent que ce palier dépend de l'état initial du matériau. Cette remarque est à nuancer vu la dispersion de nos points expérimentaux.
Les sédiments traités d'un sol granulaire et compactés présentent un comportement surconsolidé de chemins de séchage-imbibition réversibles et la teneur en matières organiques n'influe pas sur leur état de surconsolidation.

8. Références bibliographiques

[1] N. Abou-Bekr, "Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturée". Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1995.

[2] N. Abriak, "*Améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP*", Guide Technique Régional Relatif à la méthodologie de gestion des sédiments de dragage portuaire, Démarche PREDIS Nord Pas de Calais, Groupe de travail n°5, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai, 2007.

[3] M.A. Bourabah, "*Comportement mécanique des sols fins. Application à la valorisation des sédiments de barrages en technique routière*". Thèse de Doctorat, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2012.

[4] M.A. Bourabah, S. Taibi, N. Abou-Bekr, "*Valorisation des sédiments de dragage de barrages algérien-Cas du barrage de Cheurfas*", Publication dans le numéro spécial « Sédiments » de la European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE), Volume 15-No. 2/2011 127-304. DOI : 10.3166/EJECE.15.179-196©2011 Lavoisier, Paris

[5] S.A. Bourokba Mrabent, "*Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kebir*". Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie, Oran, Algérie, 2011.

[6] P. Delage, "*Comportement des sols non saturés, Introduction à la géotechnique*", Office des publications universitaires, Tome 1 Collectif, 2011.

[7] F.M. Derfouf, "*Comportement de deux argiles de la région de Tlemcen sur chemin de drainage-humidification-Etude expérimentale et modélisation*". Thèse de magister en Génie-Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2005.

[8] V. Dubois, "*Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins-Valorisation en technique routière*". Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai, 2006.

[9] J.M. Fleureau, S. Kheirbek-Saoud, R. Soemitro, S.Taibi, "*Behavior of clayey soils on drying–wetting paths*". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, N° 2: pages 287-296, 1993, DOI: 10.1139/t 93-024.

[10] J.M. Fleureau, J.C. Verbrugge, P.J. Huergo, A.G. Correia, S. Kheirbek-Saoud, "*Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths*". Canadian Geotechnical Journal 39: 1341–1357, DOI: 10.1139/t02-100 © 2002 NRC Canada.

[11] GTR, "*Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme*", fascicules 1, principes généraux, 100p, LCPC-SETRA, 2000.

[12] M.K. Gueddouda, "*Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée (sable de dune-bentonite)*". Thèse de Doctorat, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2010.

[13] Z. Labiod, T. Benamra, H.K. Benrahou, M. Rabah, "*Auscultation des barrages en Algérie*", Séminaire National de Génie Civil SNGC'01, Sidi Bel Abbès, 13-14 mai 2001, Algérie.

[14] J.P. Magnan, "*Cours de mécanique des sols et des roches*", Volume 1, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1998.

[15] P. Mouroux, P. Margron, J.C. Pinte, "*La construction économique sur sols gonflants, Manuels et Méthodes*", Rapport de recherche n°14, BRGM, 1988.

[16] S., Taibi, "*Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative. Etude expérimentale et modélisation*". Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France, 1994.

SIMULATIONS NUMERIQUES DE LA COURBE DE RETENTION D'EAU DES SOLS EN TEMPERATURE

GHEMBAZA Moulay Smaine[1], BELAL Tewfik[1], BELLIA Zohir[1]

ghembaza_moulay@yahoo.fr

[1]*UDL, FSI, Laboratoire de Génie Civil et Environnement, Sidi Bel Abbès, Algérie.*

Résumé *: Cet article présente des simulations numériques visant à étudier l'influence de la température sur la courbe de rétention d'eau des sols non saturés en utilisant le modèle thermo- hydrique de Salager et al., 2010. Une présentation succincte du modèle est décrite. Ce modèle permet de prédire, à partir de mesures expérimentales réalisées sur des chemins de drainage-humidification à différentes températures et à différents états initiaux, les courbes de rétention d'eau d'un sol dans le plan [w , u_a-u_w]. On met en évidence l'existence du phénomène d'hystérésis et le décalage des courbes de rétention vers le bas montrant une légère diminution de la teneur en eau lorsque la température augmente. Pour valider ce modèle, trois résultats expérimentaux récents de la littérature sont simulés à savoir : les travaux de Ghembaza et al., 2007 sur des chemins de drainage et d'humidification d'une argile sableuse préparée au laboratoire sous forme de pâte et à deux températures imposées (23°C et 80°C), les travaux de Jamei et al., 2007 sur des chemins de drainage en température (à 20°C et 60°C) d'une argile limoneuse compactée et ceux de Jacinto et al., 2009 sur des chemins de drainage d'une bentonite compactée à une masse volumique de 1750 kg/m^3 et à deux températures 25°C et 80°C.*

Mots-Clefs *: Courbes de rétention d'eau, Teneur en eau, Degré de saturation, Drainage, Humidification, Succion, Température.*

Abstract *: This article presents the numerical simulations aiming to study the temperature influence on the curve of water retention in the unsaturated soils while using the thermo - hydric model of Salager and al., 2010. A brief presentation of the model is described. From applied measures achieved on wetting-drying paths at different temperatures and different initial states, this model permits to predict the curves of water retention of a soil in plan [w, u_a-u_w]. We put to evidence the existence of the phenomenon of hysteresis and the shift of the retention curves showing a light reduction of the moisture content when the temperature increases. To validate this model, three recent experimental test results from the literature are simulated i.e.: the works of Ghembaza and al., 2007 on wetting-drying paths of a sandy clay prepared at the laboratory as a paste at two imposed temperatures (23°C and 80°C), the works of Jamei and al., 2007 on drying paths at a temperature (20°C and 60°C) of a compacted silty clay and those of Jacinto and al., 2009 on wetting paths of a bentonite compacted at a density of 1750 kg/m^3 and two temperatures, 25°C and 80°C.*

Key-Words*: Curves of water retention, water content, degree of saturation, Drying, Wetting, Suction, Temperature.*

1. Introduction

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la modélisation de la courbe de rétention d'eau. Depuis la relation développée par Gardner (1958), de nombreux auteurs se sont attaché à améliorer la fonction d'ajustement mathématique de la courbe de rétention d'eau. Les différentes approches empiriques successives sont basées sur des fonctions en loi de puissance et en exponentielle. Parmi les principaux résultats, on peut citer Brooks et Corey [2], Van Genuchten [21], Williams et al. [22],… etc. D'une manière générale, ces modélisations sont basées sur l'hypothèse que la forme de la courbe caractéristique dépend de la répartition de la taille des pores au niveau du sol. Fredlund et al. [7] montrent que si la répartition granulométrique est uniforme, il est alors possible d'en déduire sa courbe caractéristique. Toutefois, ces techniques apparaissent limitées dans le cas de sol graveleux. Les modèles cités supra donnent la courbe de rétention d'eau à une température ambiante, mais

il se peut qu'on trouve des sols sollicités par des températures plus élevées dans diverses applications. Parmi les principales, on peut citer :

- Le stockage des déchets nucléaires, que ce soit dans les formations géologiques profondes ou dans les dépôts de surface.
- Les câbles à haute tension enterrés dans le sol à de faibles profondeurs.

2. Présentation du modèle de Salager

Le présent modèle a été développé par Salager et al, 2010 [18] et nous avons choisi ce modèle pour prédire le comportement thermo-hydrique des sols non saturés pour des raisons objectivement liées :

- Le nombre de paramètres à identifier est moins important que les autres modèles cités plus haut.
- Le modèle a prouvé son efficacité sur plusieurs types de sols à savoir les limons et les argiles [17].

2.1. Modélisation du comportement thermo-hydrique

L' influence de la température sur le comportement hydrique d'un matériau poreux est due, en particulier, à la dilatation thermique des phases ainsi qu'aux variations de la tension superficielle du liquide et de l'angle de mouillage [1]. Le modèle proposé résulte du développement de la différentielle de la succion s par rapport aux trois variables indépendantes : teneur en eau volumique θ, température T et indice des vides e. Seul un chemin de chargement hydrique en drainage, à partir d'un état saturé en eau chimiquement pure, est considéré ici. Ceci exclut toute situation faisant intervenir le phénomène d'hystérésis. La différentielle de la succion s'exprime sous la forme:

$$ds = \left(\frac{\partial s}{\partial \theta}\right)_{T,e} d\theta + \left(\frac{\partial s}{\partial T}\right)_{\theta,e} dT + \left(\frac{\partial s}{\partial e}\right)_{T,\theta} de \tag{1}$$

Cette relation est développée par la suite en exprimant les différents termes de dérivées partielles à partir de relations physiques. La teneur en eau volumique θ peut être exprimée en fonction des masses volumiques spécifiques des phases solide ρ_s^* et liquide ρ_e^*, de la teneur en eau massique w et de l'indice des vides e par la relation suivante:

$$\theta = \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)} \tag{2}$$

On peut exprimer la variation infinitésimale $d\theta$ sous la forme :

$$d\theta = \frac{\rho_s^*}{\rho_e^*.(1+e)} dw - \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)^2} de + \frac{w}{\rho_e^*.(1+e)} d\rho_s^* - \frac{\rho_s^*.w}{\left(\rho_e^*\right)^2.(1+e)} d\rho_e^* \tag{3a}$$

En introduisant les coefficients de dilatation thermique:

- $\beta_e = -\frac{1}{\rho_e^*}\frac{d\rho_e^*}{dT}$ (Coefficient de dilatation thermique de l'eau).
- $\beta_s = -\frac{1}{\rho_s^*}\frac{d\rho_s^*}{dT}$ (Coefficient de dilatation thermique de la phase solide).

La variation infinitésimale $d\theta$ en fonction des trois variables; teneur en eau (w), température *(T)* et indice des vides *(e)*, déduite de l'Eq. (2), s'exprime sous la forme :

$$d\theta = \frac{\rho_s^*}{\rho_e^*.(1+e)}dw + \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)}(\beta_e - \beta_s)dT - \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)^2}de \quad (3b)$$

Où βe et βs sont les coefficients de dilatation thermique de l'eau et de la phase solide. L'Eq. (2) conduit également à la relation:

$$\theta = \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)}\left(\frac{\partial s}{\partial \theta}\right)_{T;e} = \frac{\rho_l^*(1+e)}{\rho_s^*}\left(\frac{\partial s}{\partial w}\right)_{T;e} \quad (4)$$

Dans les domaines funiculaire et pendulaire, la rétention d'eau dans le milieu est due principalement aux forces capillaires. On peut donc appliquer ici la loi de Jurin qui relie la succion à la tension superficielle de l'eau σs, au rayon moyen des pores r et à l'angle de mouillage ϕ :

$$s = \frac{2.\sigma_s.\cos\phi}{r} \quad (5)$$

La dérivée partielle de la succion par rapport à la température, déduite de la loi de Jurin "Equation. (5)" est :

$$\theta = \frac{\rho_s^*.w}{\rho_e^*.(1+e)}\left(\frac{\partial s}{\partial T}\right)_{\theta,e} = \frac{s}{\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} - s.\tan\phi\frac{d\phi}{dT} \quad (6)$$

La relation "Eq. (6)" prend en compte le fait que la tension superficielle et l'angle de mouillage dépendent uniquement de la température. En notant *Fw* l'inverse de la pente de la courbe de rétention à température et indice des vides constants, et en introduisant "Eq. (3)", "Eq. (4)" et "Eq. (6)" dans "Eq. (1)", on obtient une nouvelle expression de la différentielle de la succion :

$$ds = F_w.dw + \left(F_w.w(\beta_e - \beta_s) + \frac{s}{\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} - s.\tan\phi\frac{d\phi}{dT}\right)dT + \left(\left(\frac{\partial s}{\partial e}\right)_{T,\theta} - \frac{F_w.w}{(1+e)}\right)de \quad (7)$$

Le membre de droite de la relation "Equation (7)" explicite trois termes qui traduisent les contributions respectives des variations de teneur en eau, de température et d'indice des vides, à la variation infinitésimale de la succion. Les deux premiers termes expriment un couplage fort entre la succion, la teneur en eau et la température.

Le troisième terme devient négligeable devant les deux autres dans le cas d'un squelette solide peu déformable. Sa détermination expérimentale tout au long d'un cheminement thermo-hydro-mécanique n'est pas aisée. Par ailleurs, les variations infinitésimales de l'indice des vides s'entendent ici à contraintes mécaniques extérieures nulles, ce qui limite les déformations. Dans une première approche, ce terme sera négligé. La pertinence de ce choix sera discutée par la suite. De même, la variation de la masse volumique spécifique de la phase solide en fonction de la température sera négligée devant celle de l'eau. Enfin, le manque de données expérimentales ne permet pas la prise en compte de la variation de l'angle de mouillage en fonction de la température. Toutes ces considérations conduisent à une expression simplifiée de la relation "Equation (7)" sous la forme :

$$ds = F_w.dw + \left(F_w.w(\beta_e - \beta_s) + \frac{s}{\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} - s.\tan\phi\frac{d\phi}{dT}\right)dT \quad (8)$$

Afin d'obtenir une équation pour les effets de changement thermo-hydrique dans l'Eq. (8), on peut considérer, dans le cas du trajet du chargement hydrique, une succion spécifiée (s = cst, ds = 0). Dans le cas spécifique du processus thermo- hydrique, l'indice des vides varie avec la succion et la température [e= e(s, T)]. Cependant, la température a seulement un effet négligeable sur l'indice des vides par rapport à la succion [16]: donc e := e(s). Sous ces suppositions, on spécifie un résultats de la succion pour un indice des vides spécifique (ds=0 et de=0). Finalement, l'Equation (8) peut être réduite à un rapport entre la teneur en eau et la température:

$$dw = -\frac{F_T}{F_w} dT \tag{9}$$

D'où les équations F_T et F_w sont définies comme suit :

$$F_T = F_w.w(\beta_e - \beta_s) + \frac{s}{\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} s\tan\phi\frac{d\phi}{dT} \tag{10}$$

$$F_w = \left(\frac{\partial s}{\partial w}\right)_{T,e} \tag{11}$$

Après la détermination de F_T et F_w, l'Equation (9) nous permet de déterminer une courbe de rétention d'eau pour une température spécifiée T_0, et la courbe de rétention d'eau pour toute température arbitraire T. Pour une succion spécifiée, les fonctions F_T et F_w sont négatives, quant la température augmente, la teneur en eau diminue.

A cause de la composition minéralogique complexe des sols, la dépendance de la température à la densité de la phase solide (représenté par le coefficient βs) est difficile à déterminer. Cependant, cette dépendance est sue pour être généralement plus faible à comparer avec la dépendance de la température à la phase liquide (représenté par le coefficient βe), on peut donc négliger le coefficient βs tout en restant à une bonne approximation. De plus, il y a peu de résultats rapporté à propos de l'angle du contact et ses variations avec la température.

Pour plusieurs sols sableux, Bachmann et al. [1] ont montré que l'angle du contact était plus petit que 5°. Ces auteurs ont mesuré la variation de l'angle du contact en fonction de la température et ont trouvé que la variation était assez petite. Donc c'est normal de mettre cet angle à zéro à cause du mouillage de la phase solide par l'eau. Ces considérations impliquent que le terme $\tan\phi(d\phi/dT)$ peut être négligé à une bonne approximation en le comparant avec le terme $(d\sigma_s/dT)$.

Cela mène à une expression simplifiée de la fonction F_T:

$$F_T = F_w.w.\beta_e + \frac{s}{\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} \tag{12}$$

Dans le cas général, F_w dépend de la succion, de la température et de l'indice des vides. Mais expérimentalement, on note que les courbes de rétention obtenues à différentes températures (que ces courbes soient déterminées à indice des vides constant ou pas) sont quasiment parallèles, leurs pentes sont donc quasiment identiques [17]. Ce constat consolide l'hypothèse que la fonction F_w est indépendante de la température. L'effet de la température sur la teneur en eau peut être décomposé en deux sous-effets : celui dû à la dilatation de la phase liquide et celui dû à un second terme qui prend en compte la variation de tension superficielle. Cette décomposition est mise en évidence en réécrivant l'Equation (9) en remplaçant F_T par l'expression de l'Equation (12), nous recevons l'équation suivante qui modélise l'interaction thermo-hydrique dans les sols non saturés:

$$dw = -\left(w.\beta_e + \frac{s}{F_w.\sigma_s}\frac{d\sigma_s}{dT} \right) dT \tag{13}$$

Le coefficient de dilatation thermique et la pression superficielle de l'eau ont été le sujet de plusieurs études et certaines expressions ont été proposées pour leurs variations avec la température [15]. Pour le présent modèle, Salager a utilisé les coefficients suivants:

$$\beta_e(T) = -4.20 \text{ x } 10^{-8}.T^2 + 1.17 \text{ x } 10^{-5}.T - 1.87 \text{ x } 10^{-5} \tag{14}$$

$$\sigma_s(T) = -2.73 \text{ x } 10^{-7}.T^2 - 1.40 \text{ x } 10^{-4}.T + 7.56 \text{ x } 10^{-2} \tag{15}$$

Dans ces expressions, l'unité de la température est le °C (température élévée) (d'après Salager et al., 2010) [18]. La dérivée de la pression superficielle par rapport à la température est déterminée comme suit:

$$\frac{d\sigma_s}{dT}(T) = -5.46 \text{ x } 10^{-7}.T - 1.40 \text{ x } 10^{-4} \tag{16}$$

A partir des données de la courbe de rétention à la température T_0, la relation (13) permet de déterminer, pour chaque valeur de la succion, la variation de la teneur en eau en fonction de la variation de température. On obtient ainsi la courbe de rétention à une température quelconque T (Figure 1).

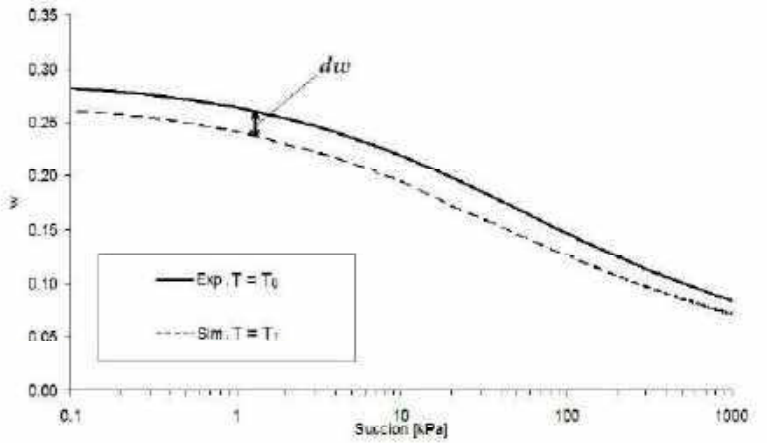


Figure 1. Principe du modèle de Salager et al. [16].

3. Simulations des courbes de rétention d'eau

Dans ce qui suit, on présentera des simulations quantitatives pour comparer les résultats numériques avec les résultats expérimentaux de trois auteurs de la littérature, à savoir : Ghembaza et al., 2007 [10], Jacinto et al., 2009 [11] et Jamei et al., 2007 [12].

3.1. Les travaux de Ghembaza et al., 2007

Des essais expérimentaux sur chemins de drainage et d'humidification à plusieurs températures : 23°C, 40°C, 60°C, et 80° sont réalisés d' une argile sableuse préparée au laboratoire sous forme d'une pâte à 1,5 w_L. Les paramètres de la courbe caractéristique (courbe de rétention d'eau) déterminés à partir des points expérimentaux à 23°C sont donnés dans le tableau 1. Vu les dispersions des mesures, on simule seulement les essais à 23°C et à 80°C.

Tableau 1. Paramètres déduits des points expérimentaux.

ARGILE SABLEUSE (sous forme de pâte)						
Paramètres	**T (°C)**	**s_p (kPa)**	**s_i (kPa)**	**s_r (kPa)**	**w_i**	**w_{sat}**
Drainage	23	14800	4110	10000	0.120	0.390
Humidification	23	12800	750	10000	0.120	0.390

La détermination des trois paramètres du modèle de Salager (m, n et ϕ) nécessite la mesure de quatre valeurs: s_r, s_i, s_p, et w_i tirées du modèle de Fredlund et Xing. [7]. Ces valeurs peuvent être mesurées directement sur le graphe des résultats expérimentaux, à savoir :

- s_r : est la succion correspondant à la teneur en eau résiduelle w_r donnée à la Figure 2. Cette fonction de correction n'affecte pas la courbe pour les faibles succions mais elle permet de l'amener progressivement à une teneur en eau nulle pour une succion égale à 106 kPa.
- s_i : est un paramètre relatif à la teneur en eau w_i, correspond au point d'inflexion de la courbe $w = w(s)$.
- s_p : la succion pour laquelle la droite de pente ϕ intercepte l'axe des abscisses (Figure 2).
- w_i : la teneur en eau correspondante au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau.

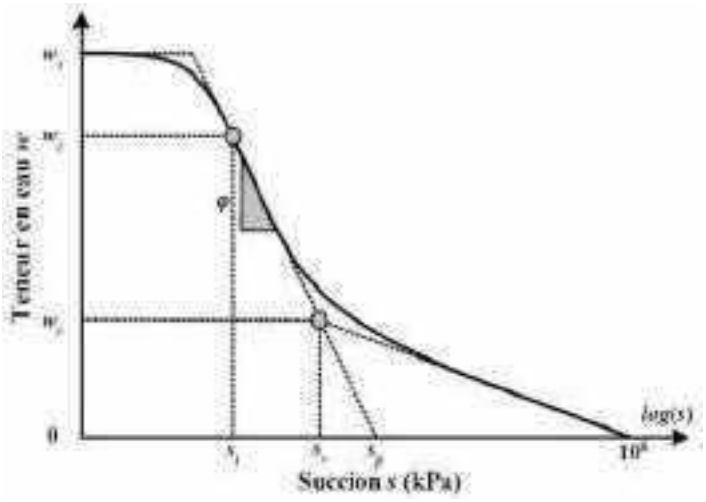


Figure 2. Définition des grandeurs nécessaires à la détermination des paramètres *sr, si , sp , wi* [7].

Les différents essais sont présentés, où le matériau subit des sollicitations hydriques aux différentes températures imposées. On constate que la simulation de la courbe de rétention à température ambiante s'approche de la courbe expérimentale, présentée par Ghembaza et al. [10] (voir Figure 3). Les comparaisons calcul-expérience relèvent une bonne concordance entre les mesures expérimentales et les prédictions du modèle.

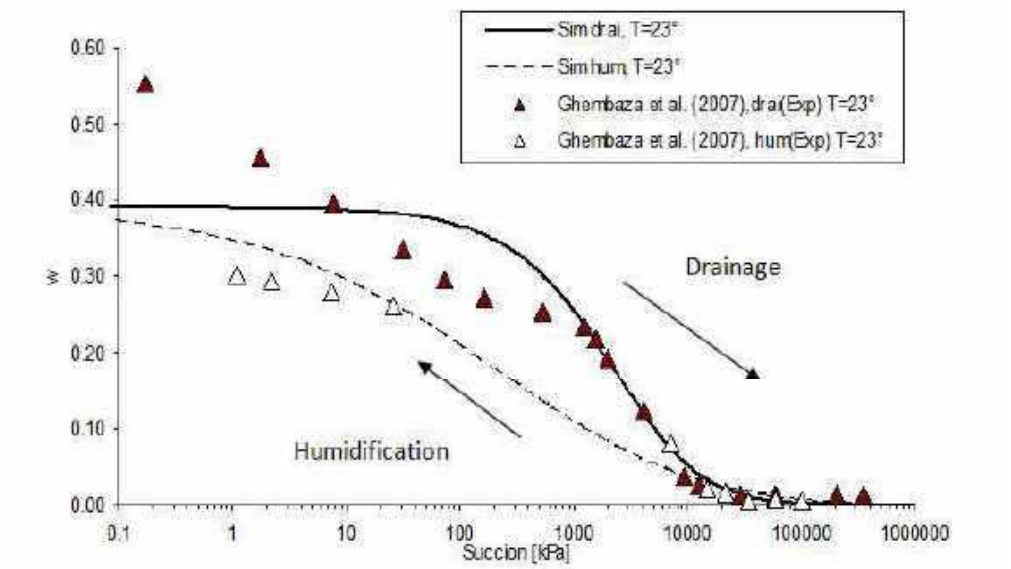


Figure 3. Simulation des courbes caractéristiques de drainage-humidification à 23°C d'une argile sableuse sous forme de pâte.

Afin d'étudier l'effet de la température sur le chemin de drainage et d'humidification, on présente les résultats de la simulation à température élevée dans la Figure 4. On remarque en général un bon accord entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle.

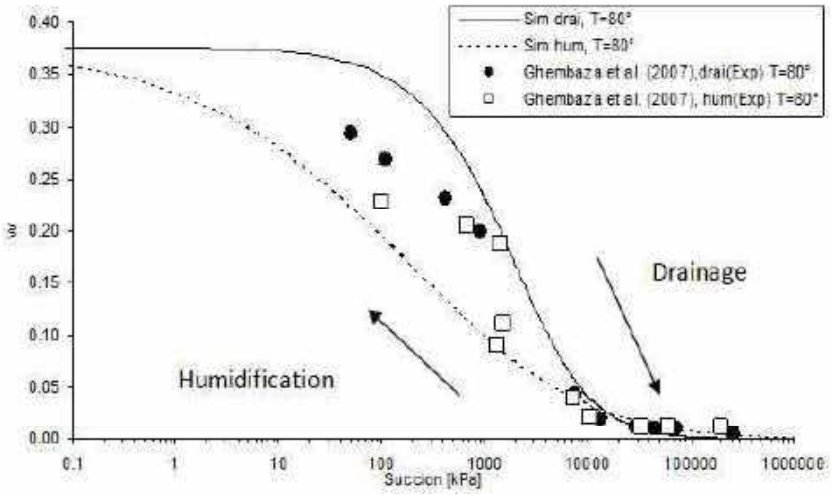


Figure 4. Simulation des courbes caractéristiques de drainage-humidification à 80°C d'une argile sableuse sous forme de pâte.

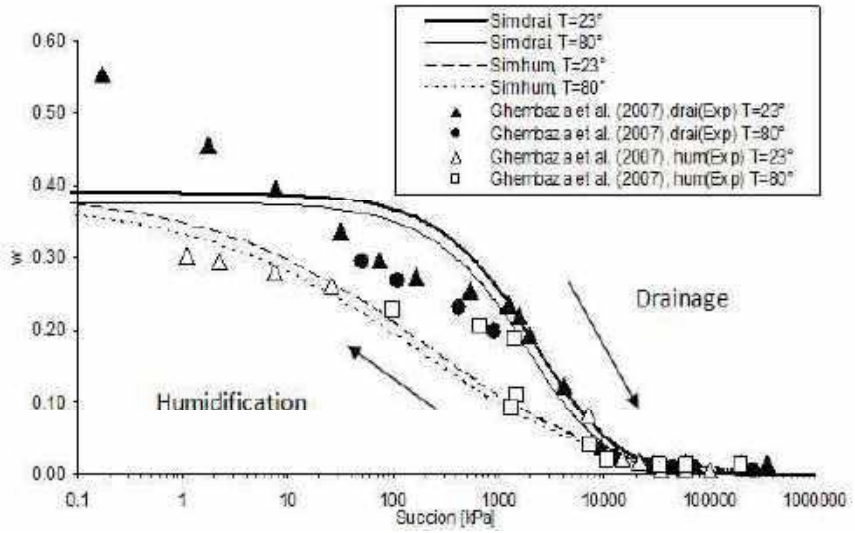


Figure 5. Simulation des courbes caractéristiques de drainage-humidification à 23°C et 80°C d'une argile sableuse sous forme de pâte.

Afin de mettre en évidence l'influence de la température sur les courbes de rétention d'eau, on superpose les résultats de la simulation avec les mesures expérimentales à différentes températures et qui sont représentés dans la Figure 5. On note un léger décalage vers le bas des courbes de rétention d'eau lorsque la température augmente, ceci traduit la densification du matériau. Le Modèle reproduit bien ce phénomène. Par ailleurs, les simulations des courbes de rétention présentent correctement le phénomène d'hystérésis pour une température donnée.

3.2. Les travaux de Jamei et al., 2007

Jamei et al. (2007) ont étudié le comportement d'une argile limoneuse. On simule tout d'abord le chemin de drainage à température ambiante, ensuite on simule qualitativement l'effet de la température sur le même chemin de drainage trouvé expérimentalement à 20°C. Cette simulation nécessite des paramètres de calage. Ces paramètres sont déterminés à partir de la courbe expérimentale du matériau étudié et sont regroupés dans le tableau 2.

Tableau 2. Paramètres déduits des points expérimentaux

ARGILE LIMONEUSE						
Paramètres	**T (°C)**	**s_p (kPa)**	**s_i (kPa)**	**s_r (kPa)**	**w_i**	**w_{sat}**
Drainage	20	15000	435	10000	0.150	0.260

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques sur chemin de drainage de l'argile limoneuse est représentée sur la figure 6. On constate une bonne corrélation avec l'expérience.

Par ailleurs, Jamei n'a pas étudié l'effet de la température sur la courbe de rétention d'eau. En effet, nous représentons des résultats de simulations qualitatives à température élevée égale à 60°C.

D'après la simulation, on constate qu'il y a très peu d'influence de la température sur la courbe de rétention d'eau pour ce type de matériau. Cela est probablement dû à l'état initial du matériau.

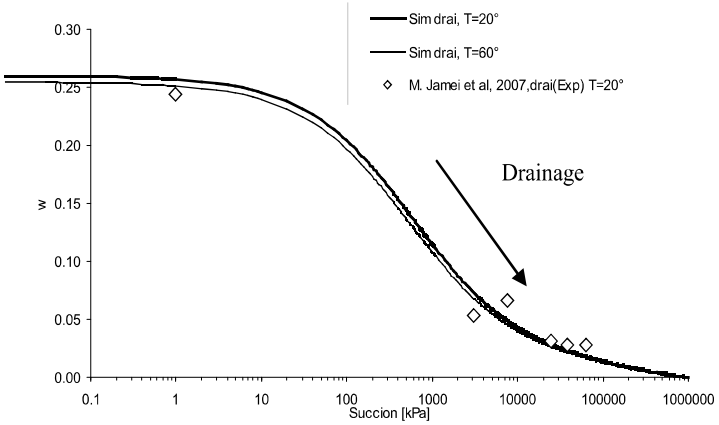


Figure 6. Simulation des courbes caractéristiques de l'argile limoneuse à deux températures 20°C et 60°C.

3.3. Les travaux de Jacinto et al., 2009

Jacinto et al., 2009, ont étudié sur un chemin de drainage, l'effet de la température d' une bentonite compactée à une densité de 1750 kg/m^3. Trois températures sont imposées 25°C, 40°C et 80°C. Les résultats expérimentaux et de simulations de la courbe de rétention pour trois températures sont représentés dans la Figure 7. Les paramètres de la courbe caractéristique déterminés à partir des points expérimentaux obtenus sur chemin de drainage à température ambiante sont résumés dans le tableau 3. Ces paramètres sont introduits dans le modèle pour simuler les essais.

Tableau 3. Paramètres déduits des points expérimentaux

BENTONITE COMPACTEE A 1750 kg/m^3						
Paramètres	**T (°C)**	**s_p (kPa)**	**s_i (kPa)**	**s_r (kPa)**	**w_i**	**w_{sat}**
Drainage	25	280000	83200	200000	0.114	0.230

On constate que les simulations de la courbe de rétention d'eau aux différentes températures sont bon accord avec les résultats expérimentaux (Figure 7). On peut dire que le modèle reproduit correctement le chemin de drainage et on constate bien le décalage des courbes de rétention vers le bas lorsque la température augmente.

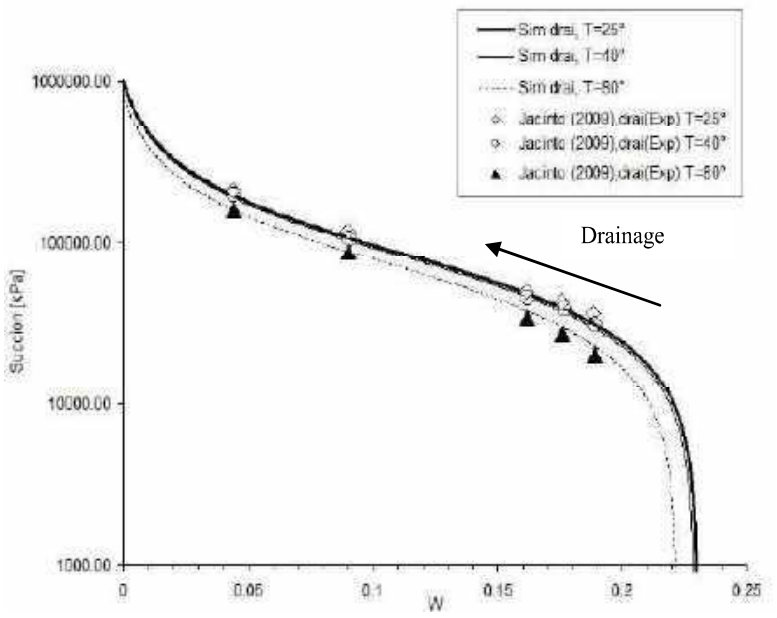


Figure 7. Simulation de la courbe caractéristique de drainage de la bentonite compactée d'une densité de 1750 kg/m^3 à 25°C, 40°C et 80°C.

4. Conclusion

La modélisation du comportement thermo-hydrique des sols non saturés reste encore très limitée à cause de la complexité des essais expérimentaux qui représentent la base de la modélisation numérique des lois de comportement. En effet, les travaux expérimentaux dans ce domaine ne sont pas assez avancés pour comprendre et avoir une bonne maîtrise de ce comportement. La courbe de rétention d'eau, qui donne les variations de la teneur en eau en fonction de la succion appliquée, en suivant des chemins de drainage (succion croissante) ou d'humidification (succion décroissante), est une caractéristique fondamentale d'un sol non saturé. Elle permet de quantifier, à chaque teneur en eau ou degré de saturation, l'ampleur de l'attraction exercée par le sol sur l'eau. L'ampleur de la succion, qui dépend également de la microstructure, conditionne les mouvements d'eau dans les sols non saturés et influe fortement sur les propriétés mécaniques. Le modèle de Salager a prouvé sont efficacité et il est en mesure de prédire la courbe de rétention d'eau à des températures élevées. Par ailleurs, le modèle reproduit bien le phénomène d'hystérésis aux différentes températures.

5. Bibliographie

[1] Bachmann, J. R., Horton, S. A. 2002. Temperature Dependence of Water Retention Curves for Wettable and Water-Repellent Soil. Soil Sci. Soc. Am. J. 66: 44–52.

[2] Brooks R.H., Corey A.T. Hydraulic properties of porous medium, Hydrology, Fort Collins, Colorado, USA, paper 3, 1964.

[3] Delage, P., Cui, Y.J. 2001. L'eau dans les sols non saturés, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C 301.

[4] Fleureau J.M. 2005. Cours Master MSROE sur la succion. Ecole Centrale de Paris, France.

[5] Fleureau, J.M., Verbrugge, J.C., Huergo, P.J., Correia, A.G, Kheirbek-Saoud, S. 2002. Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths, Canadian Geotechnical Journal, 39: 1341–1357.

[6] François, B., Laloui, L. 2008. A constitutive model for unsaturated soils under non-isothermal conditions. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 32:1955–1988.

[7] Fredlund, D.G., Xing, A. 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal 31: 521-532.

[8] Ghembaza, M. S. 1999. Aspects Expérimentaux et Modélisation du Comportement Mécanique des Sols Partiellement Saturés . Thèse de magister, Université Djillali Liabès, Sidi Bel Abbès, Algérie.

[9] Ghembaza, M. S. 2004. Etude du comportement thermo-hydro-mécanique des sols argileux soumis à une pression interstitielle négative. Thèse de doctorat, Université du Havre, France.

[10] Ghembaza, M. S., Taïbi, S., Fleureau J.M, 2007. Effet de la température sur le comportement des sols non saturés sur les chemins de drainage et d'humidification. Canadian Geotechnical Journal, 44, 1064-1081.

[11] Jacinto, A. C., Villar, M. V., Gómez-Espina, R., Ledesma A. .2009. Adaptation of the van Genuchten expression to the effects of temperature and density for compacted bentonites, Applied Clay Science 42: 575–582.

[12] Jamei, M., Guiras, H., Mokni, N. 2007. A Retention Curve Prediction for Unsaturated Clay Soils. Mechanics springer proceedings in physics "Experimental Unsaturated Soil" 112: 377-386

[13] Saix C. Contribution à l'étude des sols non saturés en température : Application à l'exploitation thermique du sous-sol, Thèse de Doctorat d'État de l'Université Montpellier II, Montpellier, 1987.

[14] Salager, S. 2007. Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydromécanique. Thèse de doctorat, Université de Montpellier 2, Montpellier, France.

[15] Salager, S., Jamin, F., El Youssoufi, M.S., Saix, C .2010. Definition and experimental determination of soil-water retention surface. Canadian Geotechnical Journal, 47: 609-622.

[16] Salager, S., Jamin, F., El Youssoufi, M.S. ,Saix, C .2010. Effect of temperature on water retention phenomena in deformable soils: theoretical and experimental aspects. European Journal of Soil Science, 61:97–107.

[17] Salager, S., Jamin, F., El Youssoufi, M.S., Saix, C. 2006. Influence de la température sur la courbe de rétention d'eau de milieux poreux. Comptes Rendus Mécanique, 334(6): 393–398.

[18] Salager, S., Rizzi, M.,Laloui, L. 2011. An innovative device for determining the soil water retention curve under high suction at different temperatures. Acta Geotechnica J6:135–142.

[19] Van Genuchten, M. Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44:892-898.

[20] Williams J., Prebble R.E., Williams W.T., Hignett C.T. 1983 The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristic, Australian Journal of Soil Research, Vol. 21, pp. 15-32.

MODELISATION DES COURBES DE RETENTION ET DETERMINATION DE LEUR VARIABLES CARACTERISTIQUES

BELLIA Zoheir[1], GHEMBAZA Moulay Smaine[1]& BENAMAR Zoubir[1]

bellia_zoheir@yahoo.fr

[1] *UDL, FSI, Laboratoire de Génie Civil et Environnement, Sidi Bel Abbès, Algérie*

Résumé : Dans cette communication, on présente des formules de lissage pour la prédiction des courbes de rétention d'eau. Un nouveau paramètre est mis en évidence, il permet l'ajustement local de ces courbes. Toutefois son rôle peut être considéré comme secondaire s'il est fixé à 1. Nous proposons également, une simplification de la procédure de Vanapalli et al. [20], relative aux calculs du point d'entrée d'air, de la succion résiduelle ainsi que leurs valeurs respectives de teneur en eau et/ou de degré de saturation. Dans le cas de l'utilisation de la formule de lissage sans facteur de correction C(s), la simplification proposée se traduit par la détermination de ces variables avec les mêmes paramètres utilisés pour le lissage. Afin de valider l'ensemble des formulations proposées, nous avons modélisé des résultats expérimentaux issus de la littérature.

Mots-Clefs : *Courbes de rétention d'eau, Point d'entrée d'air, Succion résiduelle, Teneur en eau, Degré de saturation.*

Abstract: In this paper, we present fitting formulas for predicting water retention curves. A new parameter is highlighted, it allows a local adjustment of these curves. However, his role may be considered secondary if it is fixed to 1. Our model present also, simplification of procedure of Vanapalli et al. [20], relating to the calculations of air-entry value, residual suction and their respective values of water content and/or degree of saturation. If we use the fitting formula without correction factor C(s), the proposed simplification translates into the determination of these variables with the same parameters used for fitting. To validate all the proposed formulas, we have modeled the existing experimental results.

Key-Words: Water retention curves, Air-entry value, Residual suction, Water content, Degree of saturation.

1. Introduction

Les courbes de rétention d'eau, jouent un rôle fondamental dans la modélisation des sols non saturés, elles peuvent être associées à la perméabilité [15], aux comportements mécanique [11], [16], [17] et [19], de ce fait la qualité de la modélisation reste tributaire d'une bonne évaluation de ces dernières. Ils existent de nombreux modèles traitant ce sujet : les modèles utilisant la granulométrie des sols [1], [4] et [5], ceux avec des fonctions de lissage [6], [8] et [18], et ceux avec effet d'hystérésis [9], [10], [12] et [14]. Les courbes de rétention contiennent des variables très importantes, résumées par les succions d'entrée d'air et résiduelle, ainsi que leurs valeurs respectives de teneur en eau et/ou de degré de saturation. Elles peuvent êtres estimées selon différentes procédures [20] et [23], mais peu de modèles prennent en compte le lissage et le calcul de ces variables en même temps, raison pour laquelle nous proposons un modèle qui traite les deux simultanément.

2. Présentation du modèle

Notre modèle se base sur le principe du lissage, selon les deux cas suivant : le premier décrit par l'équation (1), on voit bien qu'on est proche de la fonction de [6], le deuxième décrit par l'équation (2) cette dernière contient le facteur correctif C(s) de [6], qui tend la courbe de lissage vers zéro pour les fortes succions avoisinant 10^6 kPa. Ce constat est confirmé par les résultats expérimentaux de [3], [7] et [22].

$$\theta = \theta_S \cdot \left[b / \left(b + \ln\left(1 + \left(\frac{s}{s_i} \right)^n \right) \right) \right]^m \quad (1)$$

$$\theta = C(s) \cdot \theta_S \cdot \left[b / \left(b + \ln\left(1 + \left(\frac{s}{s_i} \right)^n \right) \right) \right]^m \quad (2)$$

$$C(s) = 1 - \left[\ln\left(1 + \frac{s}{s_{res}} \right) / \ln\left(1 + \frac{10^6}{s_{res}} \right) \right] \quad (3)$$

Avec ;
m, n et b : paramètres de lissages. s_i et s_{res} : succions du point d'inflexion et résiduelle respectivement. θ_s : teneur en eau saturée normalisée.

2.1. Détermination des paramètres de lissage

Les paramètres de lissage peuvent être évalués par différentes méthodes : corrélés avec les propriétés physiques des sols [2], calculés selon des méthodes de régressions non linéaires [6], [13] et [21], ou avec des méthodes graphiques [6] et [18].

Dans [18] les paramètres s_i, m et n, sont calculés par rapport au point qui correspond au milieu de la courbe de rétention, ce qui donne la forme symétrique si spécifique à la fonction de [18]. Quant à [6], ils utilisent le point d'inflexion. Dans les deux cas, les paramètres de lissages vont prendre des valeurs fixes aux droits de ces points spécifiques, donnant ainsi une seule variante de lissage. Raison pour laquelle nous avons proposé les équations (1) et (2) en introduisant le paramètre b, ce dernier peut donner lieu à d'autres variantes de lissages, car il contrôle les valeurs de l'ensemble des paramètres décrits dans les équations (4) à (8).

Afin de déterminer les dits paramètres, on s'inspire de la méthode graphique de [6]: ces derniers se calculent selon une pente p_2 qui passe par le point d'inflexion de coordonnées (s_i, θ_i) (voir figure 1) ; l'équation (1) aura donc:

$$m = \ln\left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) / \ln\left(\frac{b + \ln(2)}{b} \right) \quad (4)$$

$$n = \frac{2 \cdot \left(b + \ln(2) \right)^{m+1}}{\theta_s \cdot m \cdot b^m} \cdot p_2 \quad (5)$$

Avec ;

θ_i : Teneur en eau normalisée qui correspond au point d'inflexion. p_2 : Pente de désaturation déterminée selon le logarithme népérien.

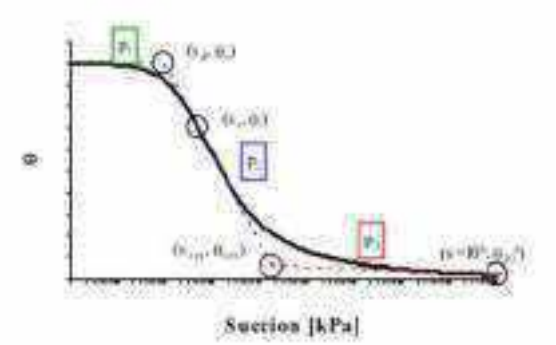


Figure 1. Schéma de principe pour la détermination des paramètres et variables.

Les figures 2 et 3, montrent une comparaison de l'équation (1) avec celle de [6] (sans le facteur correctif C(s)), les paramètres de lissages sont mentionnés dans le tableau 1. On constate dans la figure 2 qu'avec un paramètre b=4, les résultats des deux équations sont presque identiques. Dans le cas où b=1, les paramètres m et n prennent d'autres valeurs on aura par la suite une autre forme de lissage (voir figure 3), ce qui démontre la flexibilité de l'équation (1). Les paramètres de l'équation (2) se calculent par :

$$m = \ln\left(\frac{\theta_s \cdot C(s_i)}{\theta_i}\right) / \ln\left(\frac{b+\ln(2)}{b}\right) \tag{6}$$

$$n = \frac{2\cdot\left(b+\ln(2)\right)^{m+1}}{\theta_s \cdot m \cdot b^m \cdot C(s_i)} \cdot p^* \tag{7}$$

$$p^* = p_2 - \left[s_i \cdot \theta_s \cdot b^m\right] / \left[n \cdot \left(1+\frac{10^6}{s_{res}}\right) \cdot s_{res} \cdot \left(1+\frac{s_i}{s_{res}}\right) \cdot \left(b+\ln(2)\right)^m\right] \tag{8}$$

Avec;

s_{res} : succion résiduelle.

Le paramètre b par défaut est égal à 1, si on veut ajuster la courbe de lissage localement (vers sa partie finale) en gardant le même point d'inflexion, ce dernier prendra une valeur entière fixée au préalable, comprise entre un et quatre.

Tableau 1. Paramètres utilisés pour le lissage.

ID de la courbe	Réf	s_i [kPa]	θ_s	θ_i	p_2	b	m	n
1	Equa (1)	10.00	1.00	0.80	0.20	1.00	0.42	2.00
		10.00	1.00	0.80	0.20	4.00	1.40	1.68
	Réf [6]	10.00	1.00	0.80	0.20	---	0.82	1.48
2	Equa (1)	470.00	1.00	0.50	0.20	1.00	1.32	1.03
		470.00	1.00	0.50	0.20	4.00	4.34	0.87
	Réf [6]	470.00	1.00	0.50	0.20	---	2.54	0.76
3	Equa (1)	2500.00	1.00	0.50	0.50	1.00	1.32	2.57
		2500.00	1.00	0.50	0.50	4.00	4.34	2.16
	Réf [6]	2500.00	1.00	0.50	0.50	---	2.54	1.90

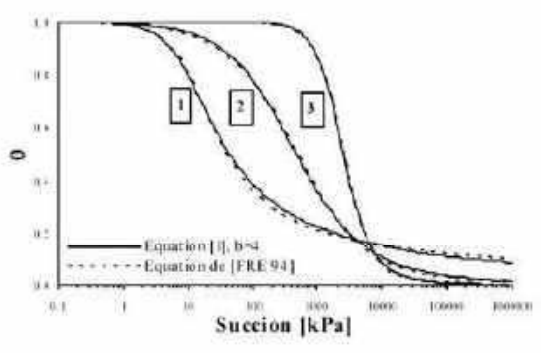


Figure 2. Comparaison de l'équation (1) avec celle de [6], b=4.

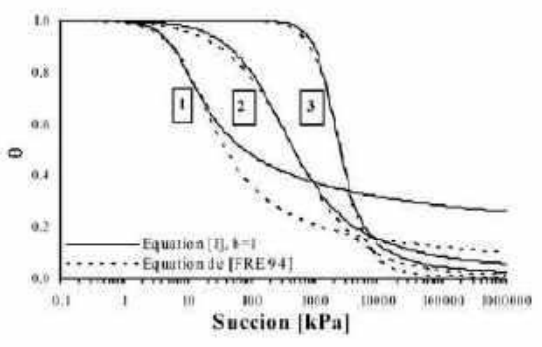


Figure 3. Comparaison de l'équation (1) avec celle de [6], b=1.

2.2. Calcul des variables relatives aux courbes de rétention

On identifie par le mot variable, les succions de désaturation (point d'entée d'air) s_d et résiduelle s_{res} ainsi que leurs valeurs respectives de teneur en eau saturée θ_s et résiduelle θ_{res} normalisées (voir figure 1).
Afin de déterminer ces dernières, on reprend la procédure graphique de [20], où nous avons introduit quelques changements. La procédure pour l'équation (1) sera:

• On détermine les paramètres m et n à l'aide des données p_2, θ_s et θ_i.
• Le calcul de la succion de désaturation s_d, se fait à l'aide de l'équation (12), résultat de l'intersection de la droite de pente p_1=0 définie par l'équation (9), et la droite de pente p_2 passant par le point d'inflexion définie par l'équation (10). Le même principe a été utilisé par [23], en revanche [20], utilisent le point qui correspond à la pente maximale.
• En dérivant l'équation (1) par rapport à la succion, on aura l'équation (13), à travers laquelle, il sera facile d'évaluer la pente p_3 pour une succion de 10^6 kPa. On note que dans [20], la droite résiduelle de pente p_3 n'est pas tangente à la courbe de rétention (n'est pas parallèle à la droite résiduelle).
• On calcul la valeur de la teneur en eau normalisée $\theta_{10}{}^6$, qui correspond à une succion de 10^6 kPa à l'aide de l'équation (1).
• La succion résiduelle s_{res} sera calculée avec l'équation (14), qui est l'intersection des droites de pentes p_2 et p_3, définies par les équations (10) et (11).
• La dernière étape serait, le calcul de la teneur en eau résiduelle normalisée θ_{res} en utilisant l'une des équations (10) et (11).

Pour l'équation (2), la procédure est comme suit : utilisant (s, p_2, p_3, θ_s et θ_i) comme données de départ, on commence par calculer s_d selon la même procédure citée plus haut, ensuite on détermine s_{res} avec l'équation (14) en remplaçant θ_{10^6} par 0. Quant au calcul de θ_{res}, le principe reste inchangé par rapport à la première procédure. Pour le calcul des paramètres m et n on revient aux équations (6) et (7).

$$\theta = \theta_s \tag{9}$$

$$\theta = -p_2 \cdot \ln\left(\frac{s}{s_d}\right) + \theta_s \tag{10}$$

$$\theta = -p_3 \cdot \ln\left(\frac{s}{s_{res}}\right) + \theta_{res} \tag{11}$$

$$s_d = s_i \cdot \exp\left(\frac{\left(\theta_i - \theta_s\right)}{p_2}\right) \tag{12}$$

$$p_3 = m \cdot n \cdot \left(\frac{10^6}{s_i}\right)^n \cdot \theta_s \cdot b^m \Big/ \left[\left(1+\left(\frac{10^6}{s_i}\right)^n\right) \cdot \left(b + \ln\left(1+\left(\frac{10^6}{s_i}\right)^n\right)\right)^{m+1}\right] \tag{13}$$

$$s_{res} = \exp\left(\frac{\theta_{10^6} - \theta_s - p_2 \cdot \ln\left(s_d\right) + p_3 \cdot \ln\left(10^6\right)}{p_3 - p_2}\right) \tag{14}$$

Tableau 2. Paramètres de lissages.

Réf	Equa	s_i [kPa]	θ_s	θ_i	p_2	$p_{3*10^{-3}}$	m	n	s_{res} [kPa]
Figure 4	(2)	2.50	0.41	0.25	0.35	0.70	*0.92*	*5.18*	*4.91*
Figure 5	(1)	0.22	0.38	0.20	0.32	---	*1.22*	*4.43*	*0.41*
Figure 6	(2)	30.00	0.43	0.38	0.10	22.80	*0.21*	*3.94*	*189.42*
Figure 7	(1)	140.00	0.28	0.14	0.09	---	*1.36*	*1.64*	*547.98*
Figure 8	(2)	15.00	0.46	0.33	0.20	5.63	*0.58*	*3.41*	*59.40*

3. Validation du modèle

Dans cette partie, on simule des résultats expérimentaux existants de [22] et [23], faits sur différents types de sols allants du purement sableux aux argilo-sableux. Les figures 4 à 7 montrent les résultats trouvés. Les figures 8 et 9 présentent une comparaison entre notre procédure et celle de [20] pour le calcul des variables relatives aux courbes de retentions. Il est clair que le résultat est presque le même à l'exception de la teneur en eau volumique, ceci s'explique par le fait que [20] n'utilisent pas la pente résiduelle telle qu'elle est définie dans les résultats expérimentaux (voir la procédure détaillée dans [20]). En revanche, notre procédure présente une démarche plus logique. Les paramètres de modélisation sont mentionnés dans le tableau 2 (le paramètre b est considéré égal à un). Pour les paramètres de la figure 9 se referait à [20].

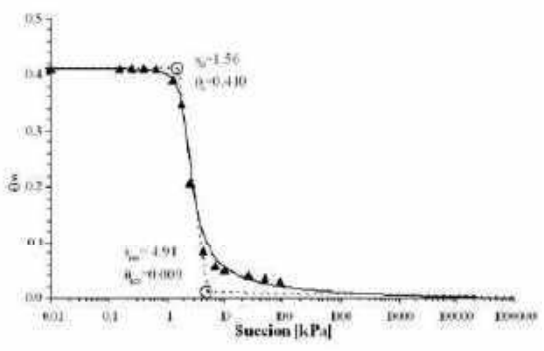


Figure 4. Modélisation de la teneur en eau volumique d'un Sable fin [22].

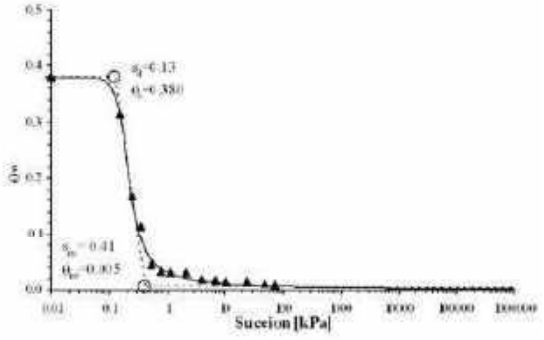


Figure 5. Modélisation de la teneur en eau volumique d'un Sable Graveleux [22].

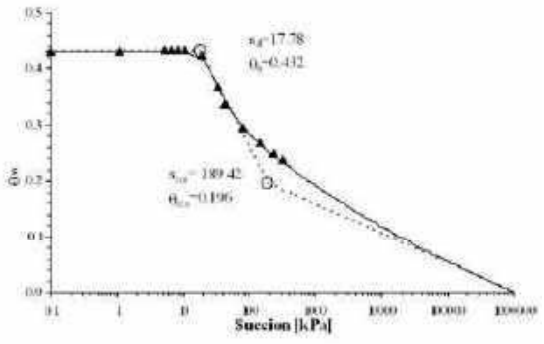


Figure 6. Modélisation de la teneur en eau volumique d'un Sable Argileux [22].

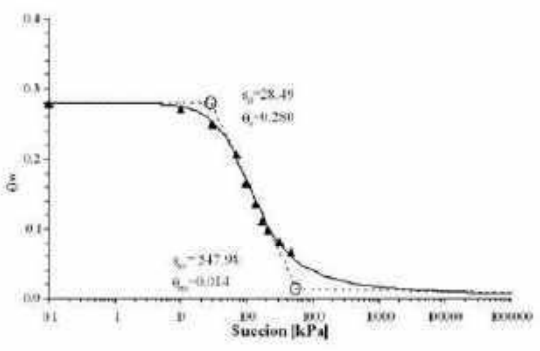


Figure 7. Modélisation de la teneur en eau volumique d'un mélange Sable–Kaolin [23].

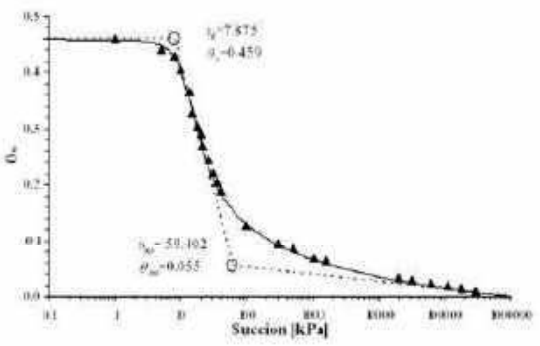


Figure 8. Détermination des variables selon notre procédure (résultats expérimentaux de Jackson et al. 1956 cité par [20]).

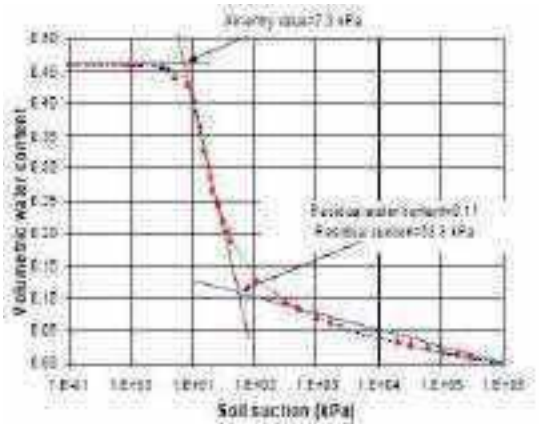


Figure 9. Détermination des variables par [20] (résultats expérimentaux de Jackson et al. 1956 cité par [20]).

4. Conclusion

Les formules de lissage proposées utilisent un nouveau paramètre b, leur permettant plus de flexibilité en matière de modélisations comparées à [6], ce paramètre peut prendre un rôle secondaire, s'il est fixé à 1. La qualité de lissage a été validée par la simulation de résultats expérimentaux existants (faits sur différents types de sols). Quant aux variables relatives aux courbes de retentions, elles peuvent êtres déterminées avec les

mêmes paramètres utilisés pour le lissage si on considère l'utilisation de l'équation (1). On note aussi que la succion résiduelle utilisée dans la formule de lissage prend la même valeur du début à la fin des calculs, contrairement à [20].

5. Bibliographie

[1] L. M. Arya, and J. F. Paris, "A physico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data", Soil. Science. Society. of America. Journal, vol. 45, pp. 1023-1030, 1981.

[2] M. Aubertin, M. Mbonimpa, B. Bussiere, and R. P. Chapuis, "A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties", Can. Geotech. J, vol. 40, pp. 1104-1122, 2003.

[3] J. M. Fleureau, J.C. Verbrugge, P. J. Huergo, and A. G. Correia, "Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths", Can. Geotech. J, vol. 39, pp. 1341-1357, 2002.

[4] M. D. Fredlund, G. W. Wilson, and D. G. Fredlund, "Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve", Can. Geotech. J, vol. 39, pp. 1103-1117, 2002.

[5] M. D. Fredlund, D. G. Fredlund, and G. W. Wilson, "Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties", In Proceedings of the 3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, Rio de Janeiro , pp. 13-23, 22-25 April 1997.

[6] D. G. Fredlund, and A. Xing, "Equations for the soil-water characteristic curve", Can. Geotech. J, vol. 31, pp. 521-532, 1994.

[7] M. S. Ghembaza, S. Taïbi, and J. M. Fleureau, "Effet de la température sur le comportement des sols non saturés sur les chemins de drainage and d'humidification", Can. Geotech. J, vol. 44, pp. 1064-1081, 2007.

[8] G. de.F.N. Gitirana, and D. G. Fredlund, "Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties", Journal. of Geotechnical. and Geoenvironmental. Engineering, vol. 130, pp. 209-212, 2004.

[9] H. C. Huang, Y. C. Tan, C. W. Liu, and C. H. Chen, "A novel hysteresis model in unsaturated soil ", Hydrol. Process, vol. 19, pp. 1653-1665, 2005.

[10] Y. Kohgo, "A hysterisis model of soil water retention curves based on bounding surface concept ", Soils. and Foundations, vol. 48, pp. 633-640, 2008.

[11] L. Laloui, and M. 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.

[12] X. S. Li, "Modelling of hysteresis response for arbitrary wetting/drying paths", Computers. and Geotechnics, vol. 32, pp. 133-137, 2005.

[13] Y. Liu, J. Y. Parlang, and S. Steenhuis, "A new method to estimate the parameters of van Genuchten retention model using degree of phosphorus saturation (DPS)", African. Journal. of Agricultural. Research, vol. 6, pp. 4800-4806, 2011.

[14] X. Liu, X. Yu, and S. Xu, A soil water hysterisis model for fingered flow data", Water. Resources. Research, vol. 31, pp. 2263-2266, 1995.

[15] Y. Mualem, "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media", Water. Resources. Research, vol. 12, pp. 513-522, 1976.

[16] D. Sheng, S. W. Sloan, and A. Gens, "A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects", Computational. Mechanics, vol. 33, pp. 453-465, 2004.

[17] D. A. Sun, D. Sheng, and S. W. Sloan, "Elastoplastic modelling of hydraulic and stress-strain behaviour of unsaturated soils", Mechanics. of Materials, vol. 39, pp. 212-221, 2007.

[18] M. T. Van Genuchten, "A close form equation predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil", Soil. Sci. Soc. Am. J, vol. 44, pp. 892-898, 1980.

[19] S. K. Vanapalli, D. G. Fredlund, D. E. Pufahl, and A. W. Clifton, "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction", Can. Geotech. J, vol. 33, pp. 379-392, 1996.

[20] S. K. Vanapalli, W. S. Sillers, and M. D. Fredlund, "The meaning and relevance of residual state to the unsaturated soil ", 51st Can. Geotech. Conf. Edmonton. Alberta, October 4-7,1998.

[21] Y. C. Wei, Z. X. Liu, and L. L. Kang, "Parameters estimation of van Genuchten model for soil water retention curves using MATLAB", Acta. Pedol. Sin, vol. 3, pp. 380-386, 2004.

[22] H. Yang, H. Rahardjo, E. C. Leong, and D. G. Fredlund, "Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils", Can. Geotech. J, vol. 41, pp. 908-920, 2004.

[23] Q. Zhai, and H. Rahardjo, "Determination of soil-water characteristic curve variables", Computers. and Geotechnics, vol. 42, pp. 37-43, 2012.

EFFETS DE LA TEMPERATURE ET DE LA DENSITE INITIALE SUR LES COURBES DE RETENTION D'EAU SUR CHEMINS DE DRAINAGE ET D'HUMIDIFICATION ARBITRAIRES

BELLIA Zoheir[1], GHEMBAZA Moulay Smaine[1]& BENAMAR Zoubir[1]

bellia_zoheir@yahoo.fr

[1] *UDL, FSI, Laboratoire de Génie Civil et Environnement, Sidi Bel Abbès, Algérie*

Résumé : Les courbes de rétention d'eau des sols non saturés sont affectées par de multiples sollicitations à savoir: les différents cycles de drainages-humidifications, l'état de contrainte traduit par l'effet de la densité, et la température. Il est donc impératif de prendre en considération toutes ces sollicitations lors de la modélisation de ces courbes. Raison pour laquelle, on présente un modèle qui peut reproduire les différents effets de ces chargements selon des chemins hydriques arbitraires. Ce modèle utilise une équation de lissage des courbes de rétention qu'on a développé, ainsi que le principe d'autres modèles existants. Des simulations qualitatives et quantitatives d'essais issus de la littérature sont présentées. La qualité des résultats obtenue démontre la validité du modèle proposé.

Mots-Clefs : *Sols non saturés, Température, Densité, Drainage, Humidification.*

Abstract: The water retention curves of unsaturated soils are affected by multiple solicitations namely: The different cycles of drying-wetting, the effect of density, and the temperature. It is therefore imperativ, to consider all these solicitations during the modelling of these curves. Reason for which, we present a model that can reproduce the different effects of these loads according of arbitrary drying/wetting paths. This model uses a fitting equation that we have developed, well as the principle other existing models. The qualitative and quantitative simulations of tests resulting from the literatures are presented. The quality of the results obtained demonstrates the validity of the proposed model.

Key-Words: *Unsaturated soils, Temperature, Density, Drying, Wetting.*

1. Introduction

La densité, la température et l'effet d'hystérésis affectent d'une manière directe les courbes de rétentions des sols non saturés, ces sollicitations sont prises en compte par plusieurs modèles à savoir: le modèle [Salager et al. 2010] incluant la température, les modèles à couplages hydromécanique [Nuth et Laloui 2008], [Sheng et Zhou 2011], [Sun et al. 2007] et [Wheeler et al. 2003], les modèles avec effet d'hystérésis [Kohgo 2008], [Huang et al. 2005] et [Li 2005], et le modèle thermo hydro mécanique [Bertrand et Laloui 2008]. Hormis le modèle de [Bertrand et Laloui 2008], il y a peu de modèles qui associes les l'effet combinés de la densité, de la température et de celui de l'hystérésis aux courbes de rétentions. Dans cette optique, nous proposons un modèle qui peut reproduire ces différentes sollicitations selon des chemins hydriques arbitraires.

2. Présentation et validation du modèle

Pour la prédiction des courbes principales de drainage et d'humidification, nous proposons l'équation 1 qui ressemble aux fonctions de lissage [van Genuchten 1980] et [Fredlund et Xing 1994].

$$s_r = (1 + \ln(1 + (s / s_i)^n))^{-m} \qquad (1)$$

Avec ;
m, n: paramètres de lissage, s : succion, s_i: succion au point d'inflexion.

Afin de déterminer les paramètres m et n on s'inspire de la méthode graphique de [Fredlund et Xing 1994], ces derniers se calculent selon une pente p_2 passant par le point d'inflexion de coordonnées (s_i, s_{rinf}) (voir

figure 1), ce qui nous donne les équations 2 et 3. D'autres procédures existent pour le calcul de m et n, elles utilisent des méthodes de régression non linéaire [Fredlund et Xing 1994] et [Liu et al. 2011].

$$m = 1{,}90.\ln(1/s_{r_{\inf}}) \qquad (2)$$

$$n = 2 \cdot 1{,}69^{m+1}.p_2 / m \qquad (3)$$

Avec ;
s_{rinf}: Degré de saturation au point d'inflexion, p_2 : pente de désaturation déterminée selon le logarithme népérien.

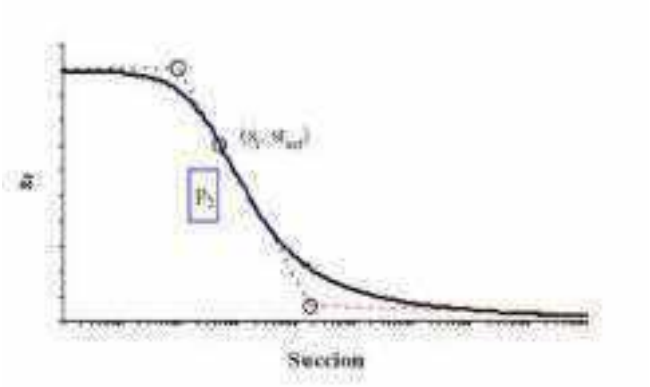


Figure 1. Schéma de principe pour la détermination des paramètres m et n.

L'effet de la densité sur les courbes de retentions a été introduit par [Gallipoli et al. 2003] et [Tarantino 2009] en modifiant la formule de [van Genuchten 1980], [Salager et al. 2010] ont modifié la formule de [Fredlund et Xing 1994] pour introduire la température, quant à [Lloret et Villar 2007] ils ont utilisé la formule de [Fredlund et Xing 1994] pour prendre en compte ces deux sollicitations à savoir la densité et la température. Les auteurs de ces modèles ont tiré une conclusion commune, qui explique le décalage des courbes de rétentions, cette explication se traduit par la relation qui existe entre la succion au point d'inflexion (s_i de l'équation 1) avec la température et la densité initiale. Selon le même principe nous proposons la formule suivante :

$$s_r = (1 + \ln(1 + (s / s_i(e_o, T))^n))^{-m} \qquad (4)$$

$$s_i(e_o, T) = a.(e_o / e_{oinit})^b \exp(c.(T - T_o)) \qquad (5)$$

Avec ;
a, b, c : paramètres, e_o : indice des vide initial, e_{oinit} indice des vide initial de référence.

La figure 3 montre les simulations des travaux de [Tarantino 2009], fait sur un limon de Barcelone reconstitué à différentes densités initiales, dans la figure 2 on voit bien la relation entre la succion s_i et la densité, c'est la même conclusion tirée par [Salager et al. 2010]. La figure 5 donne un aperçu sur les prédictions des courbes d'humidifications en températures d'une Bentonite FEBEX [Bertrand et Laloui 2008], la corrélation entre s_i et la température est mentionnée dans la figure 4, ceci confirme la relation exponentielle entre s_i et la température qu'ont trouvé [Lloret et Villar 2007]. Les paramètres utilisés pour les simulations des figures 3 et 5 sont mentionnés dans le tableau 1.

Tableau 1. Paramètres de lissage des figures 3 et 5.

Paramètres de lissage	m	n	a [kPa]	b	c	T_o [°]	e_{oinit}
[Tarantino 2009]	0.424	1.398	576.160	-4.286	---	---	0.5

[Bertrand et Laloui 2008]	1.316	0.719	147.400	---	-0.012	20	---

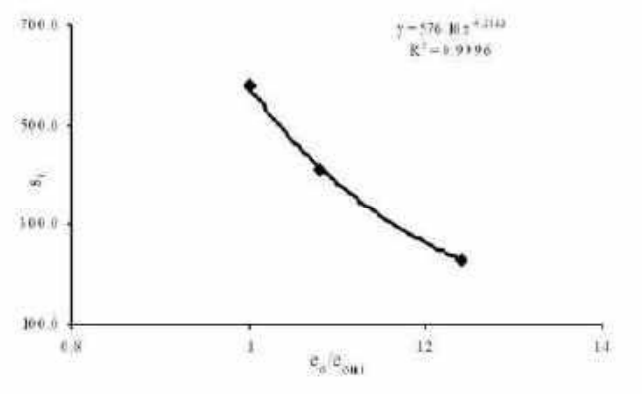


Figure 2. Corrélation de s_i (de la figure 3) par rapport aux densités initiales.

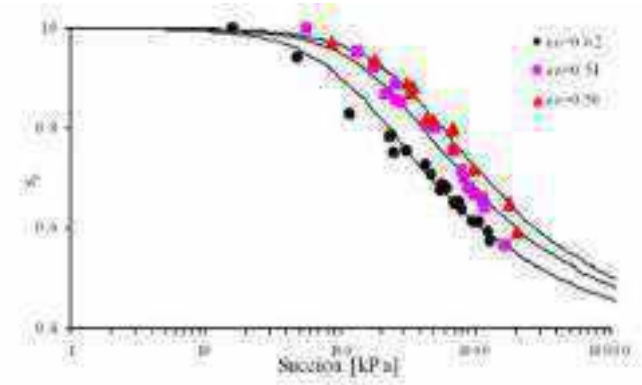


Figure 3. Simulations des résultats expérimentaux de [Tarantino 2009] à différentes densités initiales.

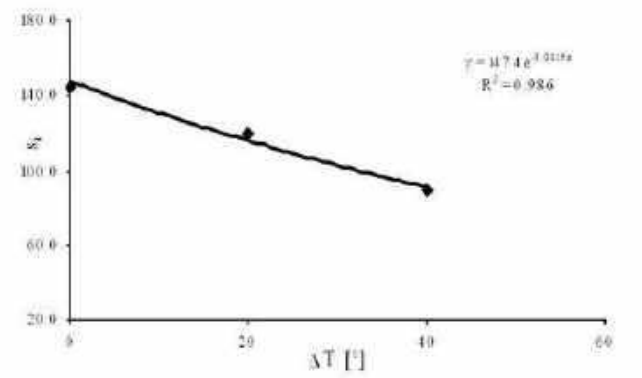


Figure 4. Corrélation de s_i (de la figure5) par rapport à la température.

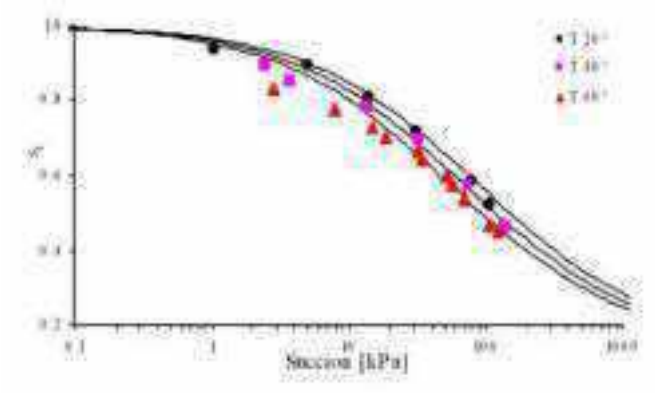


Figure 5. Simulations des résultats expérimentaux de [Bertrand et Laloui 2008] à différentes températures.

Afin d'introduire l'effet d'hystérésis, nous faisons appel au modèle de [Li 2005], c'est un modèle simple et complet à la fois, il permet de calculer l'incrément de succion en projetant le vecteur du chargement hydrique sur l'une les courbes principales de drainage ou d'humidification (figure 6).

La relation entre la succion à chaque chargement et sa projection sur l'une des courbes de rétentions est donnée par :

$$s^{*} = \exp(\alpha^{*} \pm (\left|(\overline{s^{*}} - \alpha^{*})^{\beta+1}\right| - \left|(\overline{s_{o}^{*}} - \alpha^{*})^{\beta+1}\right|)^{1/(\beta+1)}) \qquad (6)$$

Avec ;

β paramètre, α^{*} succion au début du chargement, s* succion au moment du chargement hydrique.

$\overline{s_{o}^{*}}$ succion initiale sur la courbe de rétention, $\overline{s^{*}}$ succion sur la courbe de rétention.

Dans [Li 2005], il n'y a pas de spécification concernant la détermination du paramètre β, raison pour la quelle nous optons pour des ajustements de ce dernier jusqu'à l'approche des résultats expérimentaux.

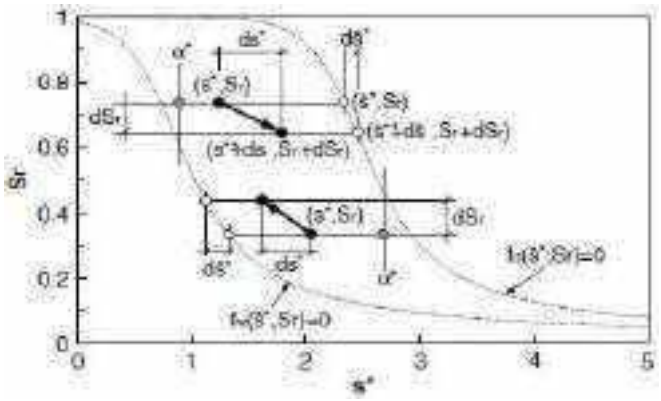


Figure 6. Mécanisme de chargements hydriques arbitraires dans le plan (s- sr) [Li 2005].

La simulation des résultats expérimentaux de [Kohgo 2008] fait sur un sable, est mentionnée dans la figure 7, le résultat démontre la fiabilité du modèle [Li 2005] sous différents cycles de drainages-humifications. Les paramètres utilisés sont mentionnés dans le tableau 2.

Tableau 2. Paramètres de lissage de la figure 7.

Paramètres de lissage	m	n	s_i [kPa]	β
Courbe de drainage [Kohgo 2008]	0.97	4.363	11.4	3.8
Courbe d'humidification [Kohgo 2008]	1.241	2.307	5.00	3.8

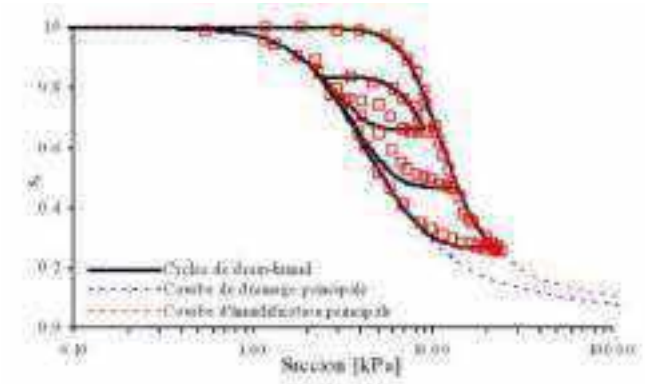


Figure 7. Simulations des résultats expérimentaux de [Kohgo 2008] à différents cycles de drainages-humidifications.

Afin de prendre en considération les effets de la densité initiale, de la température ainsi que le phénomène d'hystérésis, nous présentons dans la figure 8 des simulations qualitatives à différentes densités et températures, tout en appliquant le même chemin de chargement hydrique à savoir : 0.01-420-20-820-80-2600-300-20000 [kPa], les paramètres utilisés sont mentionnés dans le tableau 3.

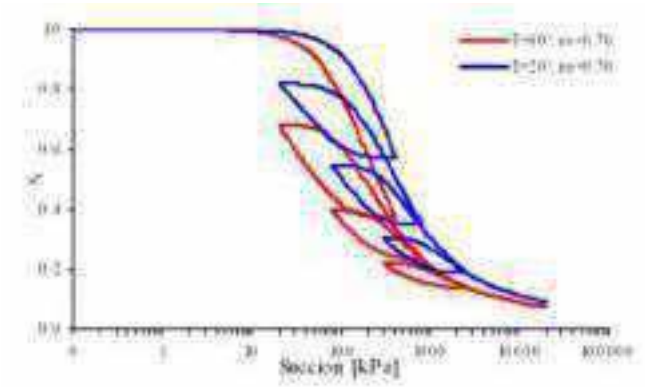


Figure 8. Simulations qualitatives cycliques à différentes températures et densités.

Tableau 3. Paramètres de lissage de la figure 8.

Paramètres de lissage	m	n	a [kPa]	b	c	T_o [°]	e_{oinit}	β
Paramètres pour T=20°, e_o=0.50	1.241	1.573	500	-1.20	-0.008	20	0.5	2.5
Paramètres pour T=60°, e_o=0.70	1.393	1.012	100	-1.20	-0.008	20	0.5	2.5

3. Conclusion

Le modèle proposé permet de prédire l'état hydrique selon différentes approches, il reproduit les courbes le drainage et d'humidification avec effet d'hystérésis, toute en prenant en compte l'effet de la densité et de la température. Additivement à cela, il peut prendre n'importe qu'elle valeur initiale à l'intérieur des courbes de rétention principales et même suivre un chemin hydrique arbitraire. Si on considère la totalité des sollicitations traitées par le modèle, le nombre maximal de paramètres s'élèvera à 13.

4. Bibliographie

[1] F. Bertrand, and L. Laloui, "ACMEG-TS: A constitutive model for unsaturated soils under non-isothermal conditions", Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech, vol. 32, pp.1955-1988, 2008.

[2] D. G. Fredlund, and A. Xing, "Equations for the soil-water characteristic curve", Can. Geotech. J, vol. 31, N° 3, pp. 521-532, 1994.

[3] D. Gallipoli, S. J. Wheeler, and M. Karstunen, "Modelling of variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil", Géotechnique, vol. 53, pp. 105-112, 2003.

[4] H. C. Huang, Y. C. Tan, C. W Liu, and C. H. Chen, "A novel hysteresis model in unsaturated soil", Hydrol. Process, vol 19, pp 1653-1665, 2005.

[5] Y. Kohgo, "A hysterisis model of soil water retention curves based on bounding surface concept", Soils and foundations, vol. 48, pp. 633-640, 2008.

[6] X. S. Li, "Modelling of hysteresis response for arbitrary wetting/drying paths", Computers. and. Geotechnics, vol. 32, pp. 133-137, 2005.

[7] X. Liu, X. Yu, and S. X, "A new method to estimate the parameters of van Genuchten retention model using degree of phosphorus saturation (DPS)", African. Journal. of. Agricultural. Research. Vol. 20, pp. 4800-4806, 2011.

[8] A. Lloret, M.V. Villar, "Advances on the knowledge of the thermo-hydro-mechanical behaviour of heavily compacted ''FEBEX'' bentonite", Physics. and. Chemistry. of. the. Earth. vol. 32, pp. 701-715, 2007.

[9] M. Nuth, and L. Laloui, "Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils", Computers. and. Geotechnics, vol. 35, pp. 835-844, 2008.

[10] S. Salager, M. S. El. youssoufi, C. Saix, "Definition and experimental determination of a soil-water retention surface", Can. Geotech. J, vol. 47, pp. 609-622, 2010.

[11] D. Sheng, and A. N. Zhou, "Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils", Can. Geotech. J, vol 48, pp. 826-840, 2011.

[12] D. A. Sun, D. Sheng, S. W. Sloan, "Elastoplastic modelling of hydraulic and stress-strain behaviour of unsaturated soils", Mechanics. of. Materials, vol. 39, pp. 212-221, 2007.

[13] A. Tarantino, "A water retention model for deformable soils", Géotechnique. vol. 59, pp. 751-762, 2009.

[14] M. T. van Genuchten,"A closed form equation for predicting", the hydraulic conductivity of unsaturated soils", Soil Sci. Soc. Amer, vol. 44, pp. 892-898, 1980.

[15] S. J. Wheeler, R. S. Sharma, and M. S. R. Buisson, "Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils", Géotechnique, vol. 53, pp. 41-54, 2003.

ANALYSE DES PROFILS DE DENSITE D'UN SOL COMPACTE A FAIBLES TENEURS EN EAU

DERRICHE Zohra[1,2], KERFOUF Hamid[1,2] & GUERIDI Fatima[1,2]

Email : derriche@entp.edu.dz

[1]*Laboratoire Travaux Publics ingénierie des Transports & Environnement, Algérie*

[2]*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Algérie*

Résumé *: La réalisation du développement des régions arides est contrariée par la non disponibilité de matériaux normalisés et par l'extrême rareté de l'eau. L'introduction de la technique routière saharienne a certes permis l'utilisation de matériaux locaux abondants sur place mais la rareté de l'eau par contre continue à sérieusement obérer les projets routiers dans ces régions. Dans ces conditions il est clair que le compactage à faible teneur en eau des matériaux routiers peut représenter un potentiel socio-économique certain. On tente de questionner dans cette contribution la possibilité du compactage à faible teneur en eau (ou à sec) d'un sol choisi. On illustre l'effet de la teneur en eau sur l'évolution du profil de densité d'une couche de sol compacté. On analyse le profil de densité du sol compacté à sec par rapport à celui du sol compacté à l'optimum. On discute les moyens susceptibles d'améliorer le profil de densité du sol compacté à faible teneur en eau et qui permettraient d'entrevoir la possibilité du compactage des sols des régions arides à leurs teneurs en eau naturelles.*

Mots-Clefs *: ressources en eau, compactage des sols, compactage des sols secs, aridité, Sahara*

Abstract *: The development of arid areas is hampered by both the lack of standard construction materials and by the extreme scarcity of water. Indeed the introduction of a road engineering practice which is specific to the Saharan environment allowed certainly the use of a lot of abundant local materials to build road infrastructures in these regions. On the other hand, however, the scarcity of water continues the handicap road projects in these areas. Under these conditions it is clear that the compaction of soils and materials at low water contents can represent a real socio-economic potential. We try to question in this contribution the possibility of compacting a selected soil at low water contents. We tend to illustrate the effect of the water content on the evolution of the density profile of compacted soil specimens. We analyze the profiles of specimens compacted at very low water contents relatively to those compacted at optimum water content values. We discuss on the conditions and means that are likely to improve the output of dry-soil compaction, as expressed in terms of density profiles. These conditions would make it possible to foresee the practical feasibility of compacting soils of arid regions at their natural water contents.*

Key-Words *: water resources, soil compaction, dry-soil compaction, dryness, Sahara*

1. Introduction

Lors de la construction des ouvrages en terre, le compactage des sols et des matériaux est réalisé traditionnellement à une teneur en eau optimale qui devrait correspondre à la meilleure densification du matériau. Pour atteindre ces conditions le matériau est, selon le cas, humidifié ou est autorisé à sécher pour porter sa teneur en eau à la valeur optimale, arrêtée par ailleurs au laboratoire par l'essai de compactage.

La teneur en eau optimale correspond à l'humidité du sol pour laquelle la résistance du sol au compactage est à son minimum. Le choix de cette teneur en eau, qui permet d'économiser sur l'énergie de compactage est amplement justifié dans les pays tempérés dans lesquels les sols et les matériaux se trouvent naturellement dans des états d'humidité proches des valeurs optimales. Cependant, dans les zones qui souffrent de sévères déficits hydriques, i.e. les zones arides, les sols sont extrêmement secs et requièrent des quantités d'eau considérables pour atteindre la teneur en eau optimale. Cette opération est d'autant plus compliquée que l'environnement chaud et desséchant de ces zones empêche le maintien de cette humidité jusqu'à la réalisation du compactage à cause de l'importance de l'évaporation.

Dans les zones arides, le coût de l'eau de construction représente plus du tiers du prix de revient des projets routiers ([12]). Le potentiel socio-économique que représente le compactage des sols et des matériaux à leur humidité naturelle n'a pas besoin d'être démontré dans les zones où l'eau est une ressource précieuse.

La recherche sur le compactage à faibles teneurs en eau n'est pas nouvelle. Des travaux pionniers, très peu nombreux, ont été effectués à l'occasion de la réalisation de la route transsaharienne dans quelques pays du Maghreb ([5], [11]). En Algérie, une documentation incomplète laisse entendre qu'un tronçon expérimental a été réalisé sur la route reliant ARAK à Tamanrasset en compactant les matériaux à leur teneur en eau naturelle (cité dans [1]).

Malheureusement ces recherches n'ont pas été poursuivies pour produire un retour d'expérience qui aurait pu mener à la codification de la procédure. En tout état de cause, l'intérêt pour le compactage à faibles teneurs en eau a été ravivé avec l'introduction du concept du développement durable, appelé en travaux publics concept de route durable.

Dans le cadre de ce principe de route durable, les Nations Unies font référence dans l'agenda 21 aux actions prioritaires à mener par les pays en direction de la préservation des matériaux de construction non renouvelables parmi lesquels l'eau représente le matériau le plus rare et le plus précieux ([12]).

Cette contribution présente et discute d'une manière pédagogique les premiers résultats d'un projet de recherche, en cours au niveau de l'Ecole Nationale des Travaux Publics, qui étudie le compactage des sols à leurs teneurs en eau naturelles et questionne la faisabilité pratique de cette technique dans le contexte du Sahara Algérien.

On analyse dans ce travail préliminaire l'effet de la teneur en eau sur le rendement du compactage d'un sol choisi. Le rendement du compactage étant exprimé par le profil de densités le long de l'éprouvette du sol compacté.

2. Matériaux et méthodes

2.1. Le sol utilisé

Le matériau étudié est un sol fin qui contient 72% d'éléments inférieurs à 80 microns avec près de 20% d'éléments inférieurs à 4 microns. On retrouve dans le sol 5% de gravier, 48% de sable et 23% de limon.

Le sol a une limite de liquidité de 38% et un indice de plasticité de 17%. La situation de la plasticité sur l'abaque de Casagrande indique qu'il s'agit d'une argile de faible plasticité (du moins les éléments inférieurs à 400 microns testés). La valeur au bleu de méthylène (VBS) a été trouvée égale à 2.43g/100g de matériaux secs.

Conformément à la classification du LCPC, il s'agit d'une argile sableuse. Selon la classification GTR, le sol se classe dans la catégorie des sols fins sensibles à l'eau, A2.

2.2. Le programme expérimental

Le programme expérimental réalisé dans cette étude comporte la réalisation d'une série d'essais de compactage effectués dans un moule Proctor en utilisant une énergie équivalente à celle de l'essai Proctor normal. Le compactage du sol est réalisé en une couche et en deux couches en considérant dans chaque cas des teneurs en eau dans un intervalle allant de la limite de plasticité du sol jusqu'à des valeurs extrêmement faibles.

Le compactage du sol est réalisé en utilisant deux modes : avec la dame Proctor (compactage dynamique par impacts) et avec un marteau vibreur (compactage vibratoire). Le marteau vibreur utilisé est de marque Kango 750K (Puissance 800W, fréquence variable 20 à 50Hz, vitesse 400 tr/mn, poids 6.8kg). Le compactage a été réalisé à la fréquence maximale de l'appareil.

Le rendement du compactage réalisé est analysé sur la base du profil de densité sèche obtenu pour chaque configuration de compactage considéré.

La succion du sol est mesurée au milieu des éprouvettes de sol, compacté en 2 couches, en utilisant la méthode du papier filtre (norme anglaise D5298-2, papier filtre Whatman 42).

2.3. Procédure de détermination du profil de densité

Pour cause de non disponibilité d'un banc gamma densimétrique, ou de tout dispositif du genre, la distribution de la densité sèche le long de l'éprouvette compactée a été déterminée en suivant une procédure manuelle fastidieuse.

On installe le moule contenant l'éprouvette sans le fond sur une base fixée sur la tête d'un démouleur. On démoule très lentement l'éprouvette compactée par petites tranches dont on mesure la hauteur. On découpe avec précaution la tranche de sol en veillant à récupérer tout le matériau de la tranche dans une boite en carton fixée et bien scellée à la tête du moule. On pèse le matériau récupéré avec une précision de 0.001g et on détermine sa teneur en eau.

On contrôle la fiabilité des densités sèches ainsi mesurées en comparant la moyenne des mesures avec la densité sèche globale de l'éprouvette dans le moule. Le profil est retenu lorsque l'écart entre les deux valeurs ne dépasse pas 5%.

3. Résultats et discussions

3.1. Caractéristiques de compactage du sol

On donne dans la figure 1 les courbes de compactage du sol étendues aux très faibles teneurs en eau correspondant aux niveaux d'énergie standard et modifié. On remarque que les courbes de compactage obtenues n'ont pas la forme en cloche traditionnelle. Elles présentent 2 pics pour celle à l'énergie normale et un pic et demi pour la courbe à l'énergie modifié. Allant à l'encontre de la théorie du compactage introduite par Proctor, les 2 courbes font apparaitre une augmentation de la densité du sol lorsque les teneurs en eau tendent vers des états très secs.

Ce résultat laisse entendre que le phénomène de compactage n'est généralement que partiellement compris, du moins dans le domaine des très faibles humidités du sol. Parmi les nombreuses théories qui ont été proposées pour expliquer la forme conventionnelle de la courbe de compactage, aucune n'a tenté d'expliquer les formes non conventionnelles comme celles de la figure 1.

De telles courbes ont toutefois été présentées par [7], [8] et [6]. Selon ces auteurs, le pic qui correspond aux faibles teneurs en eau exprime les effets de surface de l'eau sur le bilan des efforts de compactage. La tension de surface de l'eau, importante aux faibles teneurs en eau, cause la formation de ménisques qui provoquent un rapprochement des grains. Cet effet apporte sa contribution dans la densification du sol.

On peut voir comme annoté sur la figure 1 que la densité sèche maximale obtenue avec l'énergie Proctor normal peut être réalisée en adoptant l'énergie Proctor modifié pour une teneur en eau plus faible. En doublant par exemple l'énergie de compactage on peut atteindre une densité maximale plus intéressante que la densité projetée tout en réalisant une économie d'eau, de près de 4 %.

Il apparait bien clair de la figure 1 qu'augmenter l'énergie de compactage peut améliorer la densité sèche du sol compacté à faible teneur en eau i.e. l'énergie pourra compenser l'effet de l'eau qui manque. Mais il est difficile d'imaginer que le sol ainsi compacté puisse reproduire les valeurs de teneur en air des conditions optimales.

Le sol compacté dans les conditions de faibles teneurs en eau, telles que celles qui prévalent normalement dans les zones arides, comme dans le Sahara algérien (2 à 8%), présentera inexorablement des teneurs en air (A) trop importantes par rapport à celles qui sont requises par les cahiers des charges (<10%). Lorsque leur teneur en air est importante, les sols risquent de montrer de sérieux problèmes d'affaissement en cas d'hydratation accidentelle.

Dans ce travail on exprime le concept de tension superficielle de l'eau par la succion qui se développe dans le sol compacté. On a mesuré cette succion pour des éprouvettes compactées en 2 couches en utilisant la

méthode du papier filtre. On a mis en parallèle la succion mesurée et la courbe de compactage du sol dans la figure 2.

On peut voir clairement dans les résultats de cette figure que la valeur de la succion augmente faiblement

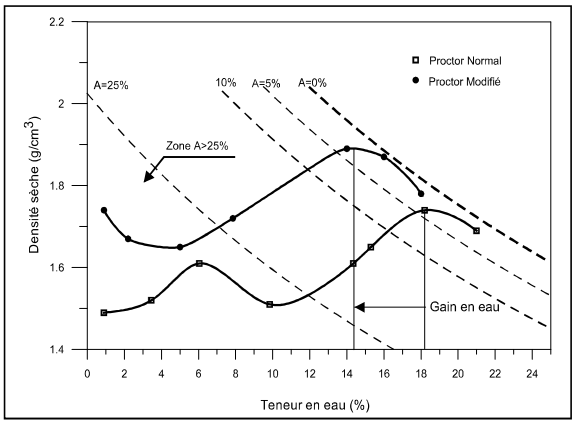


Figure 1. Courbes de compactage du sol aux énergies Proctor normal et modifié

dans les teneurs en eau importantes mais devient très importante pour les très faibles teneurs en eau, notamment celles correspondant au deuxième pic de la courbe de compactage.

L'hydratation accidentelle du sol compacté à faible teneur en eau sature brusquement le sol et annule l'effet de la succion (densification des grains) ce qui ne manquera pas de provoquer un affaissement qui sera, pour un même chargement, d'autant plus sévère que la succion sera importante.

Face à ce souci, on peut penser et suggérer intuitivement que lorsque la densité sèche du sol compacté à faible teneur en eau est comparable à la densité sèche de l'optimum Proctor, les grains du sol sont dans un état de serrage qui ne devrait pas faire craindre des affaissements importants en cas d'hydratation accidentelle du sol. Les résultats de la figure 3 ([3]), qui donnent les contours de potentiel d'affaissement d'une argile (Boulder Clay) compactée à des teneurs en eau situées sur le versant sec de la courbe Proctor, peuvent servir à conforter la proposition introduite.

Ces résultats montrent que le potentiel d'affaissement de l'argile dépend beaucoup plus de la densité relative du sol (densité sèche du sol compacté / densité des conditions optimales) que de la teneur en eau (noter la branche quasi-horizontale des contours de potentiel d'affaissement en %). Ces résultats montrent aussi qu'aucun affaissement n'est à craindre lorsque la densité relative est supérieure à 100% et cela quelque soit la teneur en eau du sol compacté.

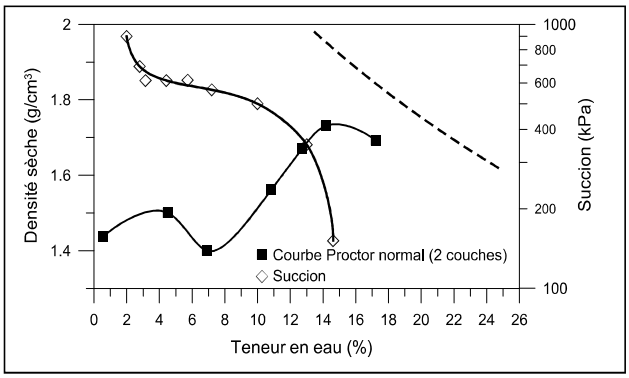


Figure 2. Valeurs de la succion mesurée dans le sol compacté en 2 couches et courbe Proctor.

Une investigation devra être réalisée dans la cadre de cette étude à l'effet d'évaluer le potentiel d'affaissement lorsque le sol compacté à faibles teneurs en eau est brusquement inondé sous charge.

3.2. *Profils de densité du sol compacté en une couche*

On représente dans la figure 4 les profils de densité sèche (exprimée en densité relative à la densité maximale correspondant à l'optimum Proctor normal) d'éprouvettes de sol compacté en une couche dans le moule Proctor à différentes teneurs en eau.

Le profil de densité de la couche compactée à sec indique des densités relatives qui varient de 0.85 à 0.94 à la surface de la couche et sont inférieurs à ces chiffres en profondeur. Le profil indique aussi que la profondeur d'influence du compactage réalisé à sec est trop faible ; elle se situe autour de 4 cm. En d'autres termes cela veut dire que la couche compactée à sec est trop épaisse dans les conditions de compactage utilisées (énergie, teneur en eau).

Par ailleurs le profil de densité de l'éprouvette compactée à l'optimum présente une zone de faible densité (de gradient inversé) en surface et montre un maximum de densité de 1.13. A partir de ce maximum l'effet du compactage diminue avec la profondeur et la densité reste quand même importante au fond de la couche (de l'ordre de 0.95).

On définit la profondeur d'influence du compactage comme étant la profondeur à partir de laquelle le profil de densité amorce une branche verticale. On peut voir que cette profondeur semble augmenter avec la teneur en eau du sol. On peut relever qu'elle est de l'ordre de 7.5cm pour la teneur en eau de 3.71%, elle est de 9cm

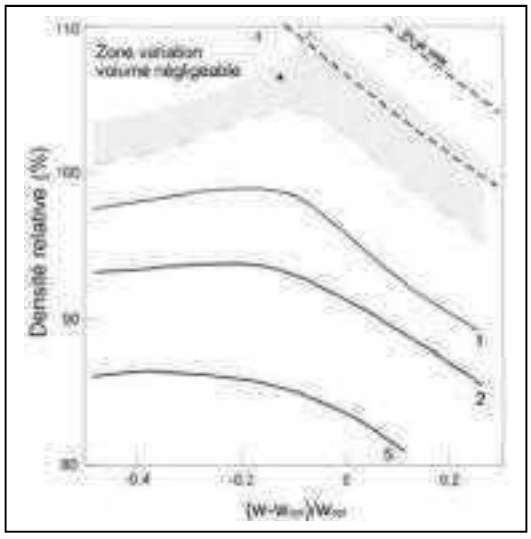


Figure 3. Contours de potentiels d'affaissement d'une argile par inondation sous charge de 30kPa ([3])

pour 9.02% et de 11cm pour la teneur en eau proche de l'OPN. La relation de la profondeur d'influence du compactage en fonction de la teneur en eau est tracée dans la figure 5. On peut voir qu'il s'agit d'une relation en puissance similaire à celle qui relie la profondeur d'influence du compactage dynamique des sols en fonction de l'énergie utilisée ((Slocombe, 1993 cité dans [2]) (figure 6).

Hormis l'impératif d'augmenter l'énergie de compactage, il semble se dégager aussi des résultats analysés que le rendement du compactage à faibles teneurs pourrait être amélioré par la réduction de l'épaisseur de la couche compactée si l'on veut étendre l'effet de la densification à toute la couche à compacter.

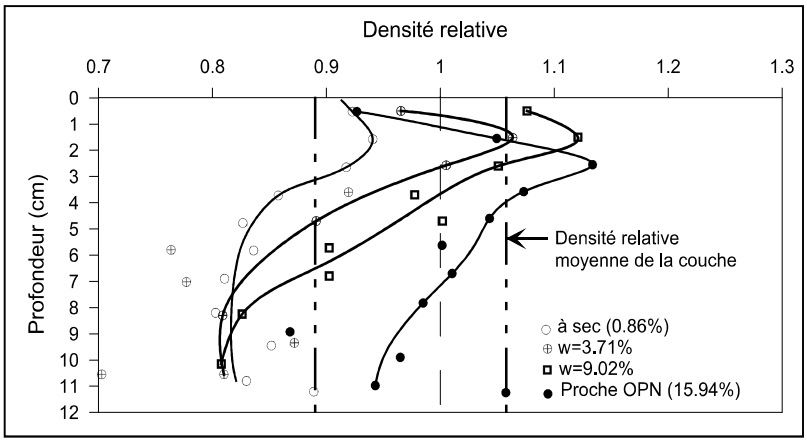


Figure 4. Profils de densité relative le long d'éprouvettes de sol compacté en une couche à l'énergie Proctor normal dans un moule Proctor à différentes teneurs en eau

3.3. *Profils de densité du sol compacté en deux couches*

On présente dans la figure 7 les courbes de compactage étendues aux faibles teneurs en eau du sol compacté en 2 couches et en 3 couches avec la même énergie. Les 2 courbes de cette figure montrent un meilleur rendement du compactage en 3 couches pour les faibles teneurs en eau relativement à celui réalisé en 2 couches.

A des fins de comparaison les profils de densité des éprouvettes de sol compacté en deux couches à différentes teneurs en eau sont donnés dans la figure 8 en parallèle avec les profils obtenus à une couche pour des teneurs en eau plus ou moins proches.

Pour les profils à sec, on peut voir que diviser l'épaisseur de la couche par deux n'a pas réellement amélioré la densité au fond du moule relativement à celle obtenue avec une couche. A cette teneur en eau quasi-nulle, la profondeur d'influence du compactage est de l'ordre de 4 cm et de ce fait la moitié de la hauteur du moule Proctor reste encore une couche trop épaisse pour ces conditions de compactage.

La densité a toutefois été nettement améliorée à la surface de la première couche compactée mais néanmoins a été terriblement réduite dans la deuxième couche On remarque en effet pour les faibles teneurs en eau une amélioration des densités dans la première couche compactée et une densité plus faible dans la deuxième couche du haut.

Même si les 2 couches sont compactées avec la même énergie (la moitié de l'énergie Proctor normal pour chaque couche), le rendement du compactage est beaucoup plus intéressant dans la première couche Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la première couche est compactée avec le sol butant sur le fond du moule qui est rigide alors que la deuxième est compactée sur une base constituée par la première couche qui est d'autant plus déformable que sa densité est faible.

Le fait marquant qui doit être souligné est que l'importance des densités enregistrées dans la première couche (celle du bas), qui est supérieure à celle obtenue pour le compactage en une couche indique bien qu'il y'a un report de l'énergie de compactage de la deuxième couche sur la première couche (sous-jacente). Une partie de l'énergie de compactage appliquée à la deuxième couche provoque un compactage supplémentaire de la couche du bas (qui se densifie en se déformant). Ce qui explique l'importance des densités dans la première couche et la faiblesse des densités obtenues dans la couche de surface pour les faibles teneurs en eau.

On peut suggérer que dans les mêmes conditions, le compactage de la couche suivante permettra d'améliorer les densités de la couche actuelle.

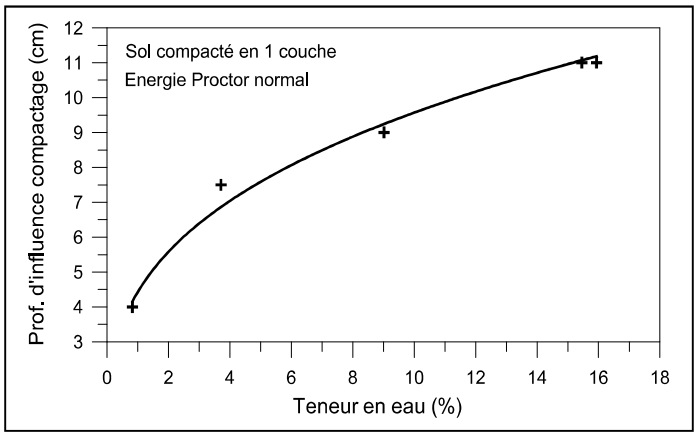


Figure 5. Profondeur d'influence du compactage en fonction de la teneur en eau du sol.

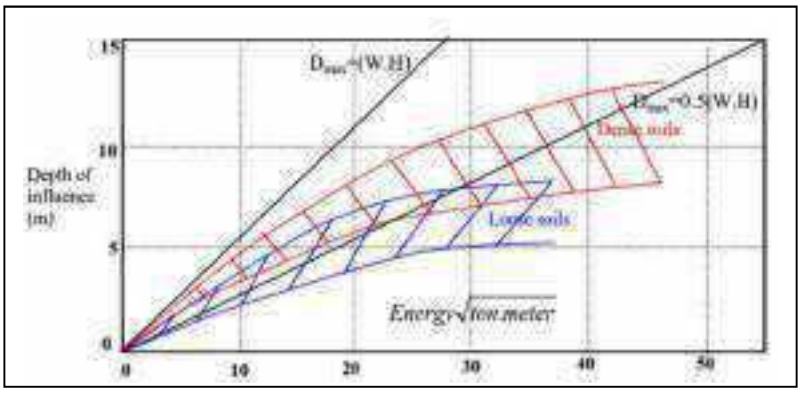


Figure 6. Relation énergie-profondeur d'influence pour compactage dynamique des sols ([2])

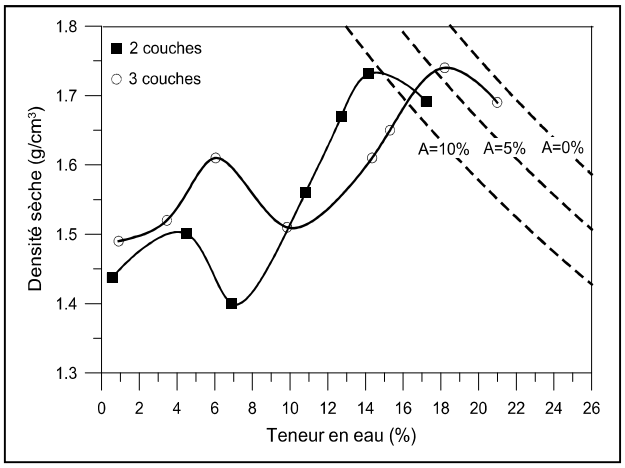


Figure 7. Courbes de compactage pour 2 épaisseurs de couches de différentes.

Pour les teneurs en eau plus importantes, les 2 profils de densité des 2 couches deviennent plus comparables avec l'augmentation de la teneur en eau.

Les résultats analysés permettent de suggérer que le rendement du compactage à faible teneur en eau peut être amélioré aussi en adoptant des épaisseurs de couche qui soient en relation avec la profondeur d'influence du compactage, qui doit être définie en fonction des conditions d'énergie et de teneur en eau adoptées. L'utilisation de couches minces permet d'apporter un supplément de compactage à une couche sous-jacente

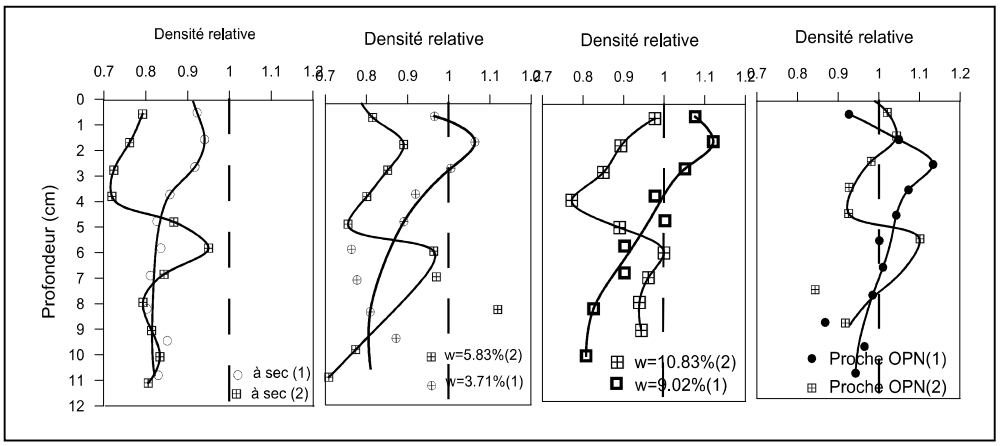


Figure 8. Profils de. densité relative le long d'éprouvettes de sol compacté en 2 couches et en 1 couche dans le moule Proctor avec une énergie Proctor normal pour différentes teneurs en eau

sous compactée, pendant le compactage de la couche supérieure.

Il reste entendu que cette manière de compacter est incompatible avec les procédures traditionnelles de contrôle du compactage qui procède couche par couche. Lors du compactage à faibles teneurs en eau on devra procéder au contrôle de tout le remblai ou du moins une fois que plusieurs couches soient réalisées.

La couche de surface du remblai devrait être réalisée avec un compactage dans des conditions plus humides de manière à diminuer la teneur en air du sol à la surface du remblai pour réduire sa perméabilité et ainsi limiter les risques d'arrivée d'eau qui pourrait provoquer l'affaissement du remblai par inondation accidentelle du sol.

3.4. *Rendement du compactage du sol par le marteau vibreur*

Dans la pratique, la majorité des opérations de compactage utilisent le mode de compactage vibratoire (rouleaux vibrants) relativement aux autres modes de compactage (statique, dynamique). On a testé l'apport de ce mode dans l'amélioration du rendement du compactage des sols à faibles teneurs en eau. On a compacté avec le marteau vibreur (BS 1377:1975) une éprouvette de sol en une seule couche à sec et une autre à une teneur en eau proche de l'OPN. On n'a pas tenté de calculer l'énergie transmise au sol lors de ces opérations de compactage.

En observant les profils de densité de la figure 9 on peut noter qu'au-delà de la partie superficielle, dans laquelle le profil du sol sec présente une zone de gradient inversé, les sols compactés par le marteau vibreur à sec et à une teneur en eau proche de l'OPN montrent des densités comparables sur toute la profondeur du moule.

Les profils de densité obtenus par le marteau vibreur sont comparés dans la figure 11 aux profils des éprouvettes compactées aux mêmes teneurs en eau par la dame Proctor. On peut déduire de ces résultats que le compactage vibratoire présente un meilleur rendement en surface (permet de réaliser densités importantes) qu'en profondeur.

On remarque aussi que le profil à l'OPN ne présente pas la forme conventionnelle en dos-de-tortue (i.e. absence de la zone de gradient inversé en surface). Ce résultat indique que le compactage vibratoire ne poinçonne pas le sol en surface, comme le fait le compactage avec la dame Proctor. La zone de gradient inversé du profil à sec est le résultat du voltigement, sous l'effet des vibrations du marteau, des grains qui sont libres en surface à cause de l'absence de cohésion. Des résultats similaires à ceux de la figure 11 ont été obtenus par [4] pour le compactage d'un sable (2m) par un rouleau vibrant de 10 tonnes.

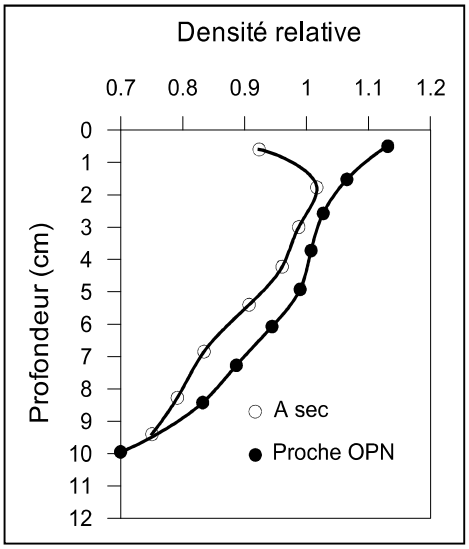


Figure 9. Profils de densité relative le long d'éprouvettes de sol compacté avec le marteau vibreur en une couche dans le moule Proctor à sec et à une teneur en eau proche de l'OPN

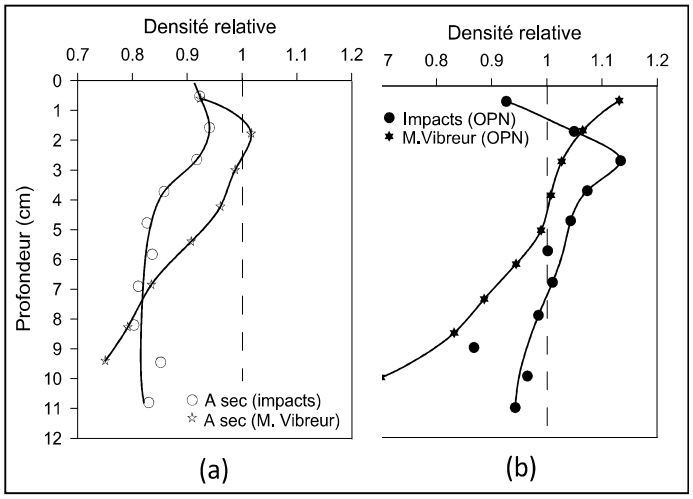


Figure 10. Profils de densité relative le long d'éprouvettes de sol compacté avec le marteau vibreur en une couche dans le moule Proctor (a) à sec et (b) à une teneur en eau proche de l'OPN

4. Conclusions

On a compacté dans ce travail un sol fin sensible à l'eau suivant différentes configurations à l'effet de faire ressortir les possibilités d'améliorer le rendement du compactage de ce sol à faibles teneurs en eau. Les résultats obtenus ont permis de montrer que l'énergie et l'eau de compactage sont les paramètres clés qui participent à la densification du sol. Pendant que l'énergie exerce des efforts pour vaincre la résistance des grains au rapprochement, l'eau travaille de son côté à la réduction du frottement qui se développe et qui s'oppose à la densification du sol. On a expliqué que le pic (ou demi-pic) qui apparait dans la courbe de compactage aux faibles teneurs en eau est le fait des phénomènes de surface (capillarité, adsorption) qui contribuent à la densification des grains du sol compacté. L'énergie de compactage peut être utilisée pour compenser l'absence d'eau. Augmenter l'énergie de compactage n'est pas difficile au jour d'aujourd'hui avec la puissance des équipements de compactage qui sont en utilisation. On a montré dans ce travail que pour atteindre un rendement acceptable du compactage à faibles teneurs en eau, il est payant de limiter l'épaisseur des couches compactées à des valeurs en relation avec la teneur en eau et l'énergie utilisées. De cette manière un report de compactage d'une couche peut s'effectuer sur la couche qui lui est sous-jacente. Ainsi l'exercice du compactage à faibles teneurs en eau ne peut pas s'accommoder de la procédure traditionnelle de contrôle du compactage couche par couche.

Pour le compactage à faibles teneurs en eau, le contrôle se fait une fois la construction du remblai terminée. La dernière couche du remblai doit être effectuée à l'OPN, pour assurer un bon compactage et une étanchéité satisfaisante contre les infiltrations d'eau.

On a pu montrer aussi que le compactage par vibration semble présenter une meilleure solution que le compactage par impacts à sec comme à l'OPN.

Le sol compacté à faibles teneurs en eau doit être vérifié pour son potentiel d'hydrocompression i.e. son potentiel d'affaissement par inondation brusque.

5. Bibliographie

[1] B. Alloul, A.Traore, I. Dembele, "*The Transaharian in Algeria : A road for developing countries in Africa,*" 10th Congress Int. Ass. Eng. Geol. & Env. Nottingham, 2006.

[2] A. Berry, A. T. Visser, E. Rust, "*State of the art review of the prediction of ground improvement using impact compaction equipment*", TATE. South African Transport Conference *'Action in Transport for the New Millennium'* South Africa, 2000.

[3] T. L. Brandon, J. M. Duncan, W. S. Gardner, "*Hydrocompression settlement of deep fills*", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol 116, no 10, October, pp 1536-1548. 1990

[4] L. Forssblad, "*Vibratory soil and rock fill compaction*" Dynapac Maskin edition, 1981

[5] I. Ellis, "Soil *compaction at low moisture content : field trials in Sudan",*.77th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, Ghana, 17 June, 1980.

[6] P.Y. Lee, "*Study of irregular compaction curves.Soil specimen preparation for laboratory testing*", ASTM STP 599, pp. 278-288, 1976.

[7] P.Y. Lee,. R.J. Suedkamp, "*Characteristics of irregularly shaped compaction curves of-soils*", Highway Research Record No. 381. Washington, Highway Research Board. 1972.

[8] P.Y. Lee, D. C. Hsu, "*Temperature effect on irrecgularly shaped compaction curves of soils*". Highway Research Record 438, pp16-20, 1973.

[9] R Leyland, P. Paige-Green,. "*Minimising groundwater extraction for infrastructure construction*". Proc. Groundwater Conference, Stellenbosch, 2009.

[10] S.T Muench,., J. Anderson, M. Soderlund, "*An introduction to Greenroads: A sustainability rating system for roadways*", Proc 88th Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington, DC, 2009.

[11] M.J. O'Connell, J.H.G. Wambura, D.Newill, "*Soil compaction at low moisture content in dry areas in Kenya*". 9th Regional Conference for Africa, Lagos. Soil Mechanics and Foundation Engineering, A. A. Balkema – Rotterdam, Volume 1, pp. 211-226. 1987

[12] P. Paige-Green,. "*Sustainability issues related to the engineering geology of long linear developments*", Proc. Symposium on Geological Engineering Problems in Major Construction Projects, Chengdu, China, volume 1, pp.172-177, 2009.

ETUDE DE L'EFFET DE LA CHARGE VERTICALE (Pv) SUR LE POTENTIEL D'EFFONDREMENT (CP) DES SOLS SOUS L'EFFET DE L'INONDATION

ZIANI hocine[1]&ABBECHE khalifa[1]

zianihocine@yahoo.fr

[1]*laboratoire de recherche (LRHYA) Université Hadj Lakhdar Batna (Algérie)*

Résumé :*L'évolution technologique et démographique et le besoin vital de plus de surface, ont poussé l'homme à conquérir les régions arides et semi arides reconnues comme des zones à risques au phénomène de l'effondrement brusque de ses sols. Généralement plusieurs facteurs qui influent sur l'effondrement des sols et en premier lieu leurs types (minéralogie, granulométrie), la nature de la matière de cimentation des particules, le degré de saturation et le débit d'eau qui inonde le sol. Dans la littérature la plus part des travaux ont été basés sur l'identification des paramètres physiques (unité de poids, les limites et la taille des grains, la densité sèche et la teneur en eau).Par contre peu de travaux ont été consacrés à l'étude de l'influence de la contrainte verticale appliquée (Pv) et l'effet de la charge de saturation sur l'effondrement brusque des sols. A cet effet des essais sur des échantillons de sol reconstitués ont été réalisés au laboratoire par l'oedometre .les résultats obtenus ont montrés que le potentiel d'affaissement croit avec l'augmentation de la charge hydraulique.*

Mots-clefs *: Effondrement, contrainte verticale (P_v), charge de saturation, potentiel de collapse (CP).Sol reconstitue.*

Abstract :*The technological and demographic change and the vital need for more surface area, pushed the man, to conquer the arid and semi arid areas identified as risky to the phenomenon of 'sudden collapse of its soil. Usually several factors that influence the collapse of soils and their types in the first place (mineralogy, grain size), the nature of the cementing material particles, the degree of saturation and the flow of water that floods the floor. In the literature most of the work was based on the identification of physical parameters (unit of weight, limits and grain size, dry density and water content). By contrast little work has been devoted to study the influence of the vertical stress (Pv) applied and the effect of saturation load on the sudden collapse of the soil. To this end tests on reconstituted soil samples were performed by the laboratory oedometer .The results have shown that the potential of collapse (CP) increases with increasing hydraulic load (H_W).*

Key-words: *collapse, vertical stress (Pv), saturation load, collapse potential (CP),Soil reconstituted.*

1. Introduction

Beaucoup de phénomènes qui déterminent le comportement des sols sont complexes et ne peuvent pas toujours être ramenés à des causes purement mécaniques, mais souvent d'autres facteurs (chimique, environnement…etc.) qui produisent un comportement inhabituel du sol. L'un des principaux phénomènes qui affectent certains sols est l'effondrement brusque de la structure intergranulaire après inondation à l'eau. Ces sols sont définies comme étant des structure partiellement saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement. Ils sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides et présentent une teneur en eau assez faible et ne sont jamais saturés. La majeure partie de ces sols sont des lœss, dépôts éoliens formés de silt et de sable, les dépôts alluviaux, les écoulements de la boue, les sols résiduels et les rejets de volcans .Ils sont connus génériquement comme "Sols structurellement instables» présentent l'inconvénient de subir des affaissements importants s'ils sont humidifies pendant les travaux de construction et ces mouvements peuvent souvent faire perdre leur stabilité aux fondations. De plus, après la fin des travaux, lorsque les tassements dus aux pressions transmises par l'ouvrage se sont stabilisés (après plusieurs années d'exploitations normales), des affaissements importants et non uniformes du sol sous l'édifice peuvent se produire si le sol est humidifié et provoque des désordres tel, que le bâtiment peut devenir impropre à la

poursuite de son exploitation, dans certains cas leurs réparations coûtent de 30 à 40 % du coût de l'ouvrage. Les grains de ce groupe de sols sont liés par des forces de liaisons ou par un agent de cimentation.

En contact avec l'eau ces derniers se déplacent par perte d'énergie au cisaillement et donne un nouvel arrangement de l'ossature granulaire du sol. Selon Barden et al (1973) [1], il y a trois conditions qui causent l'effondrement, *Une structure ouverte*, potentiellement instable, partiellement saturée ; *Une valeur assez élevée de la composante de contrainte appliquée* qui développe un état métastable, *les liaisons entre les particules du sol* par des forces ou des matériaux cimentaires sensibles à l'eau. Les sols granulaires tels que les sables, graviers ont des structures simples dont la jonction entre les grains est due à des forces de gravitation, les forces capillaires ont une base temporaire, car ils dépendent du degré de saturation, les formes prises par le ménisque d'eau dues à l'interface air-eau, met l'eau en tension capillaire et l'excès de pression interstitielle (U) devient négative cela augmente la contrainte effective (σ ') et dépasse même la contrainte totale (σ ' > σ).Si à ce stade, le sol est saturé, la pression effective diminuera et de même pour la résistance au cisaillement, qui peut conduire à un glissement relatif entre les grains du sol ; pour les sols macroporeux ce glissement se manifeste par une baisse de volume. Dans le cas des liaisons en argiles, chaque particule à une charge négative compensée par les cations du double couche qui l'entoure. Deux particules se repoussent mutuellement quant ils communiquent avec leurs doubles couches, en plus de cette répulsion, il existe une force d'attraction entre les particules dues à des forces de liaisons secondaires, ces forces dépendent de la distance entre les particules, par conséquent ces derniers vont attirer ou repousser selon la distance entre les particules et la résultante de ces deux forces .Il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et un processus d'approche entre les grains développe ce phénomène est appelé *floculation*. En fin quelque soit le type de la saturation du sol, il y'a toujours des forces qui lient une particule à l'autre ; dans certains cas : particules- particules par des forces extérieures ou capillaires et d'autres cas ces liens peuvent être physico-chimiques ou de nature électrique et dans d'autres cas absence de contact direct entre les particules.
Il y a quatre types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène. *Humidification locale* du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'y a pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au dessus de la zone mouillée. *Une humidification vaste* de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre. *Une augmentation uniforme de la nappe phréatique* souvent due à la recharge de ce dernier par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans ce cas les tassements sont uniformes et graduels. *Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau* en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation d'humidité causée par les changements des conditions environnementales (terrains ouverts).Le sud Algérien est formé en grande partie par ces sols affaissables ; notamment les investigations menées dans la région du sud Est ont montré qu'ils étaient susceptibles d'affaissement. Ce problème spécial qui est une réalité au terrain nécessite une attention particulière, une étude approfondie et une certaine maîtrise de la part des spécialistes en géotechniques pour mieux comprendre ce phénomène d'affaissement et de déterminer les facteurs qu'ils gouvernent afin de trouver les solutions techniques pour stabiliser ces sols à risques.

2. Matériels et Matériaux

Deux composantes principales entrant dans la composition des sols d'essais, Le sable des dunes extrait du gisement de Boussaâda dans la wilaya de M'sila (Algérie) et l'argile rouge extraite du gisement de

Medjana dans la wilaya de Bordj.Bou.Arréridj exploité pour la fabrication de la brique. Dont les caractéristiques géotechniques sont comme suit.

Tableau 1.Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués

Matériaux	Caractéristiques géotechniques
Sable (2mm)	Equivalent de sable : ES = 75% Pourcentage tamisât inferieur à 2mm : 98.08% Coefficient d'uniformité : C_u = 2.5% Coefficient de courbure : C_c = 1.11%
Argile (80µm)	Limite de liquidité : W_L= 43.65% Limite de plasticité : W_p = 23.18% Indice de plasticité : I_P= 20.47% Densité spécifique : G_s = 2.49

3. Reconstitution des sols d'essais

On a reconstitue trois (03) sol dont les proportions en poids sont comme suit :

SOL1-S1- 25% argile rouge (80µm) + 75% sable des dunes (2mm).
SOL2-S2- 35% argile rouge (80µm) + 65% sable des dunes (2mm).
SOL3-S3- 45% argile rouge (80µm) + 55% sable des dunes (2mm).

3.1. Caractéristiques géotechniques des sols d'essais

Des essais normalisés ont été effectués sur les trois sols pour déterminer leurs caractéristiques physiques Les résultats sont récapitulés dans le tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques géotechniques des sols d'essais.

Caract. / Sols	% P F (< 2µm)	A_c (%)	W_L (%)	W_P (%)	I_P(%)	W_{opt} (%)	γ_{dmax} KN/ m^3	γ_s KN/m^3
S1	5.29	1.11	18.73	12.82	5.91	9.42	19.91	26.30
S2	9.72	0.68	20.54	13.98	6.61	9.45	20.12	26.10
S3	16.52	0.64	25.48	14.83	10.65	10.78	19.93	25.90

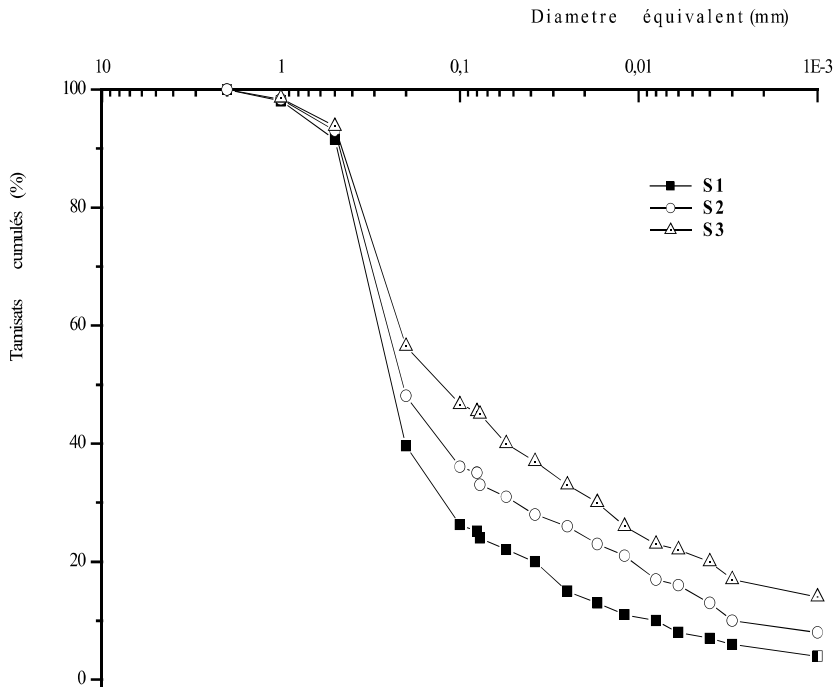


Figure 1.Courbes Granulométriques des sols étudies.

4. Etude expérimentale

Le principe du test consiste dans l'exécution de deux essais de compressibilité à l'oedomètre décrit par Jennings et Knight (1975) [2] qui consistent à charger le sol reconstitué progressivement par paliers :

-Un essai d'une teneur en eau initiale constante correspondant à l'état naturel initial du sol, sous une énergie de compactage Ec.

-Un test dans lequel l'échantillon non saturé est mouillé sous des charges hydrauliques H_{wi} et compacté avec une énergie de compactage Ec .Puis on superpose les deux courbes de consolidation ***:*** *e = f (log P).*

L'effondrement en fonction de la contrainte appliquée est tiré de la différence entre l'indice des vides prélevés sur les deux courbes sous la pression correspondante, pour la teneur en eau considérée**.** Jennings et Knight (1975) ont montré que le potentiel de collapse (CP) est calculé à l'aide de la formule (1).

$$CP\ (\%) = [\Delta e / (1+e_o)] \times 100 \qquad (1)$$

5. Essai Oedométrique

La méthode consiste a mettre à l'intérieur d'un moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors du chargement un échantillon de sol reconstitué ayant une teneur en eau de 4% et une certaine densité sèche, compacté en une seule couche au moyen d'un appareillage de compactage conçu au

laboratoire. Cet appareillage est composé d'un disque, ayant un diamètre 4.96 mm légèrement inférieur à celui de la bague annulaire, fixé à une tige de guidage verticale, et d'un mouton de masse 105g en forme de disque.

Le mouton coulisse le long de la tige tombe d'une hauteur de 150 mm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans la bague annulaire de l'oedomètre. On effectue ensuite les essais de compressibilité décrit par Jennings et Knight (1975) qui consistent à charger le sol reconstitué progressivement par paliers de 24h avec les charges :25-50-100-200-400-800-1000KPa après chaque application de la charge on note le tassement ΔH (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur ; les lectures sont levées aux instants :0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h.L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures , noter les amplitudes de tassement au centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante.

$$e_o = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad (2)$$

Tableau 2.Correspondance entre nombre de coups de la dame et l'énergie de compactage (E_c).

Degré de compactage	**Nombre de coups (Ec)**	**Hauteur de chute (m)**	**Masse de Mouton (Kg)**	**Énergie de compactage en K.J x 10^{-3}**
1	40	0.15	0.105	6.30
2	60			9.45

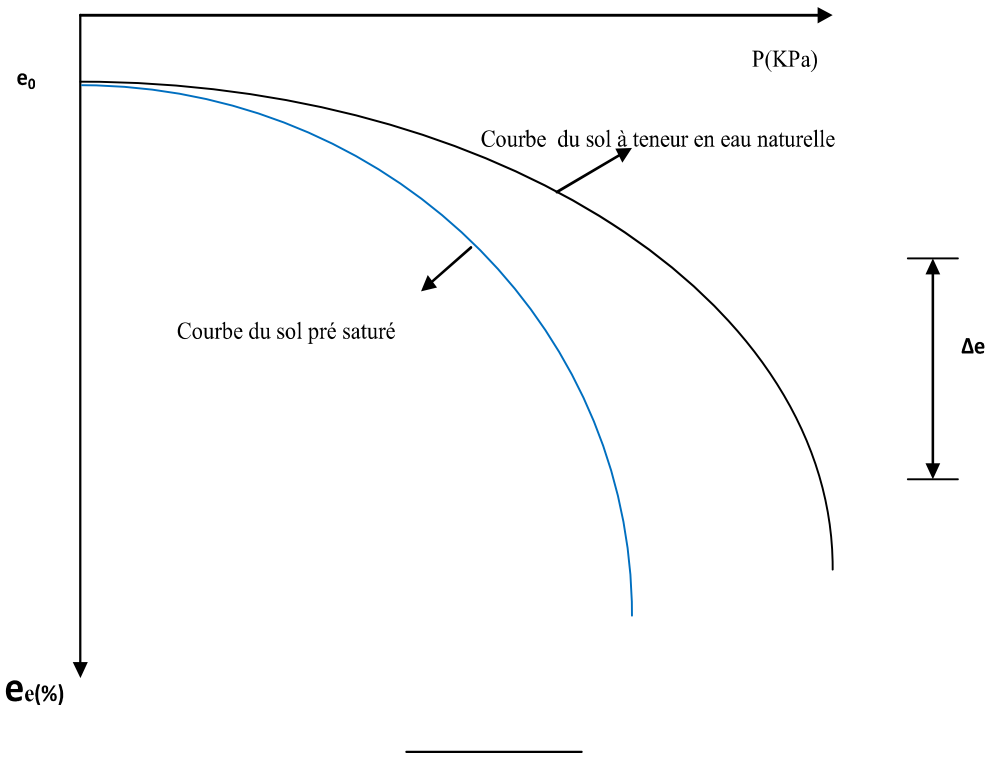


Figure 2. Double oedomètre selon Knight et Jennings (1975)

5.1. Détermination du potentiel d'affaissement

Les courbes Oedométriques (e, Log P) permettent de calculer les potentiels d'affaissement pour chaque essai par la formule (1).

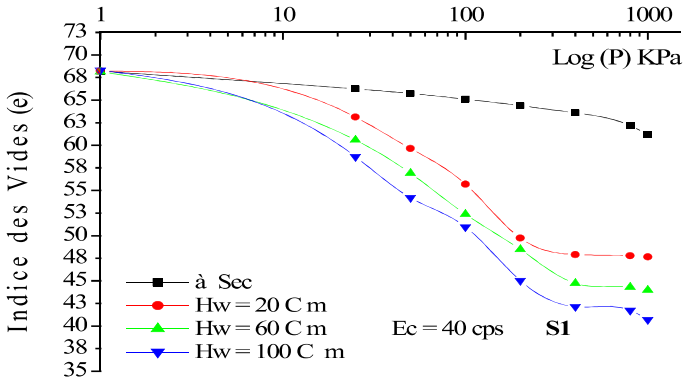


Figure 3 Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S1-Ec=40coups

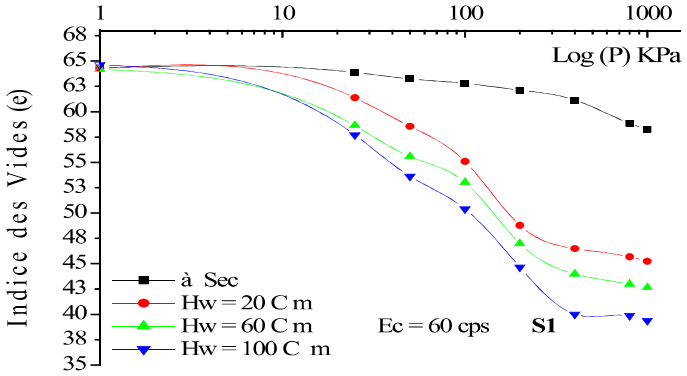


Figure 4 Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S1-Ec=60coups

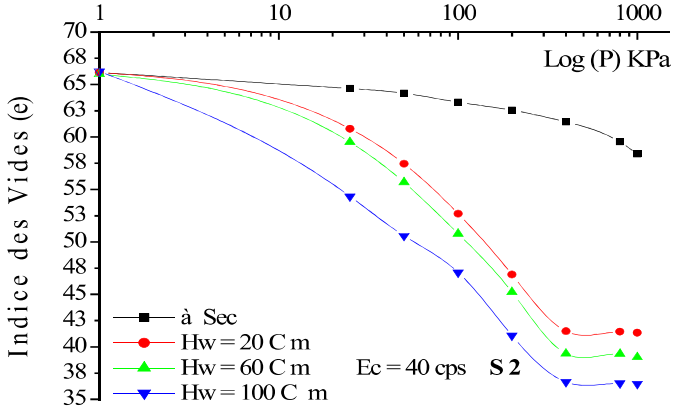


Figure5. Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S2-Ec=40coups

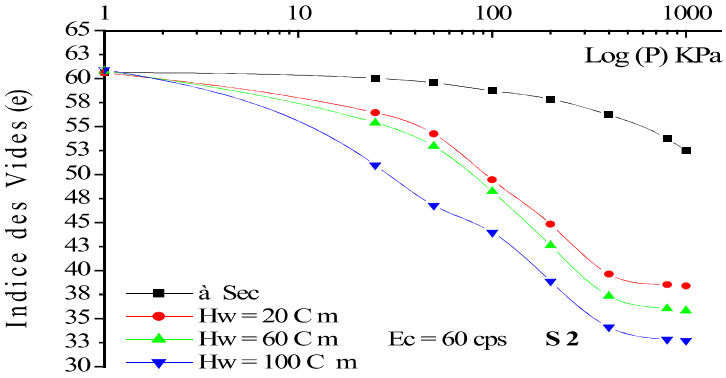


Figure6. Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S2-Ec=60coups

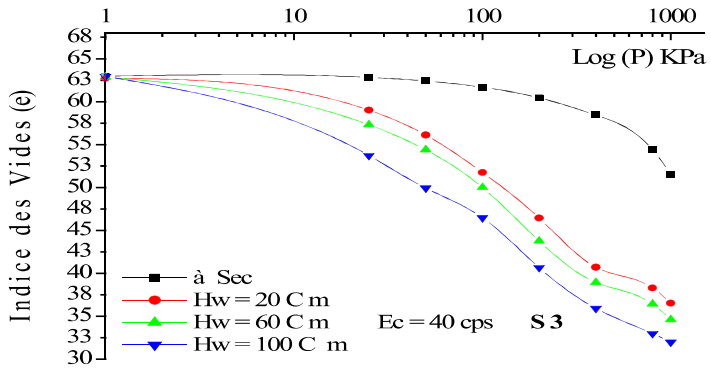


Figure 7. Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S3-Ec=40coups

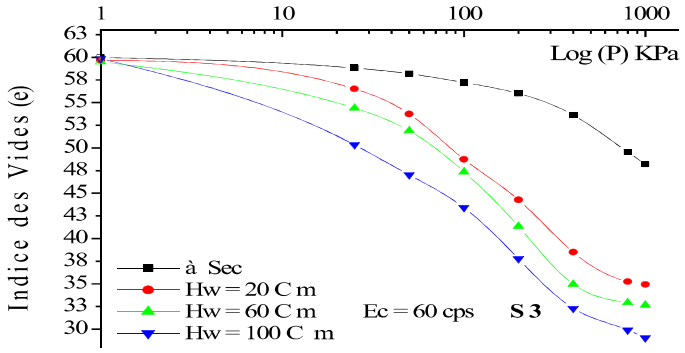


Figure 8. Résultat de l'essai Oedométrique du sol-S3-Ec=60coups

***5.2**. Effet de la charge verticale sur le potentiel d'affaissement.*

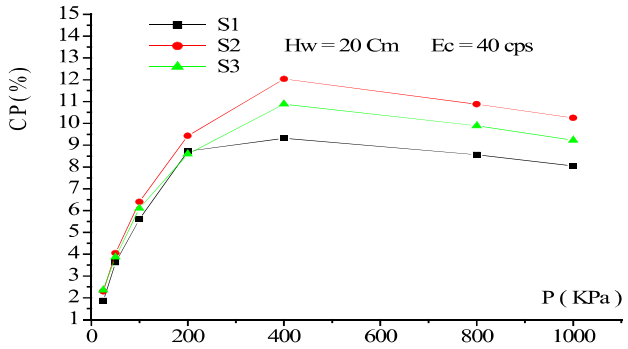


Figure 9. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=20cm et Ec=40cps

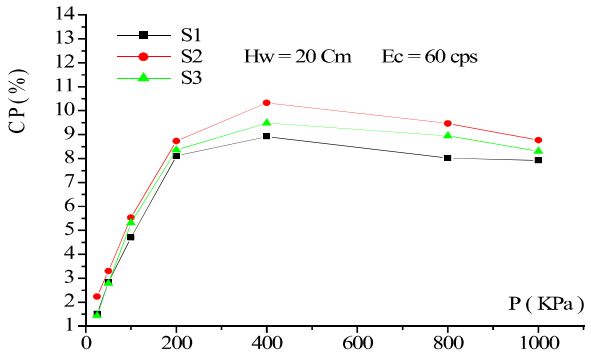


Figure 10. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=20cm et Ec=60cps

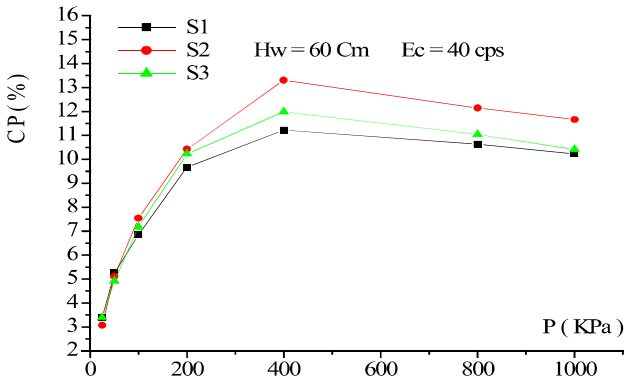


Figure 11. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=60cm et Ec=40cps

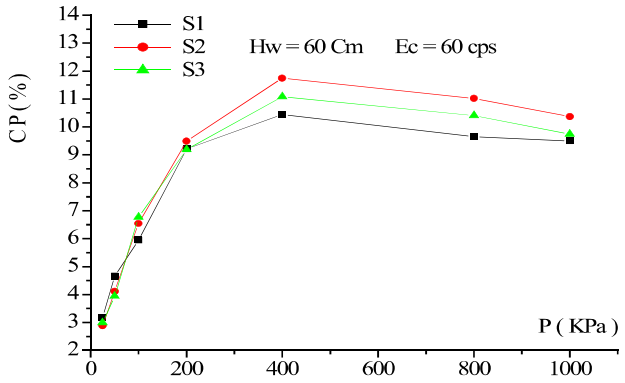


Figure 12. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=60cm et Ec=60cps

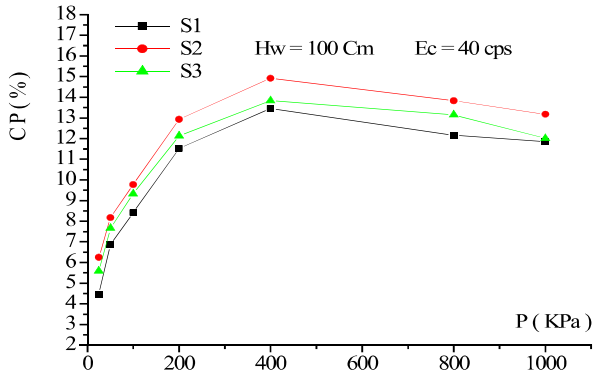


Figure 13. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=100cm et Ec=40cps

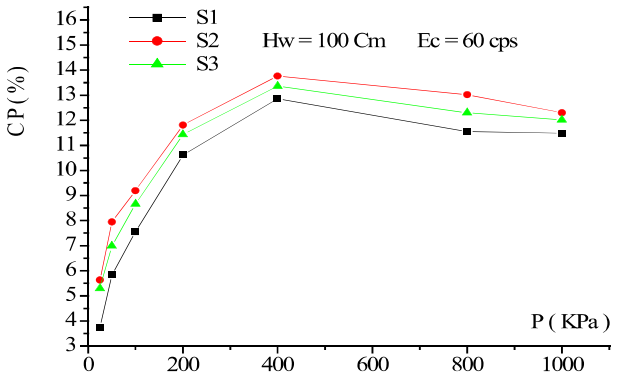


Figure 14. : Effet de la charge verticale (P) sur le CP. Hw=100cm et Ec=60cps

6. Discussion

D'après la représentation graphique de l'essai double oedomètre on remarque que l'augmentation de l'énergie de compactage ; réduit l'indice des vides initial pour les trois sols, surtout pour le sol S2 où l'indice des vides initial régresse de 66.5% à 61%.L'augmentation de la charge verticale appliquée , la charge hydraulique , l'énergie de compactage réduisent l'indice des vides à l'état sec et inondé, pourS1de 25% à 12.5% ,S2 de 22% à 18% et de 20% à 18% pour S3.L'augmentation de la charge verticale de 25 à 200KPa provoque des déformations rapides dans les trois échantillons des sols dans un peu de temps cela s'explique par le taux élevé de CP dans cette zone .De 200 à 400KPa les déformations sont moins importantes et le CP atteint son maximum pour les trois sols .Le solS2 est le plus affecté par l'augmentation de la charge hydraulique et la charge verticale appliquée où le CP est de 14.92% à 40 coups et de 13.76% à 60 coups .De 400 à 100 KPa les déformations sont presque nulles et le CP décroît même si on continue à augmenter la charge verticale.

7. Conclusion

Les conclusions qu'on peut tirer de l'étude oedométrique pour les trois sols testés montrent que : Un sol effondrable peut être obtenu au laboratoire par mélange de deux matériaux différents (argile et sable) compacté à différente énergie de compactage à une teneur en eau inférieure à *l'optimum Proctor*. Les trois

échantillons des sols S1-S2-S3 passent par trois phases ;la première phase de 25 à 200 KPa, marqués par un taux du potentiel d'affaissement très élevé. La deuxième phase, de 200 à 400 KPa la magnitude de l'effondrement pour les trois échantillons des sols est plus grande, le taux du potentiel d'affaissement est maximum pour P = 400 KPa c'est a dire les trois sols se consolident sous cette charge. La troisième phase, de 400 à 1000KP, le taux du potentiel d'affaissement décroît car les trois sols sont consolidés auparavant. Le sol-S2- présente un taux du potentiel d'affaissement élevé par rapport aux sols-S1- et -S3-, pour les deux cas de compactage, ce qui confirme les travaux de Lawton et al (1992) [3] et R.L.Handy (1995) [4].La charge hydraulique fait accentuer la différence entre l'indice des vides du sol à l'état sec et l'état inondé sous la même charge verticale, ce qui fait augmenter le taux du potentiel d'affaissement ;et par conséquent l'effondrement brusque des trois sols.

8. Bibliographie

[1] Barden,A.McGown and K.Collins "The collapse mechanism in partly saturated soil" pp.49-59.1973

[2] J.E. Jennings and K. Knight, "*The Additional Settlement of Foundation due to Collapse of Sandy Soils on Wetting*," 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 316–319, 1975.

[3] Lawton E.C.,Fragaszy R.J,Hetherington M.D. "Review of wetting-inducted collapse in compacted soil" Journal of Geotechnical Engineering, vol.118, n°9, pp1.376-1394.1992

[4] R.L.Handy."A stress path model for collapsible loess".pp.33-47.1995

.

EFFET DE LA SUCCION SUR LE COMPORTEMENT HUDROMÉCANIQUE DE L'ARGILE DE BOUGHRARA COMPACTÉE(TLEMCEN)

DERFOUF Mounir[1], ABOU-BEKR Nabil[1], TAÏBI Saïd[2], ALLAL Mohammed Amine[1]

Derfoufmounir@gmail.com

[1]*Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Université Abou-Bekr Belkaïd, BP 230 - 13000 Tlemcen, Algérie.*

[2]*Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 3102, Université du Havre, 53 rue de Prony, 76058 Le Havre cedex, France.*

Résumé *: Cet article présente une étude menée sur l'argile de Boughrara compactée à l'optimum Proctor, dans la gamme des succions comprises entre 200 et 8000 kPa. Une série d'essais œdométriques à succion contrôlée sont présentées. Elle permet la caractérisation de l'évolution de la compressibilité avec la succion. Elle montre que la pression de consolidation apparente et la pente de compression plastique sont significativement influencées par la succion, au contraire de la pente de gonflement élastique, qui semble être indépendante de la succion imposée.*

Mots-Clefs *: Sol compacté, succion, compressibilité, essai œdométrique*

Abstract *: This paper presents a study performed on Boughrara compacted clay, at standard optimum proctor, in the range of suctions between 200 and 8000 kPa. A series of suction controlled oedometer tests are presented. The aim of these tests was to study the compressibility as a function of suction. It showed that the apparent preconsolidation stress and the plastic compression index are greatly affected by the applied suction, unlike the elastic swelling index, which appears to be independent of imposed suction.*

Key-Words*: Compacted soil, suction, compressibility, oedometer test.*

1. Introduction

Les sols compactés, en raison de leur très faible perméabilité, et haute résistance sont utilisés pour la construction de remblais routiers, barrages en terre, digues, ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes, qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques. La compréhension des phénomènes de couplage hydromécanique est donc un enjeu majeur, compte tenu des applications sensibles auxquelles sont destinés ces matériaux.

De part leurs intérêts, de multiples travaux de recherches, portant sur les sols compactés, ont permis d'identifier certains traits caractéristiques de leur comportement hydromécanique, comme par exemple, la diminution de la pente de compression plastique $\lambda(s)$ et l'augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente $\sigma 0(s)$ lorsque la succion augmente [8]. Cependant, Les résultats obtenus, concernant notamment la compressibilité, sont restreints dans un domaine de succions de quelques kilopascales.

L'étude des différents paramètres hydromécaniques, ainsi que la caractérisation des couplages hydromécaniques nécessitent la réalisation d'essais permettant la maîtrise à la fois, des sollicitations mécaniques et hydriques (c.a.d les variations de succion). Ceci a été permis par le développement notamment d'appareils, telque l'œdomètre à succion contrôlée, mettant en œuvre les techniques expérimentales d'imposition de succions, comme la technique de surpression d'air [5], la technique osmotique [2], et technique des solutions salines [1]).

Dans ce contexte, un nouvel appareil œdométrique utilisant la technique osmotique a été développé. L'objectif de cet article est d'étudier les modifications du comportement hudromécanique de l'argile du noyau de barrage de Boughrara, compactée à l'optimum Proctor, dans une gamme de succions comprises entre 200kPa et 8000kPa..

2. Matériau étudié

Le matériau testé a été prélevé du gisement d'emprunt destiné à la réalisation du noyau du barrage de Boughrara, situé au nord-ouest de l'Algérie. Il est situé sur le point de confluence entre l'oued Tafna et l'oued Mouillah à environ un kilomètre, en amont de la localité de hammam Boughrara, et à 60 Km de la ville de Tlemcen. Cet ouvrage est considéré comme le plus important de la wilaya de Tlemcen, avec une capacité totale de 177 millions de m3

Du point de vue géologique, le site d'emprunt se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du Jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Des marnes grises à verdâtres, du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les recouvrent d'un tapis de 60m.

Les résultats des essais d'identifications sont représentés dans le tableau 1. Ces résultats montrent une prédominance de la fraction argileuse, de façon à ce que la valeur de bleu est de 6.91, et plus de 50% des éléments sont inferieurs à 2µm. Ce matériau est caractérisé par une forte plasticité, et un pourcentage compris entre 5 et 6.5% de matière organique, déterminée par la méthode de calcination. Cette argile parait peut active, du fait que le coefficient d'activité est de l'ordre de 0,54. De la valeur de la teneur en carbonate de calcium et de la surface spécifique, on peut déduire que c'est une argile marneuse, conformément au constat géologique. D'après la classification USCS/LPC, ce sol est désigné : fO-At, argile très plastique faiblement organique.

Afin de compléter la caractérisation de notre matériau, nos avons déterminé les caractéristiques de compactage à l'OPN, selon la norme NF P 94-093. La valeur de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale est aussi donnée dans le tableau 1.

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

Paramètres physiques et chimiques		Norme
Granulométrie		NF P94-056 et 057
<80µm	97%	
<2µm(1)	52%	
D60	3 µm	
D10	/	
Plasticité		NF P94-051
Limite de liquidité : w_L	54%	
Limite de plasticité : w_P	26%	
Indice de plasticité : Ip(2)	28%	
Densité des grains solides	2.65	NF P94-054
Teneur en CaCO3	20%	NF P94-048
Valeur de bleu	6.91	NF P94-068
Surface Spécifique	145m²/g	NF P94-068
Teneur en matière organique	5-6.5%	NF P94-047
Activité (2/1)	0.54	
Compactage		NF P 94-093
Teneur en eau optimale	21	
Densité sèche maximale	1.62	

3. Dispositif expérimental

Pour réaliser les essais présentés dans cet article, un œdomètre à succion contrôlée a été employé. Cet appareil a fait l'objet d'une description détaillée dans [6]. La technique d'imposition de succion utilisée dans cet appareil, est la technique osmotique. Cette technique consiste à mettre en contacte une éprouvette de sol avec une solution de macromolécule, en insérant une membrane semi perméable. de type polyéthylène glycol (PEG) ne laissant passer que l'eau. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG et à l'équilibre la pression interstitielle de l'eau dans l'échantillon correspondra à cette pression osmotique. La courbe d'étalonnage de PEG en fonction de la succion imposée, a été établie par plusieurs auteurs. La figure1 représente celle obtenue par [3], complétée par [7]. Cette relation est indépendante du type du PEG et elle peut être approchée par une équation parabolique, de forme : s=11c2 où, s : est la succion (MPa) ; c : est la concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

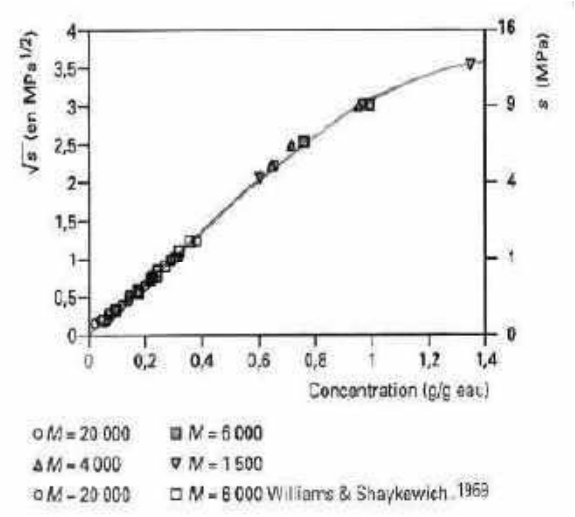


Figure 1. Courbe d'étalonnage du PEG, [7].

Pour la préparation de nos solutions, nous avons utilisé la courbe d'étalonnage représentée sur la figure1, en choisissant le PEG 6000 avec une membrane en triacétate de cellulose de référence commerciale Spectra/Por® n°3 avec un MWCO (Molecular Weight Cut-Off) de 3500 Da. A l'état actuel, et avec le dispotitif employé, cette méthode à permis d'imposer des succions comprises entre 0 et 8.5MPa.

4. Préparation des échantillons, et essais réalisés

Le programme expérimental consiste à réalisé des essais œdométriques sur l'argile de Boughrara compactée à l'optimum Proctor, sous différents niveaux de succions, correspondant à 200kPa, 600kPa, 2000kPa, 6000kPa, et 8000kPa. Le chemin de contrainte suivie est représenté sur la figure 2. Chaque essai se décompose en trois phases. La première consiste à l'application d'un chargement de 100kPa (trajet AB, figure 2), suivie d'une phase de mise en succion (trajets, BC,BF,BI, BL, BO, figure 2) et enfin, procédé à un chargement déchargement œdométrique. Nous avons aussi ajouté un essai œdométrique saturé (essai E1), réalisé selon la norme ASTM D4546-03, et un autre essai nommé HUM100, dans lequelle la phase de mise en succion été remplacée par une mise en eau (saturation de l'échantillon).

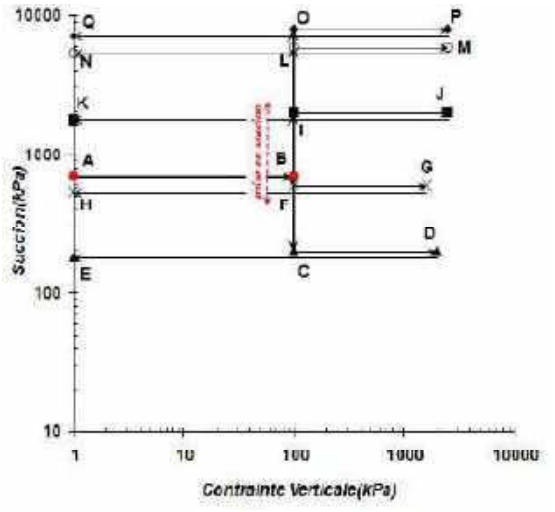


Figure 2. Chemins de contraintes suivis.

Le compactage statique est réalisé à l'aide d'une presse de type Wykeham Farrance (W. F), qui a une capacité de 25 kN et une gamme de vitesses nominales de 0.00081 à 1.14 mm/min. L'avantage de ce type de presse est qu'il offre non seulement de large gamme de vitesses mais aussi un réglage manuel du niveau de plateau, qui est très pratique pour la mise en contact initial entre le capteur de force et le piston. On prend une poudre du mélange et on l'humidifie à la teneur en eau désirée. La poudre humide ainsi obtenue est soigneusement conservée dans un sac étanche. Après 24 heures, le sol humide est compacté à la densité de l'optimum Proctor, directement dans la bague de l'œdomètre, avec une vitesse de 1mm/min. L'ensemble des caractéristiques initiales des éprouvettes réalisées, sont rassemblées dans le tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques initiales des éprouvettes.

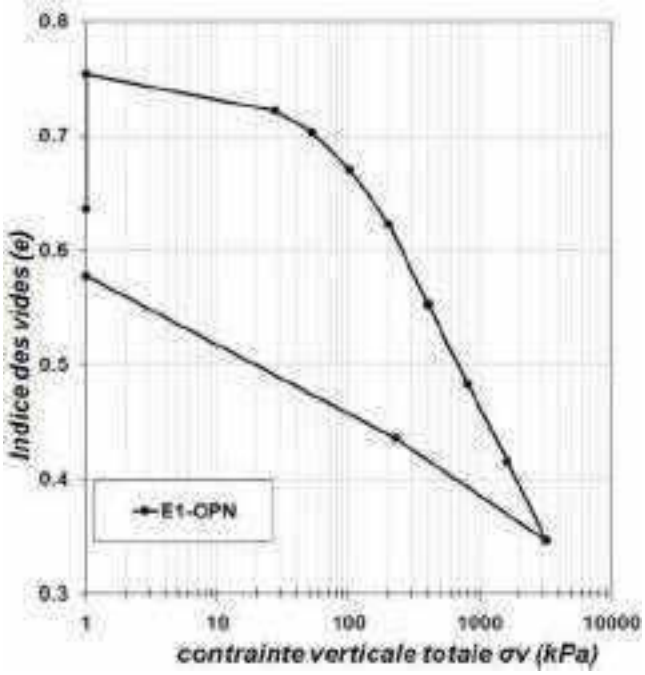
référence	Succion imposée (kPa)	wi(%)	ei	Sr_i(%)
Compacté à OPN -E1-	0	20.39	0.636	84.95
Compacté à OPN-HUM100-	0	21.16	0.638	86.21
E2	200	20.61	0.635	86.1
E3	600	21.04	0.64	87.10
E4	2000	20.88	0.638	86.7
E5	6000	20.83	0.633	87.24
E6	8000	20.18	0.634	84.3

5. Résultats et discussion

Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 3, et les caractéristiques mécaniques de chaque essai, sont données dans le tableau 3.

Ces courbes montrent que pendant la phase de mise en succion, le sol soit il gonfle, soit il tasse, et ceci en fonction de la valeur de la succion initiale de l'échantillon. Cette valeur initiale, été déterminée par la méthode de papier filtre, selon la norme ASTM D5298-03, et elle vaut 700kPa.

Dans le cas des succions de 200kPa et 600kPa, on observe un gonflement, par contre, dans les autres cas, on observe un tassement. Selon le tableau 3, on constate aussi, que l'amplitude de ces déformations est d'autant plus importante que la succion appliquée est plus grande.



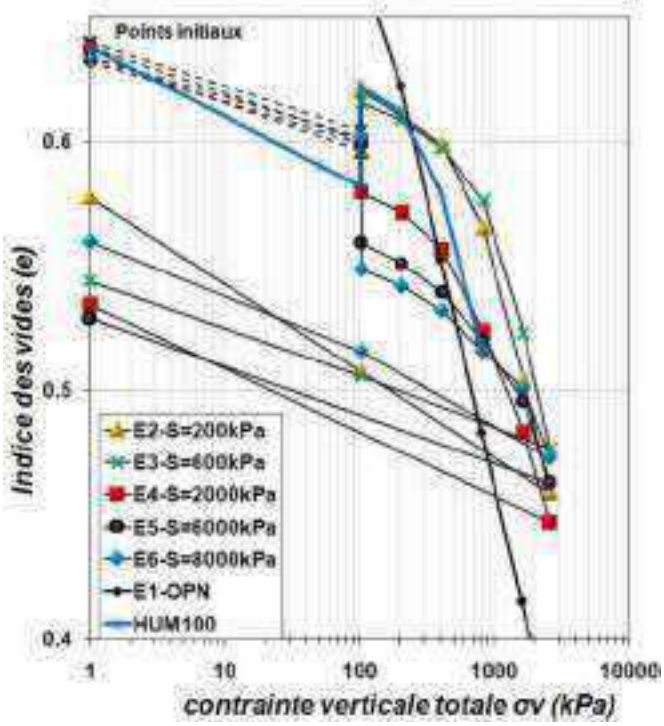


Figure 3. Courbes œdométriques à succion contrôlée.

Tableau. 3. Paramètres mécaniques des éprouvettes.

Essai	$\lambda(s)$	$\kappa(s)$	$\sigma_0(s)$	$\Delta H/H_0$
E1	0.111	0.034	140 kPa	18.48%
HUM100	0.089		300 kPa	6.49%
E2	0.102	0.015	610 kPa	3.93%
E3	0.104	0.009	810 kPa	1.82%
E4	0.081	0.011	900 kPa	-3.53%
E5	0.073	0.008	1100 kPa	-6.66%
E6	0.062	0.013	1200 kPa	-8.82%

(*) Les déformations sont calculées lors de la mise en succion, ou en eau (essai E1 et HUM100)

Les valeurs négatives : tassement./ valeurs positives :gonflement.

Le chargement qui s'ensuit, met en évidence une rigidification du matériau, et qui est observée dans l'évolution des paramètres de compressibilité (pente de compression plastique :$\lambda(s)$, et pente de gonflement élastique $\kappa(s)$, ainsi que la contrainte de préconsolidation apparente : $\sigma_0(s)$, déterminée par analogie à la contrainte de préconsolidation à saturation. La variation des paramètres $\lambda(s)$, et $\kappa(s)$, est représentée sur la figure 4. Á noter qu'une valeur de succion égale à 1kPa, correspond réellement à une succion nulle.

Concernant la pente $\kappa(s)$, on constate quelle diminue entre la saturation et une succion de 200kPa, pour ensuite se stabilisée autour d'une valeur moyenne de 0.012.

Á propos de l'évolution de la pente $\lambda(s)$, Il semble que cette dernière est quasi constante dans le domaine de succions inferieures à 600kPa. Sa valeur reste proche de celle obtenue à saturation (essai E1). La différence observée entre la valeur de la pente plastique à saturation, dans le cas de l'essai E1 et l'essai HUM100, réside dans le faite que le chargement au cours de l'essai HUM100, c'est arrêté à 800kPa, tandis que pour l'essai E4, il est poursuivie jusqu'à 3200kPa. Á partir d'une succion de 2000kPa, l'augmentation de la succion se traduit par une décroissance de la pente $\lambda(s)$.

Ce type de variation de peut être expliqué, par le faite que l'imposition de succion inferieure à la succion initiale, entraine une humidification, et par conséquence une augmentation du degré de saturation ; sachant que le degré de saturation initiale des échantillons compactés à l'OPN et proche de 90%. A ces valeurs de succions (200kPa et 600kPa), nous pensant que les échantillons sont quasi saturés, et le chargement qui s'en suit, augmente de plus en plus le degré de saturation. Par conséquence, la valeur de $\lambda(s)$ tend vers celle obtenue à saturation.

Dans le cas contraire, c.a.d, pour des succions supérieures à 2000kPa, le drainage à ces niveaux de succions entraine une désaturation des échantillons, de façon à atteindre des degrés de saturation plus bas (D'après [4], et selon la courbe de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN, sous une charge extérieure nulle, le degré de saturation entre une succion de 2000kPa et 8000kPa, est compris entre 85% et 50%), ce qui en résulte à une diminution de la pente $\lambda(s)$.

Concernant la contrainte de préconsolidation apparente, il semble que les valeurs de cette dernière (tableau3), augmente avec l'augmentation de la succion.

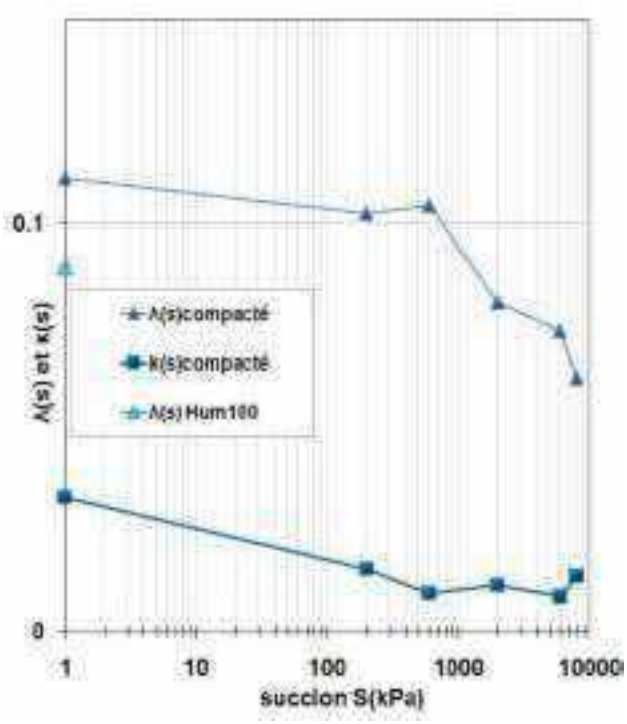


Figure 4. Évolution des compressibilités λ(s) et κ(s) en fonction de la succion.

6. Conclusion

Une étude du comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara compactée à l'optimum Proctor, été réalisée dans le domaine des succions comprises entre 200 et 8000kPa. Les résultats obtenus montrent que la compressibilité du matériau étudié est influencée dans cette gamme de succion. Ces résultats ont permis de montrer que la contrainte de préconsolidation apparente augmente en fonction de la succion, alors que la pente de compression plastique reste constante, et avoisine la valeur de la pente de compression plastique à saturation pour des succions inférieures à 600kPa, alors quelle décroît pour des succions plus élevées. En ce qui concerne la pente de gonflement élastique, cette dernière semble être indépendante de la succion appliquée, et elle est inferieure à celle obtenue à saturation.

L'ensemble de cette étude démontre l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques de se sol à toute variation de succion. Il serait intéressant de poursuivre ces recherches sur le même matériau compacté à des niveaux de succions plus élevée, et de densités différentes.

7. Bibliographie

[1] F. Bernier, G. Volckaert, E.E. Alonso, M.V.M. Villar, "Suction-controlled experiments on Boom Clay," Engineering Geology 47, 1997, pp.325-338.

[2] G. Kassif, A. Ben Shalom, Experimental relationship between swell pressure and suction, Géotechnique 21 (1971) 245–255.

[3] J. Williams and C. F. Shaykewich , "An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matrix potential," Canadian. Journal of soil science, vol° 102, n 6, 1969, pp. 394-398.

[4] K. Lachgueur, T. Saïd, N. Abou-Bekr, "Comportement hydrique d'une argile non saturée. Application au noyau de barrage de Boughrara, " Revue européenne de génie civil. Vol° 14/3, 2010, pp. 329-360.

[5] L.A. Richards, Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics 1, 1935, pp 318-333.

[6] M. Derfouf, S. Taibi, N. Abou-Bekr, M. Allal, and H. Q. Wang, " Comportement volumique à succion contrôlée de l'argile de Boughrara (Tlemcen)," colloque international : sols non saturés et environnement UNSATlemcen, 2009, pp. 105-117.

[7] P. Delage P., M. D. Howat, Y. J. Cui, "The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay," Engineering Geology, n° 50, 1998, pp. 31-48.

[8] Y. J. Cui and Delage, P, "Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt," Géotechnique, 46(2), 1996, pp. 291-311.

EFFET DE LA SATURATION SUR LE COMPORTEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE D'UN SABLE

SATURATION EFFECT ON THE MONOTONIC AND CYCLIC BEHAVIOUR OF SAND

ARAB Ahmed[1], BELKHATIR Mostéfa[1], SHAHROUR Isam[2]

[1] *Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement,Dpt de Génie Civil,Faculté de GC et d'Architecture, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), ah_arab@yahoo.fr, abelkhatir@yahoo.com*

[2] *Laboratoire de Génie Civil et Géo-Environnement, USTLille1, France, isam.shahrour@univ-lille1.fr*

Résumé *: Cet article présente une étude expérimentale de l'influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction d'un sable. Cette étude est basée sur des essais triaxiaux non drainés réalisés à différentes amplitudes et valeurs de coefficient de Skempton B. Les résultas des essais montrent que la résistance à la liquéfaction du sable augment avec la réduction du coefficient de Skempton B; cette augmentation est modérée pour les grandes amplitudes de chargement mais importante pour les faibles amplitudes de chargement. Une simple relation mathématique est proposée pour la description de la variation de la résistance avec le coefficient de Skempton B.*

ABSTRACT. This paper presents a laboratory investigation of the influence of the degree of saturation on the liquefaction of sand. The study is based on undrained triaxial cyclic tests carried out for various amplitudes of loading and various values of the coefficient of Skempton. The tests show that resistance to liquefaction increases with the reduction of the coefficient of Skempton. This increase is moderate for the elevated levels of loading, but important for the low levels of loading. A simple mathematical relation is proposed for the description of the variation of resistance to liquefaction with the coefficient of Skempton.

MOTS-CLÉS : Sable, partiellement saturé, liquéfaction, coefficient de Skempton, triaxial

KEY WORDS: Sand, partially saturated, liquefaction, Skempton coefficient, triaxial

1. Introduction

Au cours des décennies passées, les recherches avancées nous ont aidés à mieux comprendre la liquéfaction des sols basée sur des expériences menées en laboratoire, la modélisation physique et l'analyse numérique. 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. [17]. Mullulis et al. [18] 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 [6] 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.

Cependant, les résultats des essais in-situ récents incluent les mesures de la vitesse d'ondes de compression (Vp), et indiquent que la condition de saturation partielle peut exister au dessus du niveau de la nappe d'eau pour quelques mètres due à la présence de bulles d'air Ishihara et al. [11] et Nakawasa et al.[19] ou la présence de bulles de gaz dans les sédiments marins et les sables contenant des huiles comme noté par Mathiroban et Grozic.[17]. Les effets d'une condition de saturation partielle sur la liquéfaction, ont été abordés par quelques chercheurs (comme par ex. Atigh et Burn[2]; Kokusho [12], Mathiroban et Grozic 04], Pietruszczak[20], Yang [23].

La condition de saturation d'échantillons de sol en laboratoire peut être évaluée en mesurant la valeur du coéfficient de Skempton [21] ou la vitesse d'ondes de compression Vp comme suggéré par Ishihara et al. [11]. In situ, la saturation peut être évaluée par la mesure de vitesse d'onde de compression (Vp). Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue Martin et al. [17], Yoshimi [26], Ishihara et al. [11] et [12], Yang [23], Yang et al. [25], Bouferra et al. [6]. Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante Lade et Hernandez [14]:

$$B = \frac{1}{1 + nK_s}\left(\frac{S_r}{Kw} + \frac{(1 - S_r)}{u_a}\right) \quad (1)$$

K_s *et* K_w désignent les modules de déformation volumiques du squelette solide et de l'eau pure ; n est la porosité du sol, u_a est la pression interstitielle.

Mullulis et al. [18] Tatsuoka et al. [23]] ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient B. Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. [24) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considérés saturé si la valeur de B dépasse 0,8, Chan [7] précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary dans les annales de ITBTP N°335 de Janvier 1976 note que pour des valeurs de B supérieurs à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1.

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne (Dr = 0,60) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation Yochimi [26]. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

Dans cet article, on présente les résultats d'une étude en laboratoire de l'influence du degré de saturation évalué en termes de coefficient de Skempton B sur le comportement d'un sable granulaire. Ces essais permettent de mieux comprendre l'influence de la saturation sur la résistance sur le potentiel de liquéfaction du sable d'Hostun RF. L'article est composé de deux parties. Dans la première partie on présente le matériau utilisé, la seconde donne une analyse des résultats expérimentaux monotones et cycliques des essais réalisés et discute de l'influence du degré de saturation évalué en terme de coefficient de Skempton (B sur la résistance à la liquéfaction).

2. Matériau et dispositif expérimental

Les essais ont été réalisés sur du sable d'Hostun RF (France), considéré un matériau de référence dans de nombreux laboratoires en France. Beaucoup d'essais ont été réalisés sur ce sable Colliat [7], Fargeis [8], Flavigny et al. [8], Biarez and Ziani [3], Lancelot et al.[15], [Doanh and al.[9], Al mahmoud [1], Hoque and Tatsuoka [9]. C'est un sable moyen avec un diamètre moyen D_{50}=0,471 (Figure 1). Les caractéristiques physiques de ce sable sont données dans le tableau 1. Les essais ont été réalisés sur des échantillons avec une densité initiale moyenne Id=0,50 avec un coefficient de Skempton B variant de 0,95 presque saturé à 0,25. Pour chaque valeur du cœfficient de Skempton, des essais ont été effectués pour différentes amplitudes de chargement afin de construire la courbe de liquéfaction pour les différentes valeurs de B. La figure 2 montre l'évolution du degré de saturation en fonction du coefficient de Skempton B.

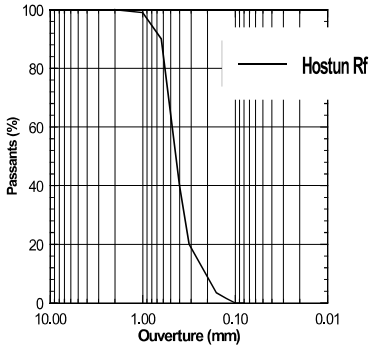


***Figure 1**: Courbe granulométrique du sable .*

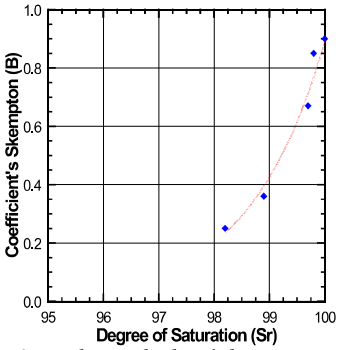


***Figure 2**: Evolution du degré de saturation (Sr) en fonction du cœfficient de Skempton B.*

Propriétés	Masse spécifique ρ_s (g/cm$^{3)}$	e_{max}	e_{min}	Cu (D_{60}/D_{10})	D_{10}	D_{50}	Forme des particules
Hostun RF	2.654	0.983	0,622	2,27	0,19.	0,471	Angulaire

***Tableau1**: Propriétés du sable utilisé.*

3. Mode opératoire

Le dispositif expérimental utilisé comprenait ::

-Une cellule triaxiale dynamique de marque GDS (Type Bishop-Wesley)

-Deux contrôleurs de pression /volume de marque GDS (200cc),

-Une pompe à vide relié 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.

4. Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend 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 and Duncan [13]. 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. Pour pouvoir obtenir des échantillons avec différents degrés de saturation, on a fait varier le temps de passage du gaz carbonique et de l'eau désaérée. La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton.

5. Consolidation de l'échantillon

Afin de consolider l'échantillon, on applique parallèlement une montée en pression dans la cellule (σ_3) et à l'intérieur de l'échantillon une contre pression (U). L'application d'une contre pression, améliore la qualité de la saturation en comprimant les micros-bulles du gaz interstitiel qui peuvent encore être présentes après la phase de saturation. A la fin de la consolidation, la qualité saturation est évaluée par la mesure du coefficient de Skempton (B). On calcul le coefficient de Skempton ($B=\Delta u/\Delta\sigma_c$), pour ce faire; on réalise une faible

montée en pression de confinement ($\Delta\sigma_c$=100 kPa par exemple) en condition non drainé et on mesure la pression interstitielle

6. Résultats des essais réalisés

6.1. Essais monotones non drainés

La figure 3 montre les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs de coefficient de Skempton B variant entre 89, 91, 92 et 95% à une densité initial Id=0,04 et à une pression moyenne de confinement initial de 100 kPa. On note que l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de la résistance du déviateur (fig.3a) et une augmentation de la pression d'eau (fig. 3b). Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur comme l'illustre la figure 3c. Le chemin de contrainte dans le plan (p', q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective (fig.3c), et du déviateur maximal et au pic (figure 4a). L'augmentation du coefficient de Skempton B de 89 à 95 induit une diminution de l'effort résiduel [Ishi 93] de 38 à 21 kPa (fig.5d). Le tableau 2 présente une récapitulation du programme d'essais réalisé avec les paramètres de base (indice des vides initial, contrainte, indice de densité, coefficient de Skempton, angle de frottement....).

***Tableau 2** : Caractéristiques des essais non drainés*

N°	Nom d'essai	e_o	B (%)	q_{max} (kPa)	P' (kPa)	□peak (°)	□ (q/p')	□mob. (°)	□ (q_{ins}/p'_{ins})	□nst. (°)	□s (°)	□s (°)	Sus (kPa)
1	CIU1B	O.969	89	280	195	30	1,43	35,29	1,01	25,6	1,26	31,4	38.4
2	CIU2B	O.969	91	200	140	26	1,428	35,26	1,00	25,4	1,25	31,4	26
3	CIU3B	O.969	92	180	130	25.6	1,423	35,00	1,00	25,4	1,25	31,4	21
4	CIU4B	0.967	95	60	35	18	1.5	35.7	0.97	25	1.25	31.14	11

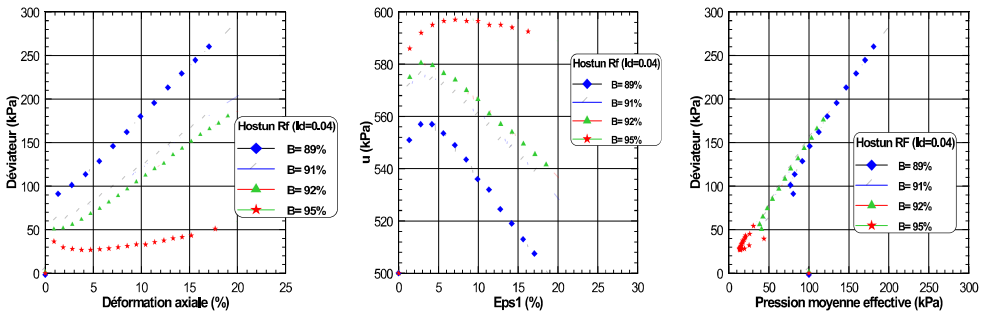
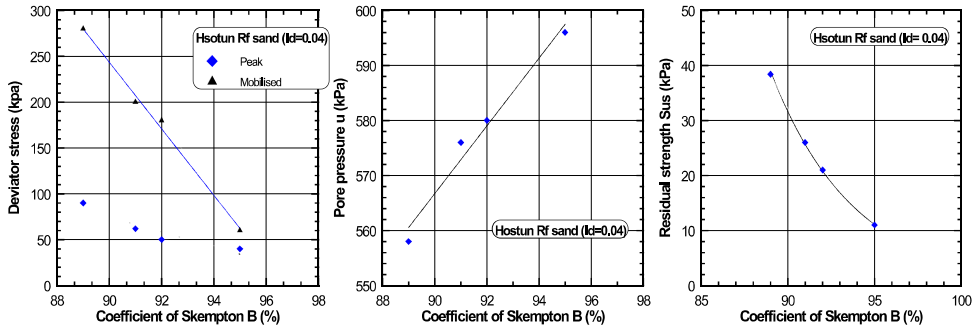


***Figure 3** : Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse non drainée du sable d'Hostun RF*

La figure 4a illustre l'évolution du déviateur mobilisé et au pic. On remarque que l'accroissement du coefficient de Skempton B de 89 à 95% mène conduit à une diminution du déviateur au pic et mobilisé à la fin du cisaillement; cette diminution évolue d'une manière linéaire (l'approximation linéaire dans le plan (q, B) donne $\alpha = -36$ et -8., Cc= 0.99 et 0.9 pour respectivement mobilisé et le déviateur au pic). La figure 4b montre l'évolution du taux de variation de la pression interstitielle (u) en fonction de l'augmentation du coefficient de Skempton B; on note aussi que la pression interstitielle (annulation du taux de variation) augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation du coefficient de Skempton B (l'approximation linéaire dans le plan (u, B) donne $\alpha = 6.2$, Cc= 0.97), cette augmentation de la pression interstitielle résulte du rôle de la saturation dans l'augmentation de la phase de contractance qui augmente avec l'augmentation du coefficient B. La figure 4c illustre l'évolution de l'effort résiduel Ishihara [11] en fonction, on constate que cet effort diminue d'une manière considérable avec l'augmentation du coefficient de Skempton B.

La figure 5 montre la variation de l'angle caractéristique (changement de phase contractance/ dilatance) et l'angle de frottement mobilisé à la fin de cisaillement en fonction du degré de saturation. On remarque que le degré de saturation n'a pas d'influence sur l'angle caractéristique et l'angle de frottement mobilisé : La valeur de cet angle caractéristique est d'environ 32° tandis que pour l'angle de frottement mobilisé la valeur est d'environ 35°. L'angle de frottement au pic de déviateur diminue selon une régression linéaire de pente $\alpha = -2$ (Cc=0.98) avec l'augmentation du coefficient de Skempton B.

La figure 6a illustre l'évolution du module sécant de déformation en fonction de la déformation axial. On remarque que ce module diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B d'une manière considérable jusqu'à une déformation axiale $\varepsilon_1 = 5\%$; puis au-delà de cette valeur, ce module tend à se stabiliser. La figure 6b montre l'évolution du module sécant de déformation en fonction du coefficient de Skempton B pour des valeurs de déformations axiales (ε_1) variant de 0 à 5%; on constate que le module sécant de déformation diminue d'une manière considérable pour des coefficients de Skempton B = 89 à 92%, au-delà de 92% ce module varie peu pour des déformations axiales $\varepsilon_1 = 0$ à 2%. Pour les déformations axiales $\varepsilon_1 = 3\%$ et plus, ce module varie d'une quasi linéaire lorsque le coefficient B passe de 89 à 95%.



(a) (b) (c)

Figure 4: *Influence du cœfficient de Skempton B*
a: Sur la résistance au cisaillement,
b: Sur la génération de la pression interstitielle,
c: Sur l'effort résiduelle Sus.

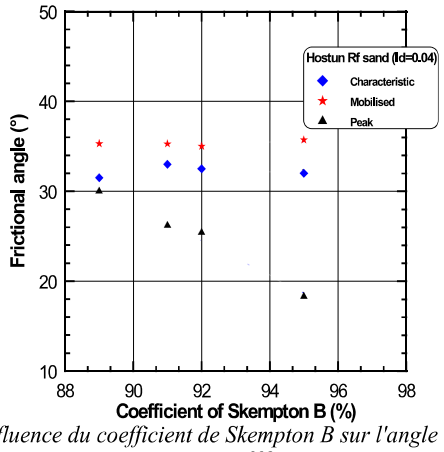


***Figure 5**: Influence du coefficient de Skempton B sur l'angle de frottement*

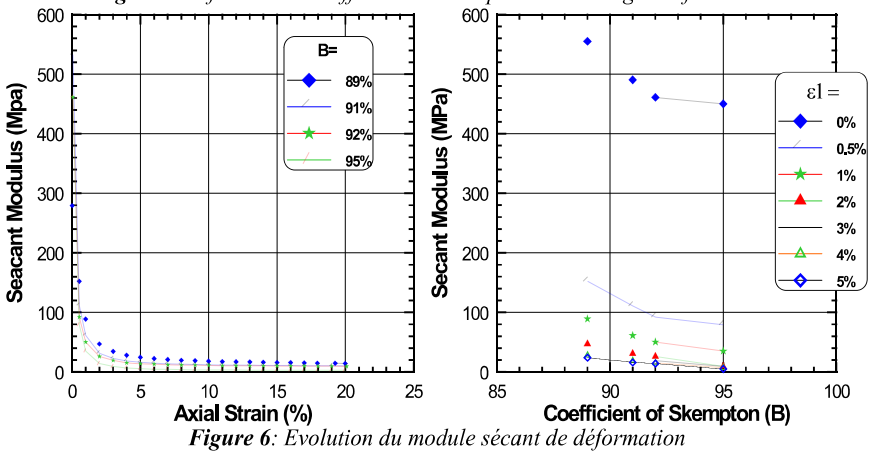


***Figure 6**: Evolution du module sécant de déformation*
a: Evolution en fonction de la déformation axiale,
b: Evolution en fonction du coefficient de Skempton B.

6.2. Essais cycliquese

La figure 7a montre l'influence du coefficient de Skempton B sur le potentiel de liquéfaction. On note que les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton B (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons confectionnés à un cœfficient de Skempton B très élevés. Ceci est illustré dans la figure 7c qui montre que la résistance à la liquéfaction (défini par Ishihara comme étant la liquéfaction initiale à 15 cycles) augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B. La figure 7b montre l'influence du cœfficient de Skempton B sur l'évolution du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction pour les différents rapports de contrainte cyclique (RCC). On remarque que pour le chargement de grande amplitude (RCC = 0,5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le cœfficient de Skempton B (Nc = 9, 10 et 11 pour B =0,67, 0,36 et 0,25, respectivement). Pour des chargements plus faibles (RCC < 0,40), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B.

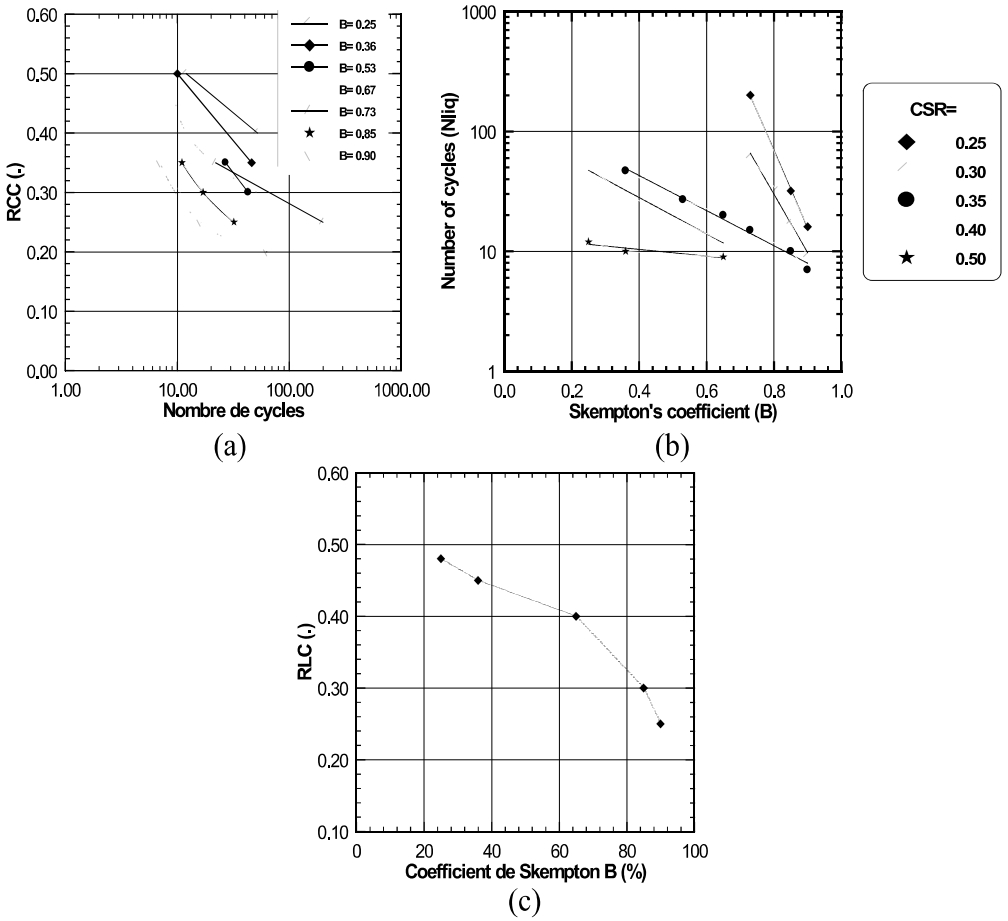


***Figure 7**: Influence du coefficient de Skempton B (degree de saturation) sur la résistance cyclique.*

Pour quantifier l'influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction, Yang [23] utilise la résistance à la liquéfaction normalisée (Rln), qui est le rapport entre la résistance à la liquéfaction d'un sable partiellement saturé sur la résistance à la liquéfaction d'un sable parfaitement saturé. Dans la figure 8, on compare nos résultats trouvés avec ceux d'autres sables trouvés dans la littérature. Nos résultats expérimentaux sont en parfaite concordance avec ceux des autres sables et en particulier le sable d'Ottawa Shen et al. [26] et Tongjiazhi [27].

[Yang 04] propose l'équation suivante pour décrire la variation de la résistance cyclique normalisée avec le cœfficient de Skempton (B).

$$RLn = e^{\alpha(1-B)} \quad (2)$$

Le paramètre α indique la pente de la régression linéaire dans le plan (($Log(RLn)$, B). La figure 9 montre combien cette équation peut être appliquée pour les données des essais conduits sur le sable d'Hostun RF. L'approximation linéaire dans le plan ($Log(RLn)$, B) donne □□α□= 1.03 avec un coefficient de corrélation Cc=0.99 produit avec un coefficient de Skempton B: ($RLn = e^{\alpha(1-B)}$) où α = 1.03.

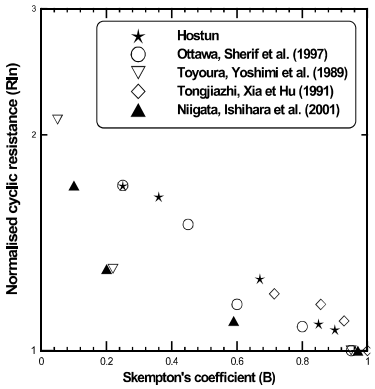


***Figure 8**. Comparing the experimental results of this study to those conducted on a further four sands.*

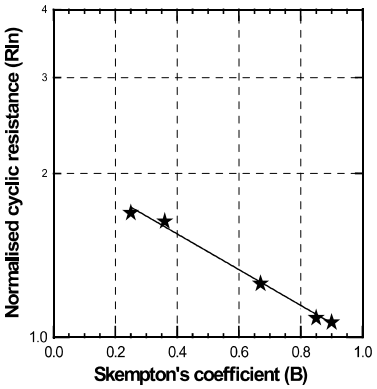


***Figure 9**. Fitting the test results for Hostun RF sand to the equation described by[Yang 04]*

7. Conclusion

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence de la saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B sur le comportement d'un sable granulaire. L'étude a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés à une densité relative initiale Id = 0,04, 0,50, 0,64 et 0,78 pour des coefficients de Skempton B variant entre 25 et 95%.

Les essais monotones non drainés montrent que l'augmentation du coefficient de Skempton B de 89 à 95% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance (déviateur maximal) ; accroît la phase de contractance et par conséquence la pression interstitielle. L'augmentation du coefficient de Skempton B de 89 à 95 induit une diminution de l'effort résiduel de 38 à 12 kPa.

Les résultats des essais cycliques montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B. Les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton B (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons confectionnés à un cœfficient de Skempton B très élevés.

Pour le chargement de grande amplitude (RCC = 0,5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le cœfficient de Skempton B (Nc = 9, 10 et 11 pour B =0,67, 0,36 et 0,25, respectivement). Pour des chargements plus faibles (RCC < 0,40), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B. La résistance à la liquéfaction normalisée diminue linéairement avec l'augmentation du degré de saturation (B).

L'approximation linéaire dans le plan ($Log(RLn)$, B) donne □□α□= 1.03 avec un coefficient de corrélation Cc=0.99 produit avec un coefficient de Skempton B: ($RLn = e^{\alpha(1-B)}$) où α = 1.03.

8. Bibliographie

[1] Al Mahmoud M, « Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes», Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille 1997.

[2] Atigh E. and Byrne, P. M. « Liquefaction flow of submarine slopes under partially undrained conditions: an effective stress approach. » *Can. Geotechnical J.*, V. 41, 154-165, 2004.

[3] Biarez J. & Ziani F., « Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses», Revue Française de Géotechnique, Vol. 54, pp. 65-73, 1991.

[4] Bishop A. W. & Wesley L.D, « A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing », Geotechnique, Vil.25, N° 4, pp. 657-670, 1975.

[5] Bouferra Rachid (2000): « Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, 2000, p. 95 et p. 111, 2000.

[6] Bouferra R., Benseddiq N., & Shahrour I.« Saturation preloading effects on the cyclic behaviour of sand», International journal of geomechanics, ASCE

[7] Colliat J.L., « Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié», Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble, 1986.

[8] Flavigny E., Desrues J.& Palayer B.: « Le sable d'Hostun Rf», Revue Française de Géotechnique, N°53, pp.67-70, 1990.

[9] Hoque E. & Tatsuoka F, « Anisotropy in the elastic deformation of granular materials », Soils and Foudations, Vol.38, N° 1, pp. 163-179, 1998.

[10] Ishihara K., SodekawaM., & Tanaka Y. « Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines», Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654, pp.246-264, 1978.

[11] Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y. and Kamada, K., (2001), «Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. » *Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg.,* Keynote Lecture.

[12] Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y. and Kamada, K., « Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading » *Proc. Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena,27-39, 2004.*

[13] Lade P.V. & Duncan J.M. « Cubical triaxial tests on cohesionless soil» Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, vol. 99, N° SM, pp.793-812, 1973.

[14] Lade P.V. & Hernandez S.B. « Membrane penetration effects in undrained tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125

[15] Lancelot L., Shahrour I. & Al Mahmoud M. « Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes», Revue Française de Geotechnique, N°74, Janvier, pp.63-74, 1996.

[16] Martin G.R., Finn W.D.L. & Seed H.D.« Effects of system compliance on liquefaction tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4, 1978.

[17] Mathiroban S., and Grozic, J., « A model to predict the undrained behaviour of loose gassy sand » *Proceeding 57th Geotech. Conf.*, Session 6G, 16-22, 2004.

[18] Mullilis J.P., Townsend F.C., & Horz R.C. « triaxial testing techniques and sand liquefaction», ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279, 1978.

[19] Nakazawa, H., Ishihara, K., Tsukamoto, Y., and Kamata, T., « Case studies on evaluation of liquefaction resistance of imperfectly saturated soil deposits. » *Proc., Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena,* Germany 2004.

[20] Pietruszczak, S., Pande, G. and Oulapour M., " A hypothesis for mitigation of risk of liquefaction." *Geotechnique,* 53(9), 833-838, 2003.

[21] Seed H.B., Idriss I.M. & Lee K.L. « Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 1971», Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, vol. 101, GT 9, PP. 889-911, 1975.

[22] Seed H.B & Peacock W.H. « Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97 (8), 1099-1119, 1971.

[23] Yang, J.,, «Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity. » *Geotechnique,* 52(4), 295-298, 2002.

[24] Yang, J., and Sato, T., «Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer. » *Geotechnique,* 51(2), 161-165, 2001.

[25] Yang, J., Savidis, S. and Roemer M., «Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand. », *Journal of Geotech. and Geoenviron.Engg., ASCE,* 130(9), 975-979, 2004.

[26] Yoshimi Y. Tanaka K.& Tokimatsu K. « Liquefaction resistance of partially saturated sand», Soils and foundations, vol.29, n°3, pp.157-162, 1989.

LABORATORY INVESTIGATION ON THE SATURATION AND INITIAL STRUCTURE EFFECTS ON THE UNDRAINED BEHAVIOR OF GRANULAR SOIL UNDER STATIC LOADING

DELLA Noureddine[1, 2*], BELKHATIR Mostefa[1, 2], ARAB Ahmed[1, 2]

* *noureddine.della@yahoo.fr*

[1]*Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME), Algérie*

[2]*Faculté de génie civil et d'arcitecture,Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algerie*

Abstract *: The effects of initial state of the samples and the¦ saturation ¦evaluated¦ in ¦term¦ ¦of¦ ¦Skempton"¦s pore pressure B on the behavior of Chlef sand were studied in this article. For this purpose, the results of two series of undrained monotonic compression tests on medium dense sand are presented. In the first test series, the influence of the specimens fabric has been studied. Triaxial specimens containing Chlef sand were consolidated to 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa. The specimens were formed using both dry funnel pluviation and wet deposition. The results indicated that the method of sample preparation has a significant influence on the liquefaction resistance of the sand. In the second series of tests, the saturation influence on the liquefaction resistance to the sand has been realized on samples at an effective stress ¦of¦ 100 ¦kPa for Skempton"¦s pore pressure coefficient ¦varying¦ ¦between¦ 32 ¦and¦ 90%. It was found that the¦ ¦increase¦ in ¦the¦ ¦Skempton"¦ S pore pressure coefficient ¦B¦ ¦reduces¦ ¦the¦ ¦soil shear resistance¦*

Key-Words: *Liquefaction, sand, deposition method, undrained, saturation.*

Résumé *: Dans cet article, une étude de l'effet de l'état initial des échantillons et de la saturation représentée par le coefficient de Skempton B sur le comportement d'un sable de Chlef est présentée. Dans ce but deux séries d'essais de compression monotone non drainée ont été menées sur un un sable moyennement dense. Dans la première série, l'effet de fabrication des échantillons est étudié. Les échantillons préparés par la pluviation à sec et le placement humide, ont été consolidés à 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa. Les résultats indiquent que la méthode de reconstitution des échantillons à une influence considérable sur leur comportement. Dans la seconde série de tests, les échantillons ont été consolidés à une contrainte de confinement de 100 kPa pour un coefficient de Skempton variant de 32% à 90%. Il a été trouvé qu'une augmentation du coefficient de saturation B induirait une réduction de la résistance au cisaillement.*

Mots-Clefs*: Liquéfaction, sable, mode de déposition, non drainé, saturation.*

1. Introduction

October 10th, 1980 at 13h25 (local hour), the region was the theater of a strong earthquake of a magnitude of 7.3; followed by two important jolts of magnitudes 6 and 6.1 to some hours of interval. The epicenter of this earthquake was localized in the North East of Chlef around the village of Beni Rached.

The disaster of October 10, 1980 provoked numerous losses in human lives (about 3000 deaths) the destructions of buildings in high number and the important damages to the linking infrastructures and to public equipment. The seismic vibration also generated a certain number of geodynamic phenomena to the surface of the soil: movements of ground of varied nature and size, and especially the liquefaction of the sandy soils following a loss of resistance to the shearing.

According to Durville and Méneroud [7] the phenomenon of liquefaction appeared on a vast alluvial valley crossed by the Chlef river and to the zone of confluence of this river with the Fodda river as it is shown in Fig. 1.

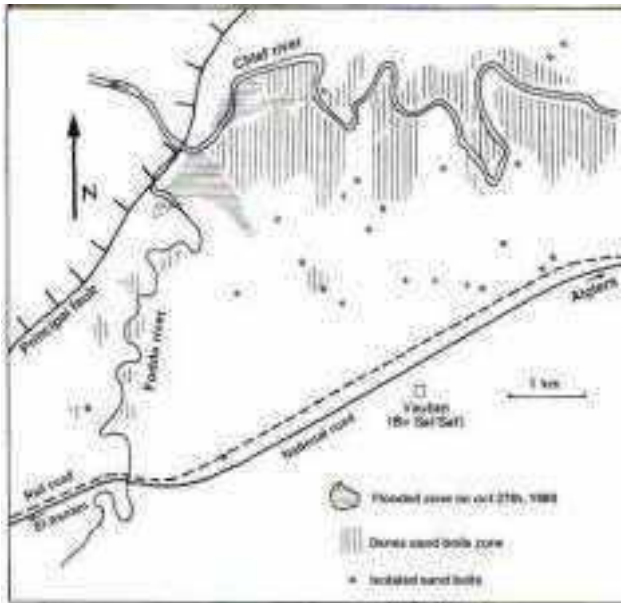


Figure 1. Valley of the Chlef River and localization of the sand boils due to the liquefaction phenomenon

2. Literature Review

During earthquakes, the shaking of the ground may cause saturated cohesionless soils to lose their strength and behave like a liquid. This phenomenon is called soil liquefaction and will cause settlement or tipping of buildings, failures of earth dams, earth structures and slopes. The modern study of soil liquefaction has been triggered by numerous liquefaction-induced failures during the 1964 Niigata, Japan earthquake.

Numerous studies have reported that the behavior of sands can be greatly influenced by the initial state and the saturation of the soil. Polito and Martin [16] asserted that the relative density and skeleton void ratio were factors that seemed to explain the variation in different experimental results. Yamamuro and Lade [20], [21] and Yamamuro and Covert [19] concluded that complete static liquefaction (zero effective confining pressure and zero effective stress difference) in laboratory testing is most easily achieved in silty sands at very low pressures. Kramer and Seed [11] also observed that liquefaction resistance increased with increasing confining pressure.

Several specimen reconstitution techniques, tamping and pluviation being the most common, are in use in current practice. The objective in all of these is to replicate a uniform sand specimen at the desired void ratio and effective stresses to simulate the sand mass in-situ. However the effect of the preparation method of the samples has been subject to controversial researches. Many studies have reported that the resistance to the liquefaction is more elevated for samples prepared by the method of sedimentation than for samples prepared by the dry funnel pluviation and the wet deposition [28]; other studies have found that the specimens prepared by dry funnel pluviation method tend to be less resistant than those reconstituted by wet deposition method [14], [22]. Other researchers indicated that the tests prepared by dry funnel pluviation are more stable and dilatant than those prepared by wet deposition [2], [5], [6], [8]. Vaid et al. [17] confirm this result while showing that the wet deposition encourages the initiation of the liquefaction in relation to a setting up by pluviation under water. Yamamuro et al. [23] concluded after their laboratory investigation, that the method of dry pluviation supports the instability of the samples contrary to the method of sedimentation. Wood et al. [18] found that the effect of the method of deposition on the undrained behavior decreases, when the density increases. They also found that this influence decreases with the increase of the fines content, particularly with the lower densities. The focus of this study was to identify the differences in

undrained triaxial compression behavior that can result from using different reconstitution techniques to create silty sand specimens.

¶During the past decades, advanced researches helped us better understand the liquefaction of the grounds based on experiments carried out in laboratory, the physical modeling and the numerical analysis. ¶The majority of the investigations on the liquefaction of the granular soils were based on completely saturated material. The study of the influence of the saturation degree on the liquefaction of the soils is of practical interest, because we often find structures built on the top of the phreatic ground; ¶what implies the presence of partially saturated grounds. ¶The incidence of a partial saturation on cyclic resistance was approached in a theoretical way by Martin et al. [13]¶. ¶They noted that the variation of the of ¦Skempton's coefficient¦ B between 0.91 and 0.97 does not significantly affect the liquefaction of this sand. ¶This influence depends on the type of soil, the density and the initial confining pressure. ¶The effects of a condition of partial saturation on liquefaction were approached by some researchers [1], [15], ¶¦ [25].¶The condition of saturation of soil samples in laboratory can be evaluated by measuring the value of the ¦Skempton's pore pressure¦ (B) coefficient as suggested by ¦Ishihara¦ et al.¶ [9]. ¶¦¶The results of the laboratory tests showed that the resistance to the liquefaction of sands increases when the saturation degree decreases [13], [27], [9], [10], ¶¦¦[24], ¶¦ ¦[26], [4]. ¶Tests of liquefaction were carried out by ¦Yoshimi¦ et al. [27] ¶on medium dense ¦Toyoura sand ¦ ¦¦with various degrees of saturation. ¶The results show that the degree of saturation significantly affects the resistance to liquefaction: ¶With a coefficient higher than 0.8, it is enough to apply three cycles to have a liquefaction of the sample;¶ whereas we need eight cycles to obtain liquefaction of the specimens having a coefficient close to 0.5.¶

This literature survey reveals a real need for experimental data concerning the behavior of unsaturated soils under undrained monotonic loading. Such data improves our understanding of the influence of the saturation degree on the response of soils to undrained monotonic loading. This paper includes a contribution to the experimental data. It presents results of undrained monotonic triaxial tests performed on Chlef sand for various values of the Skempton's pore-pressure coefficient.

3. Laboratory testing

3.1. Tested material and procedures

The current laboratory investigation was carried out to study the influence of initial state and saturation on the undrained behavior of silty sand. For this purpose, series of tests of undrained triaxial compression under monotonic loading conditions were performed on reconstituted samples of natural Chlef sand containing 0.5% of non plastic (PI= 5.81%) silt of Chlef River¦. The samples were prepared at the same relative density of undisturbed ones to represent medium dense state (RD= 50%) using two different techniques: dry funnel pluviation and wet deposition (a detailed summary of the procedure for each method is provided in the following section) and consolidated isotropically at an initial confining pressure of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa. Sand samples were collected from a liquefied layer of the deposit area close to the epicentre of the Chlef earthquake (October, 10th, 1980). Fig. 2 shows craters of liquefied ground on the banks of the Chlef River. The index properties of the soil used in the study are summarized in Table 1. The grain size distribution curve for the tested material is shown in Fig. 5.



Figure 2. Sand boils due to the liquefaction phenomenon at Chlef region

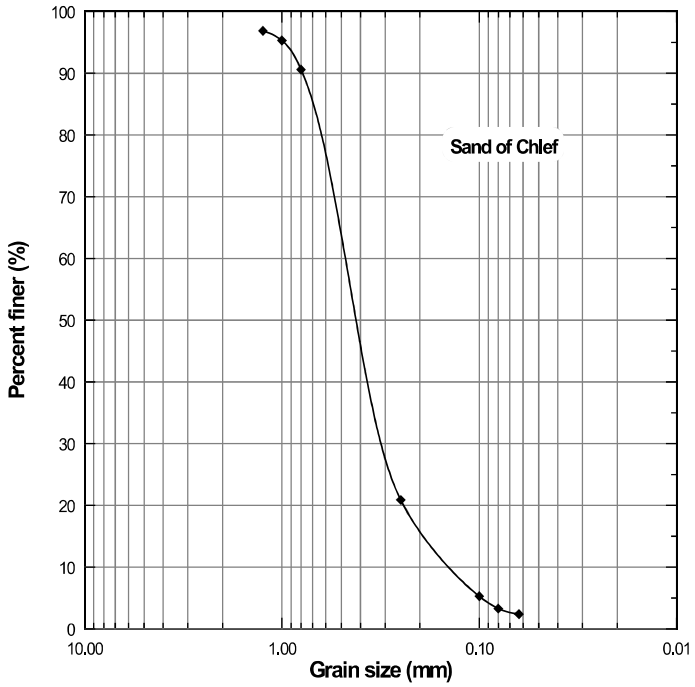


Figure 3. Grain size distribution of the tested soil

Table 1. Index properties of sand

Material	e_{min}	e_{max}	γ_{dmin} g/cm^3	γ_{dmax} g/cm^3	γ_s g/cm^3	Cu D_{60}/D_{10}	D_{50} mm	D_{10} mm	Grains shape
O/Chlef	0.54	0.99	1.34	1.73	2.67	3.2	0.45	0.15	Rounded

The samples were 70 mm in diameter and 140 mm in height with smooth lubricated end-plates. After the specimen has been formed, the specimen cap is placed and sealed with O-rings, and a partial vacuum of 20 kPa is applied to the specimen to reduce the disturbances. In the Saturation phase, the technique of Lade¦ and ¦Duncan¦ [12] was used by purging the specimen with carbon dioxide for approximately 30 min. De-aired water was then introduced into the specimen from the bottom drain line. The degree of saturation is controlled during a triaxial compression test by the ¦Skempton's coefficient. All test specimens were isotropically consolidated at a mean effective pressure of 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa, and then subjected to undrained monotonic triaxial loading.

3.2. Depositional techniques

Wet deposition and Dry funnel pluviation were used to reconstitute the specimens. The first method consists in mixing with the most possible homogeneous manner, the sand previously dried with a small quantity of water fixed at 3% and the deposition of the humid soil in the mold with control of the content in water. The soil is placed finely by successive layers. A constant number of strokes was applied to get a homogeneous and isotropic structure..In dry funnel pluviation method, the dry soil is deposited in the mold with the help of a funnel with control of the height. This method consists in filling the mold by tipping in rain of the dry sand.

3.3. Equipment

An advanced automated triaxial testing apparatus was used to conduct the monotonic tests (see Fig. 4).



Figure 4. The experimental device used

4. Experimental results

4.1. Effect of confining pressure

The effect of variation of effective confining pressure on the liquefaction resistance of sand is shown in Figs. 5 and 6. As the confining pressures increased, the liquefaction resistance of sands increased for both dry funnel pluviation and wet deposition methods. The results in Figs. 5a, 5b and 5c with an initial density of 50% (medium dense state) for specimens reconstituted by the first method at a confining pressure of 50 kPa show a weaker resistance than those shown at a confining pressure of 100 kPa and 200 kPa. Its resistance increases at the beginning of the loading up to a value of 25 kPa corresponding to an axial strain of 0.5% then it decreases up to an axial distortion strain of 5% to stabilize passing nearly a quasi a steady state (QSS); then the sample mobilizes a residual strength increasing the resistance of the sample in the steady state. The stress path diagram (Fig. 5b) presents a reduction of the effective mean stress until a value of 10 kPa, then a migration toward higher values characterizing a dilating state. The same trends are signalled for the samples

at confining pressure of 100 and 200 kPa, with peak deviatoric stress of 48 kPa and 90 kPa respectively. These results are confirmed by the graphs of pore pressure (Fig. 5c).

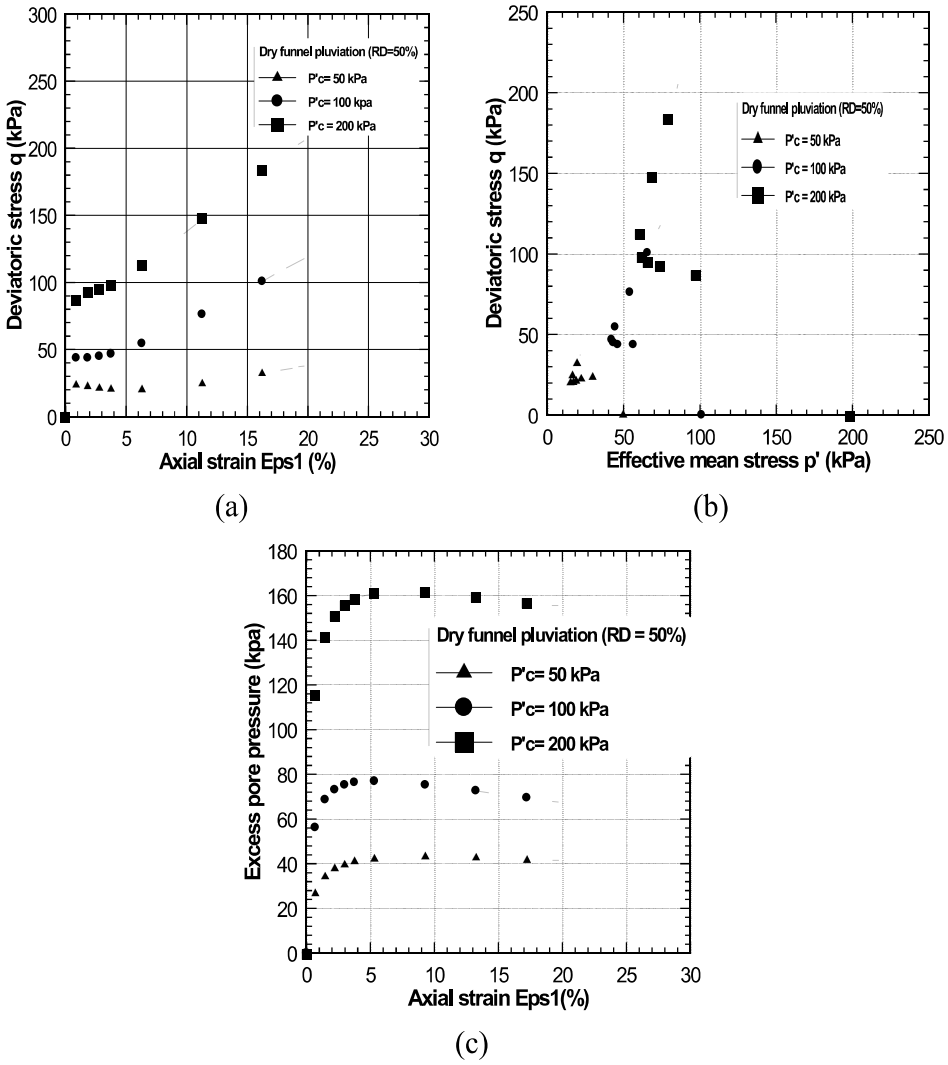


Figure 5. Undrained tests for samples prepared by dry funnel pluviation method:
(a) deviatoric stress-strain curve, (b) stress path, (c) pore pressure

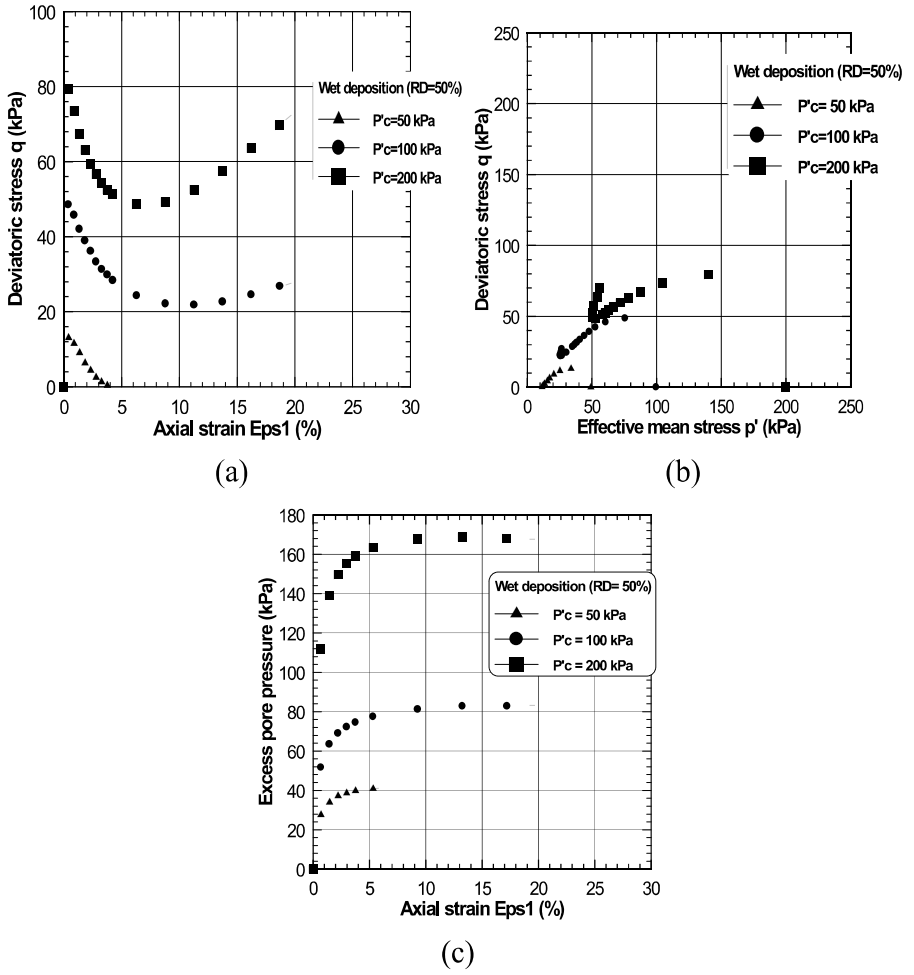


Figure 6. Undrained tests for samples prepared by wet deposition method:
(a) deviatoric stress-strain curve, (b) stress path, (c) pore pressure

Effective stress paths for undrained triaxial compression tests on Chlef sand for samples prepared by wet deposition method with initial relative densities of 50% are plotted on the p'-q diagrams shown in Fig. 6b. As can be seen, complete static liquefaction occurred in the test with the lowest confining pressure (50 kPa). Static liquefaction was coincidental with the formation of large wrinkles in the membranes surrounding the specimens.

Fig. 6b also shows that when the initial confining pressure is increased beyond 50 kPa, the effective stress paths exhibit behavior that is characterize by increasing stability or increasing resistance against liquefaction. This is demonstrated by examining the stress-strain curves in Fig. 6a. The initial confining pressures and densities are shown for each test. The stress-strain curves of the 100 and 200 kPa initial confining pressure tests show that the stress difference does not reach zero as in the test indicating complete liquefaction, but decreases to a minimum before increasing to levels well above the initial peak. It can be seen from Fig. 6c, that the samples exhibit a very high contracting character, with an expansion rate highly elevated from the beginning of the shearing and progressive stabilization toward an ultimate value, to associate to the stabilization of the deviatoric stress.

4.2. *Influence of sample reconstitution method*

The effect of the specimens reconstitution method on maximal deviatoric stress (at 20% of axial strain) is shown in Fig. 7a. It can be noticed from the results of these figures that the dry funnel pluviation method (DFP) gives more significant values of the maximal deviator, therefore a much higher resistance to liquefaction, contrary to the wet deposition method (WD) where some weaker values of the maximal deviator were noted, with progressive stabilization around a very weak or nil ultimate stationary value meaning the liquefaction of the sample.
The same tendencies are noted for the variations of the values in the peak deviatoric stress given in Fig. 7b. As it can be seen that the samples conceived by dry funnel pluviation method exhibit a resistance to the monotonic shearing, superior to those made by wet deposition method.

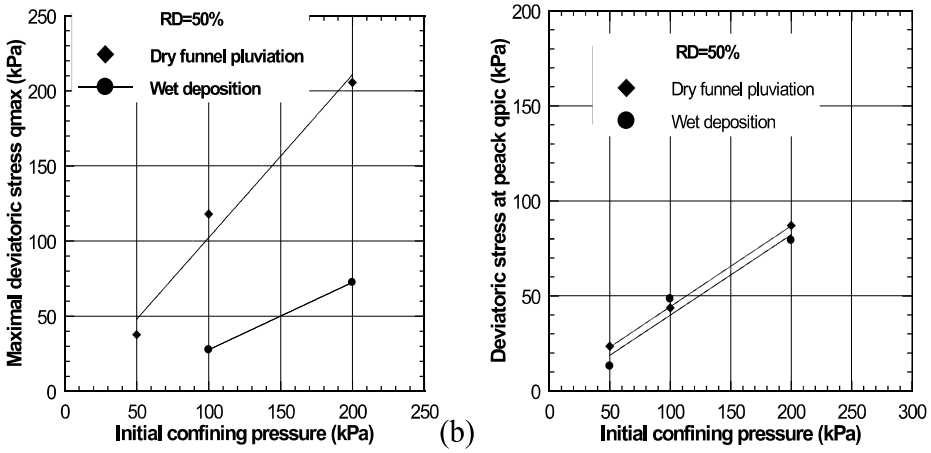


Figure 7. Effect of the depositional method on the maximal deviatoric stress (a) and the peak deviatoric stress (b)

4.3. *Effect of the saturation degree*

Fig. 8 shows the results of the undrained triaxial compression tests performed in this study for various values of coefficient of ¦Skempton¦ (B) between 32 and 90% with an initial confining pressure of 100 ¦kPa¦. As can be seen, increasing in the degree of saturation characterized by the coefficient of ¦Skempton¦ (B) lead to a reduction in the resistance of the deviatoric stress (¦Fig. 8a¦) and an increase in the water pressure (Fig. ¦8b¦). ¶the increase in the water pressure results from the role of the degree of saturation in the increase in the phase of ¦contractance¦ observed during the drained tests. ¶The increase in the pore water pressure leads to a reduction of the effective confining pressure and consequently with a reduction of resistance as Fig. 8a ¦6a6 illustrates. ¶The stress path curve in the plan (p', q) shows well the role of the degree of saturation in the reduction of the effective mean stress and the maximal deviatoric stress (Fig. ¦8c¦).

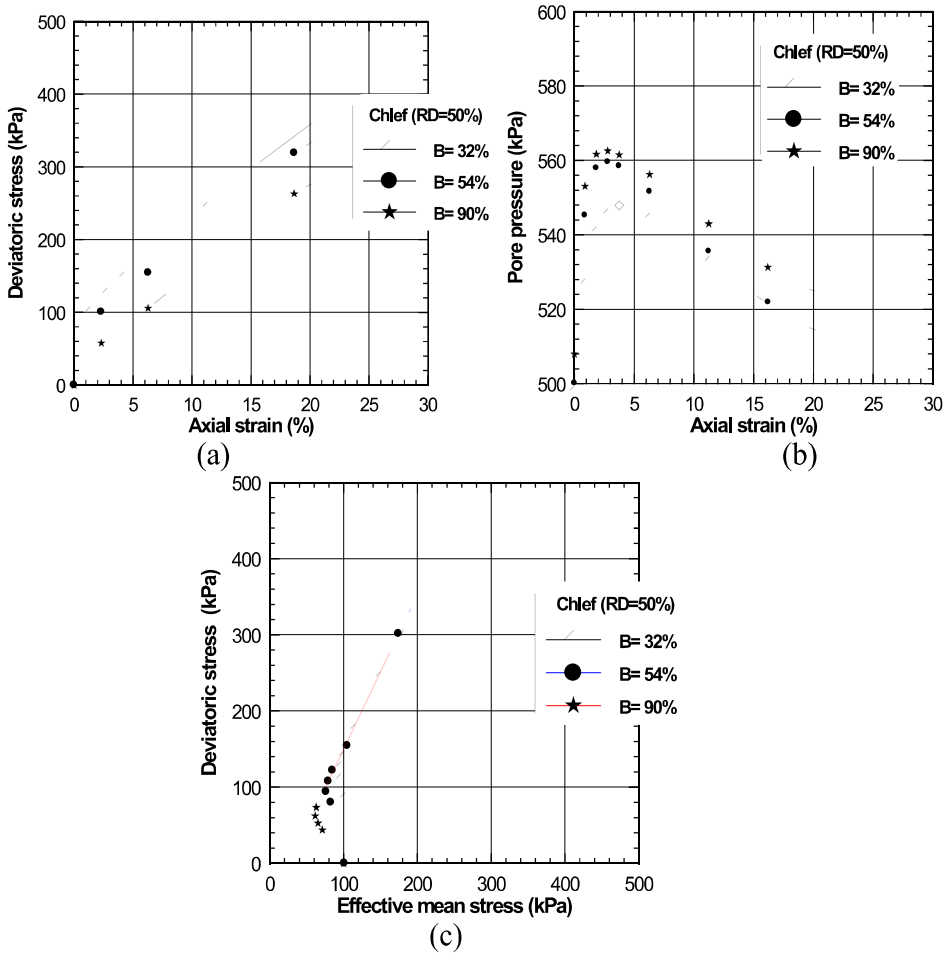


Figure 8. Influence of the coefficient of Skempton (B) on undrained behavior of Chlef sand
(a) Deviatoric stress, (b) excess pore ressure, (c) stress path

Fig. 9 shows the evolution of the maximal deviatoric stress versus the coefficient of Skempton. We note that the resistance to the monotonous shear decreases in a linear way with the increase of the coefficient, the maximal deviator passes from a value of q=360 kPa for B= 32% to a value q=276.73 kPa for B=90%. Fig. 10 shows the evolution of the pore water pressure to the peak versus the the coefficient of Skempton. We note that the pore water pressure to the peak increases with the increase in the coefficient of Skempton, the pore water pressure to the peak passes from 547.90 kPa for B=32% to a value of 562.53 kPa for B= 90%.

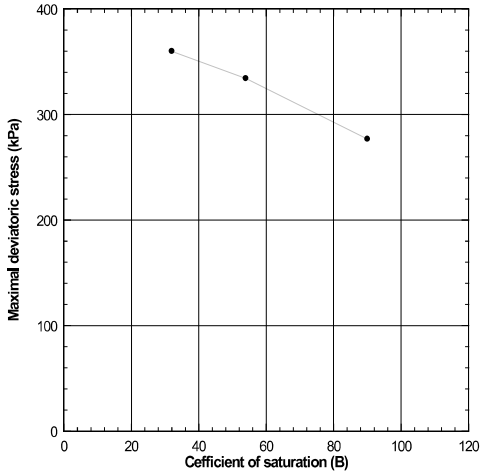


Figure 9. Evolution of maximal deviatoric stress versus Skempton's coefficient (B)

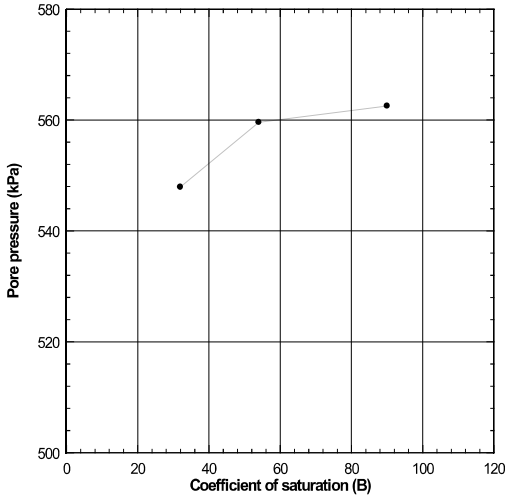


Figure 10. Evolution of peak pore pressure versus Skempton's coefficient (B)

5. Conclusion

A comprehensive experimental program to study the effects of initial state and saturation on the undrained monotonic behavior of sandy soil was undertaken in which two series of tests were performed. All the tests were carried out on medium dense specimens. Based on the results from this investigation, the major conclusions are as follows:

1. Complete static liquefaction occurred at low confining pressure (50 kPa) for the wet deposition method.
2. As the confining pressure increased, the liquefaction resistance of the sand increased. This observation correlates with most historic cases of apparent static and earthquake-induced liquefaction. The results reveal also that the method of reconstitution has a detectable effect on the undrained behavior. Dry funnel pluviation method appeared to indicate a more volumetrically dilatant or stable response, while wet deposition method appeared to exhibit a more contractive or unstable behavior.

3. ¦¶¦The saturation has a detectable effect on the undrained behavior¦.¶ The results showed that the increase in the Skempton's pore pressure coefficient¦ (B) induces a reduction of the initial stiffness and the resistance of the soil (maximal deviatoric stress); ¶and increases the phase of ¦contractance¦. ¶¶This, results in a significant effect on the volumetric response inducing an amplification of the phase of ¦contractance¦ when the coefficient of ¦Skempton¦ B increases. ¶

6. References

[1]. Atigh, E. and Byrne, P. M.: Liquefaction flow of submarine slopes under partially undrained conditions: an effective stress approach. Can. Geotechnical J., 41, 2004, pp. 154-165.

[2]. Benahmed, N., Canou, J. and Dupla, J. C.: Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable, Comptes Rendus Mécanique 332, 2004, pp. 887-894.

[3]. Bishop, A. W. and Wesley, L.D.: A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing, Geotechnique, 4, 1975, pp. 657-670.

[4]. Bouferra, R., Benseddiq, N., Shahrour, I.: Saturation and preloading effects on the cyclic behaviour of sand, International journal of geomechanics, ASCE, 2007, pp. 396-401.

[5]. Canou, J.: Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris, 1989.

[6]. Della N., Arab A., Belkhatir M., Missoum H., Bacconnet C. and Boissier D.: Effect of the initial structure on the behavior of Chlef sand, Acta Geotechnica Slovenica, Volume 7, N°2, December 2010, pp. 5-15.

[7]. Durville, J. L. and Méneroud, J. P.: Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme d'El-Asnam, Algérie: Bull. Liaison Labo. P. et Ch., No. 120, juillet-août 1982, pp. 13-23.

[8]. Ishihara, K.: Liquefaction and flow failure during earthquakes, Geotechnique, Vol. 43, N°3, 1993, pp. 351-415.

[9]. Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y. and Kamada, K.: Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg., Keynote Lecture, 2001.

[10]. Ishihara, K., Tsukamoto, Y., and Kamada, K.: Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading, Proc. Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, 2004, pp. 27-39.

[11]. Kramer, S.L. and Seed, H.B.: Initiation of soil liquefaction under static loading conditions, J. Geotech. Eng 114, No. 4, 1988, pp. 412-430.

[12]. Lade, P. V. and Duncan, J. M.: Cubical triaxial tests on cohesionless soil, Journal Soil Mechanics and Foundations Division ASCE 99, No. SM10, 1973, pp. 793-812.

[13]. Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.D.: Effects of system compliance on liquefaction tests, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT4, 1978.

[14]. Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K. and Arulanadan, K.: Effects of sample preparation on sand liquefaction, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 103, GT2, 1977, pp. 91-108.

[15]. Pietruszczak, S., Pande, G. and Oulapour, M. A.: hypothesis for mitigation of risk of liquefaction, Geotechnique, 9, 2003, pp. 833-838.

[16]. Polito, C.P. and Martin II J.R.: A reconciliation of the effects of non-plastic fines on the liquefaction resistance of sands reported in the literature. Earthquake Spectra 19, No. 3, 2003, pp. 635-651.

[17]. Vaid, Y. P., Sivathayalan, S. and Stedman, D.: Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand, Geotechnical Testing Journal 22, No. 3, 1999, pp. 187-195.

[18]. Wood, F. M., Yamamuro, J. A. and Lade, P. V.: Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. Canadian Geotechnical Journal 45, No. 11, 2008, pp. 1525–1537.

[19]. Yamamuro, J.A. and Covert, K.M.: Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content, J. Geotech. Geoenvironmental Engineering ASCE 127, N° 4, 2001, pp. 314-324.

[20]. Yamamuro, J.A. and Lade, P.V.: Static liquefaction of very loose sands. Canadian Geotechnical J. 34, No. 6, 1997, pp. 905-917.

[21]. Yamamuro, J.A. and Lade, P.V.: Steady state concepts and static liquefaction of silty sands, J. Geotech. Geoenv. Eng. ASCE 124, No. 9, 1998, pp. 868-877.

[22]. Yamamuro, J. A. and Wood, F. M.: Effect of depositional method on the undained behavior and microstructure of sand with silt, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 2004, pp. 751-760.

[23]. Yamamuro, J. A., Wood, F. M. and Lade, P. V.: Effect of depositional method on the microstructure of silty sand. Canadian Geotechnical Journal 45, No. 11, 2008, pp. 1538–1555.

[24]. Yang, J.: Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity, Geotechnique, 4, 2002, pp. 295-298.

[25]. Yang, J., and Sato, T.: Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer, Geotechnique, 2, 2001, pp. 161-165.

[26]. Yang, J., Savidis, S. and Roemer, M.: Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand, Journal of Geotech. and Geoenviron.Engg., ASCE,9, 2004, pp. 975-979.

[27]. Yoshimi, Y., Tanaka, K. and Tokimatsu, K.: Liquefaction resistance of partially saturated sand Soils and foundations, 3, 1989, pp. 157-162.

[28]. Zlatovic, S. and Ishihara, K.: Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric, Soils and Foundations 37, No. 4, 1997, pp. 47-56.

A DISCRETE ELEMENT METHOD TO PREDICT DESICCATION CRACKS

El GHEZAL Latifa[1], JAMEI Mehrez[1], ZENZRI Hatem[1] & NICOT François[2]

latifa.elghezal@gmail.com

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

[2] Irstea, Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture, France.

Résumé : *Subissant d'importantes variations climatiques, les sols argileux présentent du retrait. Ce retrait peut s'accompagner pat l'apparition d'un réseau de fissures, surtout pour les sols à plasticité élevée. Vu que les essais sur les sols non saturés sont complexes, on a eu recours, dans ce travail à la méthode des éléments discrets (MED) afin de modéliser et d'investiguer la naissance du réseau de fissures dans un sol partiellement saturé soumis à la dessiccation. Dans ce papier on présentera des simulations numériques d'essais de dessiccation libre d'une part et de dessiccation contrainte d'une autre part. En effet, le phénomène de dessiccation est simulé à travers la variation de la pression capillaire au sein de l'échantillon (succion matricielle). Cette variation à l'échelle macroscopique conduira à un retrait dans le cas de la dessiccation libre, et à une perte de contact dans le cas de la dessiccation contrainte.*

Mots-clés : *Dessiccation, fissures, pression capillaire, ponts liquide, MED*

Abstract: *Under climatic variations, many clayey soils present shrinkage which may lead, especially for plastic clays, to cracks emergency. As experimental tests conducted on unsaturated soils are so complexes, this work uses discrete element method (DEM) in order to investigate crack pattern taking birth inside unsaturated soils by desiccation. This paper deals with numerical simulations of free and constrained desiccation. In this work, desiccation phenomenon is simulated by capillary pressure variation within the sample. This variation in macroscopic parameter will lead in a variation of liquid bridges distribution between grains inside the soil sample. These variations will generate shrinkage in free desiccation simulations and loss of contacts for constraints ones where cracks will appear.*

Key-words*: desiccation, cracks, capillary pressure, DEM.*

Introduction

Undergoing to long cycles of raining and drying, soils work's stability (dams, embankments, slopes, clayey soil barriers) may be seriously affected. In fact, due to these climatic variations, soils will be continually subjected to humidification-drying cycles. As response to desiccation process, many clayey soils may present shrinkage, and, in case of soils with high plasticity, these volumetric variations can be followed by the apparition of cracks network.

According to several cases corresponding to damaged works under desiccation, when cracks appear in soil, its physical and mechanical characteristics will be notably decrease at the opposite to its hydraulic conductivity which will increase. Consequently, works stability will be strongly affected.

Considering these major risks, the prediction of desiccation cracks and the comprehension of the role of the principal factors affecting the kinetic of the cracks pattern development become more and more of major interest.

It is commonly considered that macro-cracks are observed when tensile stresses appear within the soil and reach its tensile strength.

Tensile stresses are developed only if shrinkage is constrained. The origin of these constraints is due to different factors such as: frictional boundary conditions, moisture content gradient, heterogeneous distribution of porosity within soils and intrinsic factors like soil structure.

The current work uses discrete element method (DEM) in order to investigate the development of crack pattern inside unsaturated soils under desiccation.

The recourse to discrete element method is due to the fact that presence of cracks involves discontinuities which its prediction seems to be difficult using finite element method. On another side, discrete element approach, by taking into account cohesive bound between grains, can be a means to overcome this difficulty.

In this current work, simulations of free and constrained desiccation are made using a capillary law integrated in open source software which is YADE (Yet Another discrete element) [6].

Unsaturated soil model implemented in DEM

As pioneered by Cundall and Strack [1], discrete element modeling consists on simulating the selected medium by a set of grains interacting together according to elementary contact law. In order to simulate unsaturated medium, a capillary law was implemented in the YADE [6] by Scholtès [5]. That said, the implemented model assume that considered water is exclusively a capillary water, and capillary bridges linking two particles are discontinues which assumes the pendular state.

According to these assumptions, the main focus of the model resides in how to describe the liquid bridge capillary interactions. So, in addition to contact law acting between two particles in dry conditions (physical contact), an attractive capillary force is added when two grains are linked by a capillary bridge. In the following, equations defining capillary bridge geometry and inducing capillary force are presented.

The contact law used and which govern motion equations is defined via normal and tangential stiffness which are:

$$k_n = 2E\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}$$
$$k_t = \alpha k_n \qquad (1)$$

Where R1 and R2 are radii of particles in contact, E is macroscopic modulus corresponding to the homogenous material before the desiccation effect (without damage material).

The resulting repulsive force taking place when two particles are in contact has two components, normal and tangential ones which are respectively defined as following:

$$F_n = \begin{cases} k_n U_n & \text{si } U_n \le 0 \\ 0 & \text{si } U_n > 0 \end{cases} \qquad (2)$$

$$\Delta F_t = -K_t \Delta U_t$$

The induced capillary force is function of capillary bridge volume, the grain size distribution. That's why, it is necessary first of all to define liquid bridges' geometry and volume. This is done based on Laplace equation (eq. 3) which relates suction to curvature radii r_1 and r_2 illustrated in figure 1.

$$\Delta u = u_a - u_w = \gamma\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right) \tag{3}$$

where γ is the surface tension of the liquid phase (corresponding to pure water in this work).

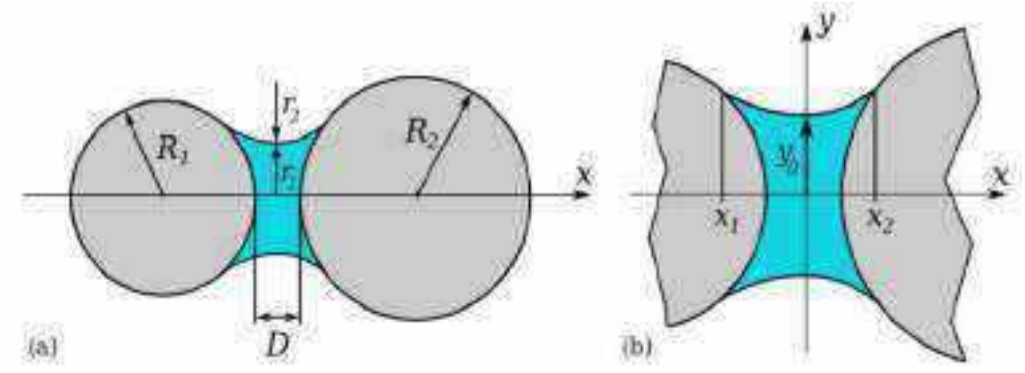


Figure 1. Liquid Bridge geometry

As illustrated in figure 1, y(x) describing liquid bridge profile is closely related to r_1 and r_2, and consequently to suction, that we said capillary pressure since only capillary water is considered. This relationship is described by the following differential equation:

$$\Delta u y(x) + \gamma \frac{(1 + y'^2(x) - y(x)y''(x))}{(1 + y'^2(x))^{3/2}} = 0 \tag{4}$$

Liquid bridge existence induces a capillary force which can be determined using the different method. Based on Soulié and Scholtès [5,7] works, the Gorge method is used and expression of capillary pressure is defined as the following:

$$F_{cap} = 2\pi y_0 \gamma + \pi y_0{}^2 \Delta u \tag{5}$$

Where y_0 is the apex profile, γ is the surface tension.

The capillary model implemented in YADE by Scholtès [5] is a suction controlled model based on an interpolation scheme of a set of Laplace equation solutions.

One have to highlight that liquid bridge is broken when distance between the couple of grains reaches a critical distance defined function of liquid bridge volume.

Desiccation simulations

Two types of desiccation simulations will be presented. On the one hand, a free desiccation simulation will be presented where no constraints will be applied to sample subjected to capillary pressure variation. On the other hand, we will present results of constrained desiccation simulation, constraints taking birth by forbidding displacement of particles which are in contact with the lower wall.

As an example, a cubic sample is constituted by the particles assembly is packaged in a 1mm length , and composed of 8000 grains. The macroscopic modulus is equal to 150 MPa, the material friction angle is taken equal to 30°. The initial capillary pressure is 5 kPa. The porosity of the sample is fixed to 0.398.

The isotropic compaction technique was adopted to generate the sample which is constitutes by two steps:

Firstly, particles were generated randomly within a cubic box formed by 6 walls in manner there is no overlapping between grains. In order to obtain a dense package the inter-particle friction coefficient was set to 0.5. Then, particles radii were increasing while box walls were kept fixes until reaching an isotropic confining pressure equal to 10 kPa. When equilibrium is reached, capillary pressure is increased by stages while confinement pressure was kept constant. Figure 2 shows the obtained simple after isotropic compaction procedure..

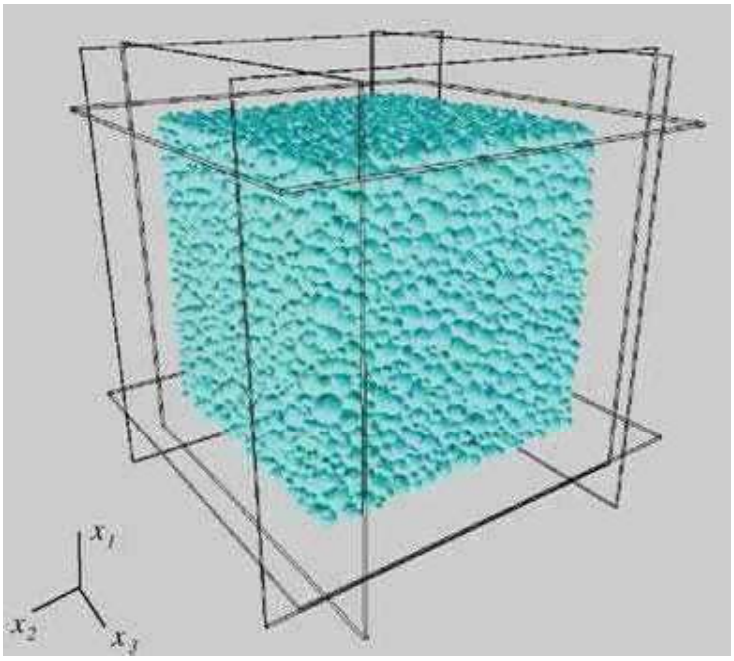


Figure 2: Sample after isotropic compaction procedure.

Free desiccation simulation

Starting from an initial capillary pressure equal to 10 kPa, this latter was increased by 1 kPa every 1000 iterations. No boundary conditions are imposed to sample. Figure 3 shows evolution of vertical and axial strains when increasing capillary pressure.

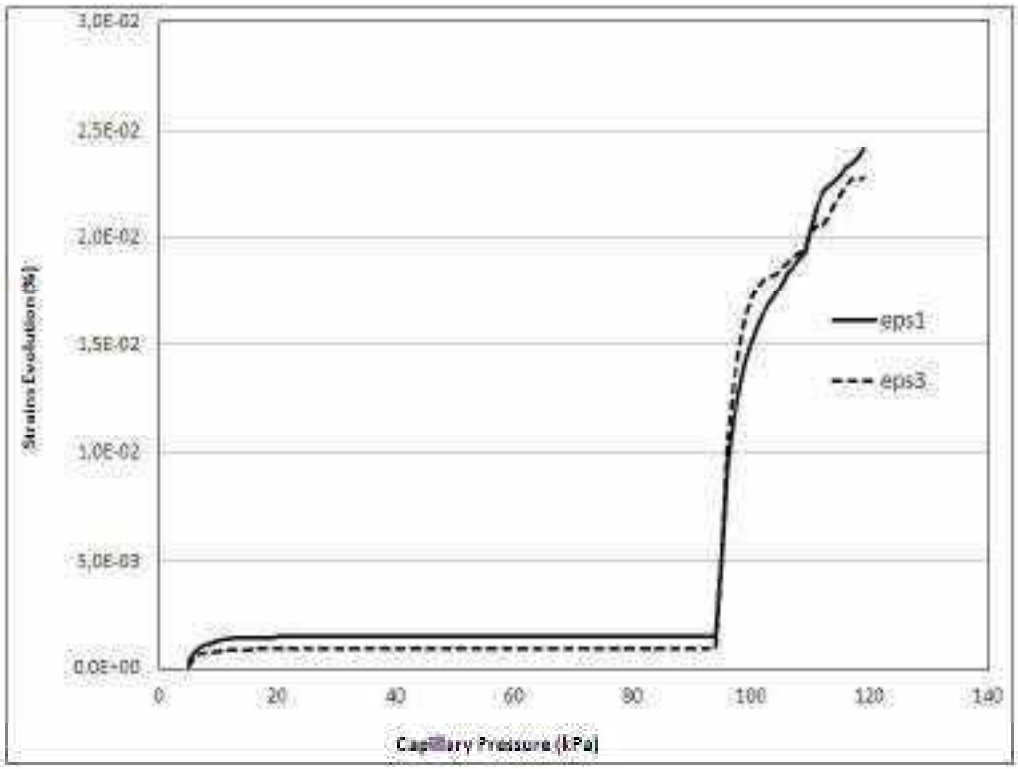


Figure3. Vertical and axial strains against capillary pressure evolution for free desiccation.

As proven by experimental tests performed by Péron [4], free desiccation simulation shows shrinkage without cracks. This shrinkage could be explained by evaporation of water surrounding sample at a first stage, and will be followed by development of a gradient of pore water gradient between the surface and the core of sample which will induce drying [2,3].

Constrained desiccation

The difference between constrained and free desiccation is to prevent particles in contact with lower wall from displacement.

In this case, we will rather follow evolution of liquid bridge, by detecting physical contacts whose break up.

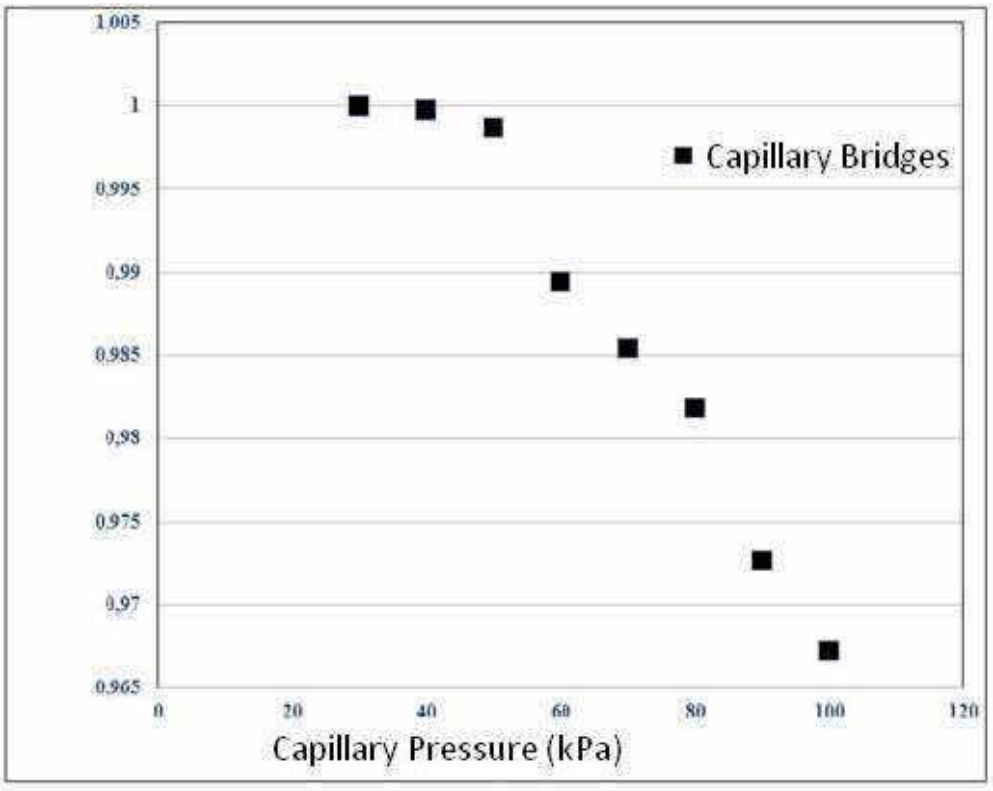


Figure 4. Evolution of liquid bridges during constrained desiccation.

In these simulations, a loss of liquid bridges is observed, but broken contact are all over the sample since the condition implemented in the model is only function of inter-granular distance.

Conclusion

This work shows that discrete element method could be a powerful tool to describe when desiccation cracks take birth within a fined grain soils and how they evolve. The strain evolution against the capillary pressure increase, show that when the desiccation is not constrained, lower than a certain capillary pressure the strains remain nil and the development of the strains is more important, probably when the suction corresponding to a value larger than the air-entry value. However, in the case of constrained shrinkage, the desiccation is started via the liquid bridge in the quasi-saturated domain below the air-entry value suction. In this case of study, the original approach via DEM must be seen improved in order to overcome constraints evolved by unsaturated soils complexity and multiply the numerical and experimental comparisons.

Bibliographic References

[1]. Cundall, P.A., Strack, O. D. L.: A discrete numerical model for granular assemblies. Géotechnique, 29, 47-65 (1979)

[2]. Coussay, O., Eymard, R., and Lassabatère, T. 1998. Constitutive modelling of unsaturated drying deformable porous media. Journal of Engineering Mechanics. 124 (6) : 658-667. doi : 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998) 124:6(658)

[3]. Kowalski, S.J. 2003, Thermomechanics of drying process. Springer, Berlin.

[4]. Peron, H., Hereckel, T., Laloui, L., and HU, L.B. 2009. Fundamentals of desiccation cracking of fined-grained soils : experimental characterization and mechanisms identification. Can. Geotech. J.46 : 1177-1201.

[5]. Scholtès, L. : Modélisation Micro-mécanique des milieu granulaires partiellement saturés, Ph.D thesis, Institut Polytechnique de Grenoble (2009)

[6]. Šmilauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., A. Gladky,
J. Kozicki, C. Modenese, L. Scholtès, L. Sibille, J. Stránský, K. Thoeni Yade Reference Documentation. In Yade Documentation (V. Šmilauer, ed.), The Yade Project , 1st ed. (http://yade-dem.org/doc/) (2010)

[7]. Soulié, F.: Cohésion par capilarité et comportement mécanique des milieux granualires, Ph.D thesis, Université Montpellier II, Montpellier (2005)



Thème 2

Transferts dans les sols non saturés

UNSAT

CARACTERISATION HYDROELECTRIQUE D'UN MILIEU POREUX SOUMIS A UN ECOULEMENT CHARGE DE PARTICULES EN SUSPENSION

TAOUDIAT S.[1], AHFIR N-D.[1], Jardani A.[2], WANG H-Q.[1], DUPONT J-P.[2]

samira.taoudiat@univ-lehavre.fr

[1]*LOMC-UMR 6294 CNRS - Université du Havre, 53 rue de Prony BP 540 76058 Le Havre cedex – France*

[2] *M2C-UMR 6143 CNRS - Université de Rouen, Bât. IRESE A, Place Emile Blondel, 76821 Mont-Saint-Aignan Cedex – France*

Résumé *: La présente étude a pour objectifs d'explorer les effets de certains paramètres physiques liés à la nature du milieu poreux, aux particules en suspensions et aux conditions hydrauliques sur les mécanismes de transport et de dépôt de particules en suspension et d'étudier la sensibilité des méthodes hydriques et électrique pour la caractérisation d'un milieux poreux saturé soumis à un écoulement chargé de particules. Une étude expérimentale paramétrique du phénomène de colmatage est menée sur une colonne de laboratoire. Des signatures hydriques et électriques sont obtenues, sur le rôle de chacun des paramétrés étudiés sur l'évolution spatio-temporelle du colmatage*

Mots-Clefs *: milieux poreux, colmatage, rétention, perméabilité, potentiel spontané.*

Abstract*: The present study aims to explore the effects of certain physical parameters related to the nature of the porous medium, the particles in suspension and hydraulic conditions on the mechanisms of transport and deposition of suspended particles and to study the sensitivity of methods for water and electrical characterization of a saturated porous media subjected to a flow of charged particles. An experimental study of parametric clogging phenomenon is conducted on a laboratory column. Water and electrical signatures are obtained, the role of each of the parameters studied on the spatiotemporal evolution of clogging*

Key-Words*: porous media, clogging, retention, permeability, self-potential.*

1. Introduction

L'étude des processus de mobilisation, transport et dépôt de particules solides dans un milieu poreux représente un sujet de recherche important dans différents domaines d'ingénierie et applications industrielles (Herziget et *al*,[5], Ahfir et al [1]).Les particules transportées par un écoulement peuvent se déposer à différents horizons du milieu poreux traversé et provoquer son colmatage. La conséquence directe est une chute de la perméabilité du milieu.

Les études antérieures montrent que la circulation de l'eau dans un milieu poreux génère un courant électrique. Ce courant-source est responsable d'un champ électrique dont la signature est mesurable à la surface.

La mesure de ce potentiel spontané est attractive car le champ électrique présent naturellement dans les sols a une origine dynamique qui résulte d'un déséquilibre hydraulique (écoulement) ou chimique (diffusion, réactions chimiques). Ces observations font que ce potentiel présente un grand intérêt hydrogéophysique.

Le présent travail a pour objectifs d'explorer les effets de certains paramètres physiques liés à la structure du milieu poreux , aux particules en suspensions et aux conditions hydrauliques sur les mécanismes de transport et de dépôt de particules en suspension et d'étudier l'influence des différentes propriétés physiques du milieu sur les processus de couplage hydroélectrique.

Une étude expérimentale paramétrique du phénomène de colmatage est menée sur une colonne de laboratoire. Des signatures hydriques et électriques sont exploitées pour bien comprendre le rôle de chacun des paramètres étudiés sur l'évolution du processus du colmatage.

2. Matériel et méthodes

En laboratoire, l'étude du transport des particules en suspension en injection continue et du colmatage dans un milieu poreux se fait généralement sur des colonnes de petites dimensions (Ahfir et al [2] . ;Lakshmi et al [7].; Cumbie et McKay [4]; Kretzschmar et al.[6]).Le dispositif expérimental est composé principalement d'une colonne en plexiglas d'une longueur de 30.7 cm et un diamètre de 4 cm, la colonne est fendue en deux coques, une est équipée de piézomètres pour mesurer la variation de perméabilité (pression), la deuxième est munie d'électrodes aux cuivres/sulfates de cuivre pour les mesures du potentiel spontané dans le milieu poreux pendant les essais. Les réservoirs sont placés en amont de la colonne et reliés par une vanne à deux voies permettant le passage de d'eau déminéralisée (pH of 6.9 (± 0.2) et l'autre de la suspension. Une pompe péristaltique est utilisée pour assurer un débit constant pour chaque essai. Compte tenu de l'enregistrement des signaux électriques se fait à l'aide d'une centrale d'acquisition (DATAQ® INSTRUMENT, DI-710) dotée de plusieurs canaux permettant de mesurer les différences du potentiel.

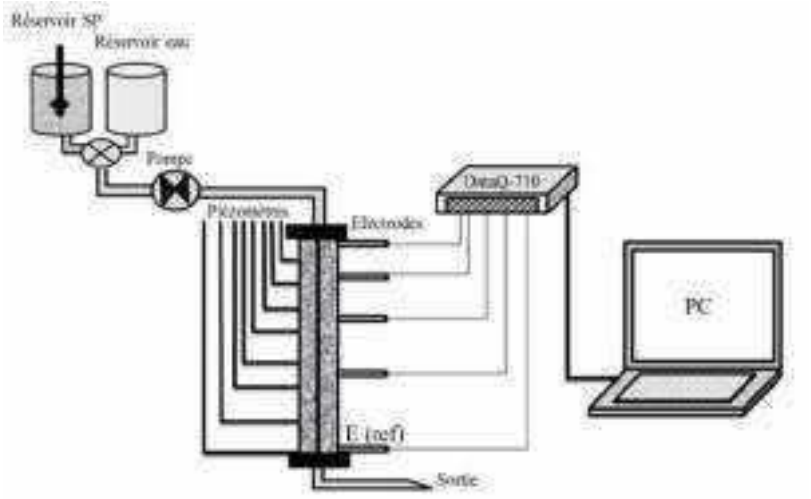
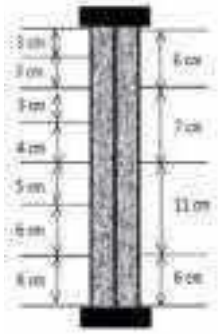


Figure 1. Schéma du dispositif expérimental



Piézomètres Electrodes

Figure2.schéma descriptif de la position des pièzomètre et des électrodes sur la colonne

La colonne est placée en position verticale est équipée de huit piézomètres et cinq électrodes positionnés comme le montre la figure (2).

3. Le milieu poreux

Pour étudier le phénomène de colmatage, on a utilisé un sable de la Seine (Normandie, France) d'une granulométrie comprise entre 630-800 µm avec un D50= 750 µm avec une porosité de 45.22 % (figure 3)

L'analyse au microscope électronique à balayage (MEB) montre que les grains sont de forme irrégulière et angulaire avec une surface très hétérogène (figure 4)

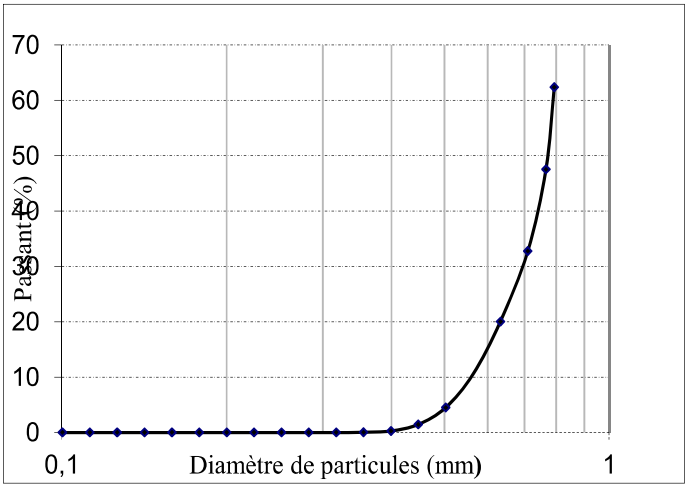


Figure 3. courbe granulométrique du sable (630-800 µm)

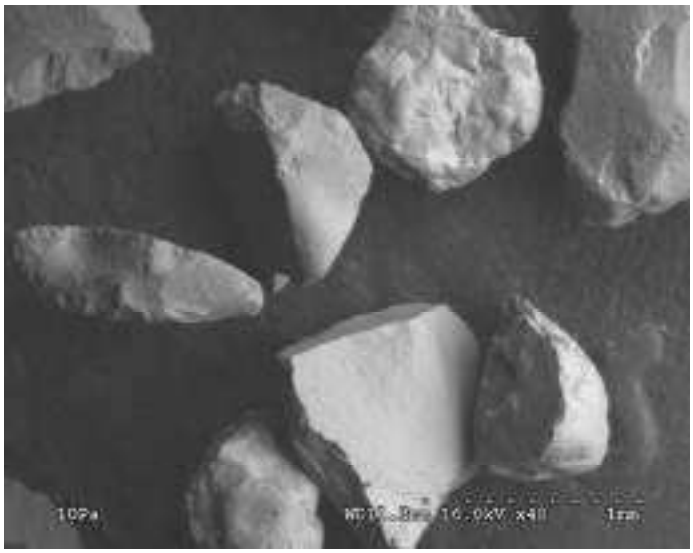


Figure 4. vue au MEB du sable (630-800µm)

Les particules en suspension utilisées sont des particules naturelles d'argile (Kaolinite P300) de taille inférieure à 40µm. La distribution granulométrique est donnée sur la figure (5). La Kaolinite P300 est utilisée pour ses qualités non dispersives (Tarog [8]). L'observation des particules de Kaolinite au MEB est présentée sur la figure (6)(d'après Bouziri [3]). Les particules de kaolinite observées au MEB montrent une forme allongée en feuillet.

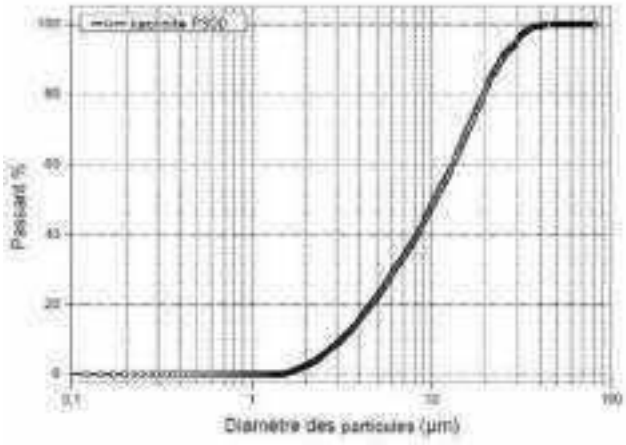


Figure 5 : Distribution de taille de la kaolinite P300 utilisé comme particules en suspension

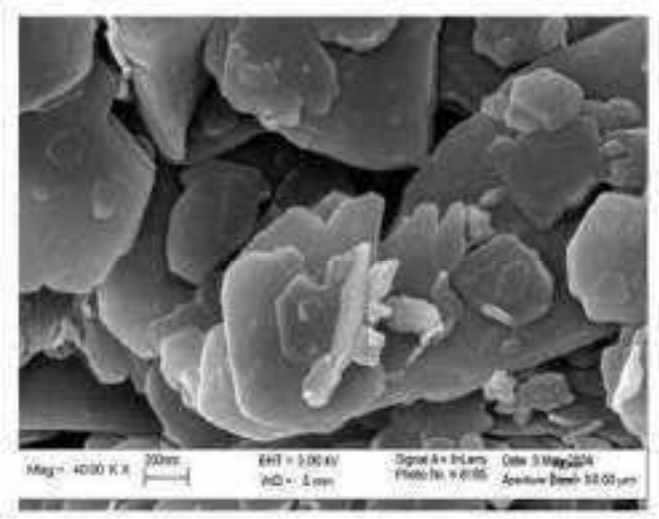


Figure 6. Photographie des particules de kaolinite au MEB

Le remplissage de la colonne se fait en position verticale et en condition humide. Le matériau granulaire est déversé dans la colonne préalablement remplie d'eau pour éviter le piégeage de bulles d'air. Les grains sont mis en place par petites quantités de volume connu, en faisant subir à la colonne de légères vibrations pour assurer une bonne compaction.

Les expériences ont été réalisées avec différentes concentrations de kaolinite dans la suspension d'injection (2g/l, 3g/l, 5g/l) avec un débit constant de 50 ml/min avec un nombre de Reynolds de 0,73. Au cours des essais, on mesure les variations de la rétention, de la perméabilité et le potentiel spontané.

À la fin de chaque expérience, le matériel (sable + PS déposées) a été coupé en sept sections (la section correspond à la partie entre deux piézomètres successifs) afin de mesurer la quantité des particules retenues le long de la colonne. La masse des particules en suspension déposées dans chaque section a ensuite été déterminée

Masse de PS injectées = Masse de PS retenues + Masse de PS récupérées

4. Résultats et discussion

4.1. Caractérisation hydroélectrique du milieu poreux

4.1.1. La Rétention

L'évolution de la rétention globale en fonction de la solution injectée permet de donner une analyse de la cinétique globale de dépôt des particules ainsi de voir sa dépendance avec la perméabilité et le potentiel spontané.

La figure (7) représente les résultats obtenus pour le colmatage dans le milieu poreux en utilisant des solutions d'injection a différentes concentrations (2g/l, 3g/l, 5g/l).

La rétention globale est définie comme le rapport entre la masse de particules de kaolinite déposées et la masse du sable qui constitue le milieu poreux. La distribution du dépôt est non uniforme entre l'entrée et le reste de la colonne pour les trois essais, le dépôt est plus important et plus concentré dans les cinq premiers centimètres du milieu ce qui indique que l'essentiel de la filtration se fait à l'entrée immédiate de la colonne.

Avec une légère augmentation à la sortie de la colonne qui peut s'expliquer par la rétention qui se fait au niveau du filtre placé à cette partie de la colonne pour séquestrer les grains de sable dans cette dernière. On remarque aussi que la rétention augmente avec la concentration de la solution turbide, elle est plus importante dans l'injection a 5g/l ou elle atteint 55% et plus faible pour le cas de 2g/l avec une rétention de 22%

Les résultats obtenus pour le colmatage sont représentés par la variation de la perméabilité relative obtenue par les trois premiers piézomètres (K0 est la perméabilité initiale du milieu et K la perméabilité après injection d'un nombre de volume de particules en suspension), c'est un paramètre qui permet d'apprécier en fonction de divers paramètres l'atténuation de la perméabilité et donc l'efficacité de filtration

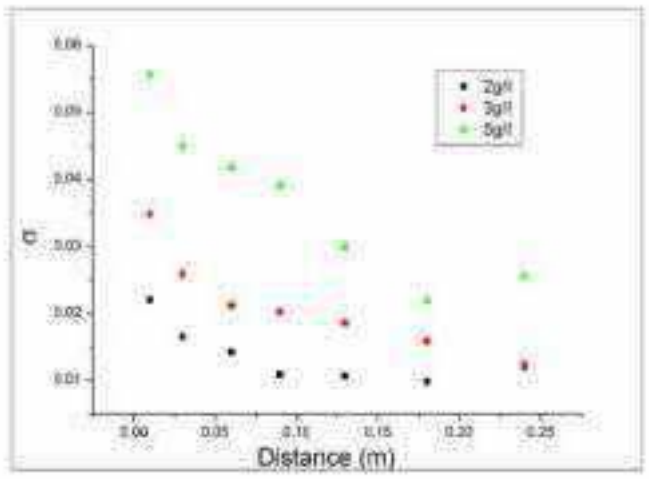


Figure 7. Variation de la rétention des particules le long de la colonne

4.1.2. La Perméabilité

L'évolution de la perméabilité le long de la colonne en fin d'injection est représentée dans la figure (8). La perméabilité est très faible à l'entrée et augmente avec la distance dans le milieu, elle est réduite à 30% de la perméabilité initiale pour l'injection à 5g/l et elle est à 63% et 65% pour les injections à 2g/l et 3g/l respectivement. Elle augmente ensuite avec la distance pour atteindre la perméabilité initiale dans les derniers centimètres à l'aval du milieu. Ceci s'explique par la distribution non homogène du dépôt dans l'espace poreux. Le dépôt est très important à l'entrée puis diminue avec la profondeur dans le milieu poreux. Plus le dépôt est important et/ou réparti de façon non homogène, plus la modification du milieu est élevée.

Ce comportement confirme la dynamique de colmatage mise en évidence par la mesure de la rétention et suggère un compartimentage du milieu poreux en deux zones entre lesquelles s'opère un transfert de masse entre les deux phases de filtration. Durant la première phase, c'est la zone amont qui filtre, puis dans la seconde phase et en raison de la surpression, un relargage d'une proportion de particules qui seront filtrées dans la zone aval.

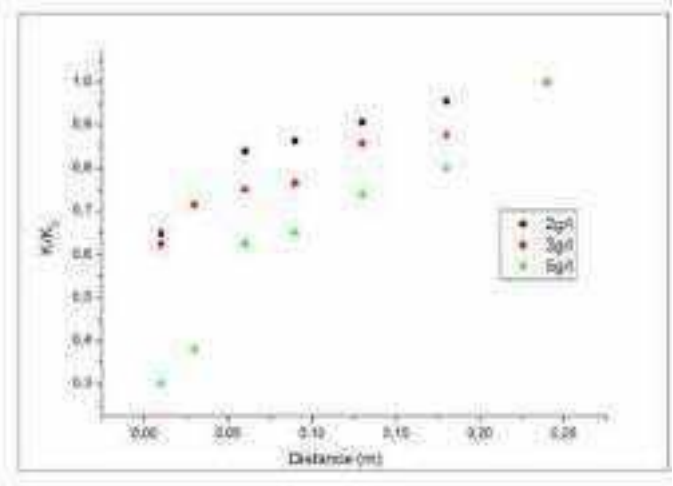


Figure 8. Variation spatiale de perméabilité dans le milieu poreux

4.1.3. Le potentiel spontané

La circulation de l'eau dans le milieu poreux est responsable d'un courant source appelé courant d'électrofiltration. Le potentiel spontané est la mesure passive, à la surface du milieu, de la distribution du potentiel électrique naturellement présent dans le sol. Ce potentiel électrique est associé à des mécanismes de polarisation de charges électrique.

Pour avoir la signature électrique du milieu poreux on a récupéré la différence de potentiel mesurée entre l'électrode de référence et les autres électrodes placées le long de la colonne, la figure (9) donne la distribution du potentiel électrique à différent points du milieu.

La distribution du potentiel spontané montre qu'il est élevé à l'entrée immédiate de la colonne ou le dépôt des particules est important, il atteint +2.4 mv pour l'injection à 5g/l et il est à -2.3 mv pour la solution à 2g/l.

Cette distribution est relativement proportionnelle à la concentration de la suspension, cela prouve que le potentiel mesurée dépend essentiellement de la fraction argileuse contenue dans le milieu et que les argiles sont de très bons conducteurs.

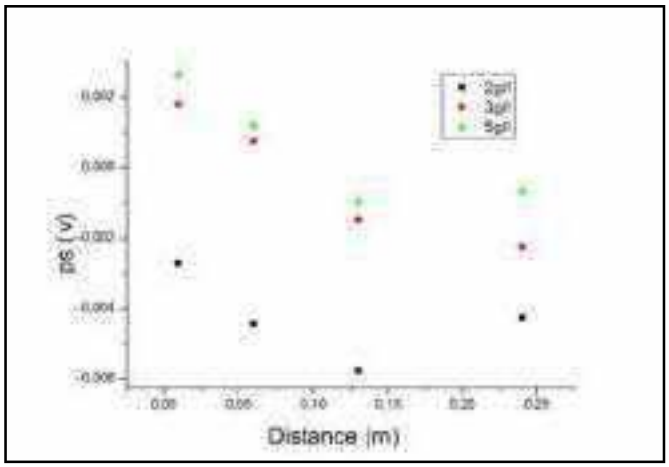


Figure 9. Variation spatiale du potentiel spontané dans le milieu poreux.

4.2. Dépendance : Rétention-perméabilité

La série des figures (10) représente tous les essais à différentes concentrations on remarque que la perméabilité et la rétention sont proportionnellement inversées, à l'entrée de la colonne le dépôt de particules est important ce qui fait réduire la perméabilité et le contraire se produit dans la partie avale du milieu poreux.

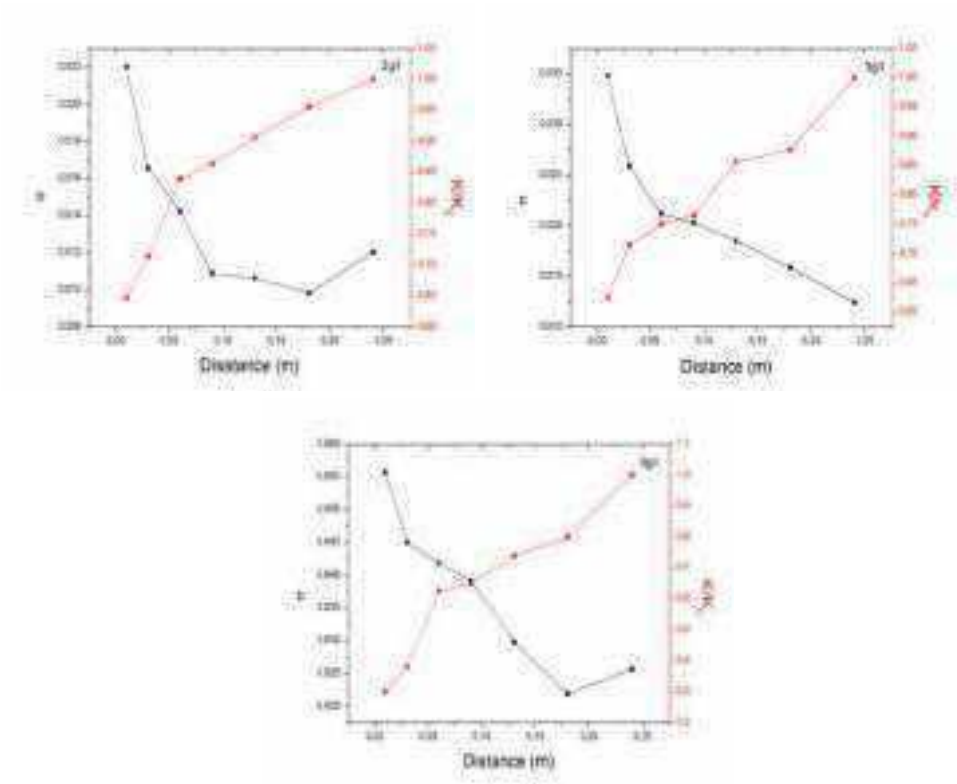


Figure 10. Variation spatiale de la rétention et de la perméabilité dans le milieu poreux

4.3. Dépendance : rétention-potentiel spontané

L'évolution de la rétention de particules en suspension et le signal de la différence du potentiel le long de la colonne (figure 11), montre clairement que les deux paramètres évoluent simultanément et étroitement, où on enregistre une réduction le long de la colonne des deux paramètres. Cela permet de dire que le potentiel spontané est un bon indicateur de la présence de fraction argileuse et de sa concentration.

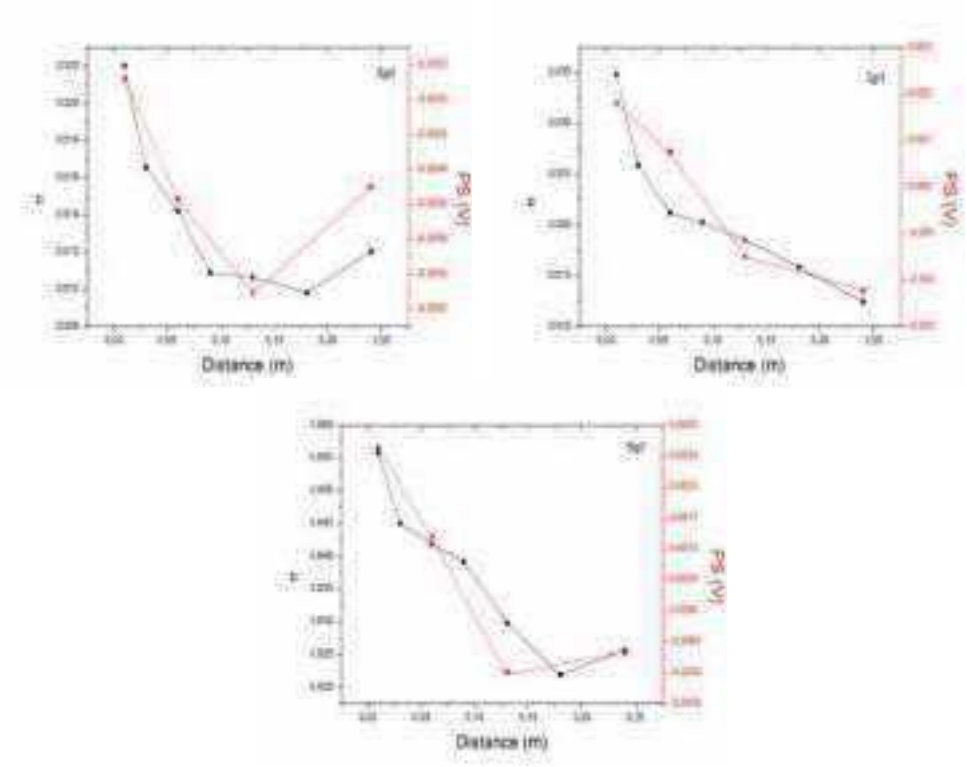


Figure 11. Variation spatiale de la rétention et du potentiel spontané dans le milieu poreux

4.4. Signature hydroélectrique de la zone de colmatage

Dans le but de tester la sensibilité des méthodes hydriques et électriques, on s'est intéressé à la zone de colmatage ou les processus de transport et de dépôt de particules sont accentués tenant compte des résultats présentés dans les sections précédentes pour examiner l'évolution de la perméabilité et le potentiel spontané dans la zone de colmatage (trois premiers centimètres).

La capacité et l'efficacité de filtration se mesurent par la modification des conditions hydrauliques dans le milieu poreux. La courbe de variation des pressions dans le milieu. La figure 12 montre la diminution de la perméabilité pour les différentes solutions turbides utilisées pour le colmatage avec une chute forte et brutale pour la suspension à 5g/l où le milieu est colmaté rapidement, pour les deux autres solutions à 2 g/l et 3 g/l elles montrent une évolution similaire avec une baisse importante les cinquante premières minutes puis le profile se stabilise.

On déduit que la solution à 5g/l parvient à endommager progressivement le milieu poreux plus rapidement en induisant des modifications importantes dans ses caractéristiques hydrauliques (perméabilité, porosité...) et sur les mécanismes de transport et de dépôt dans le milieu poreux.

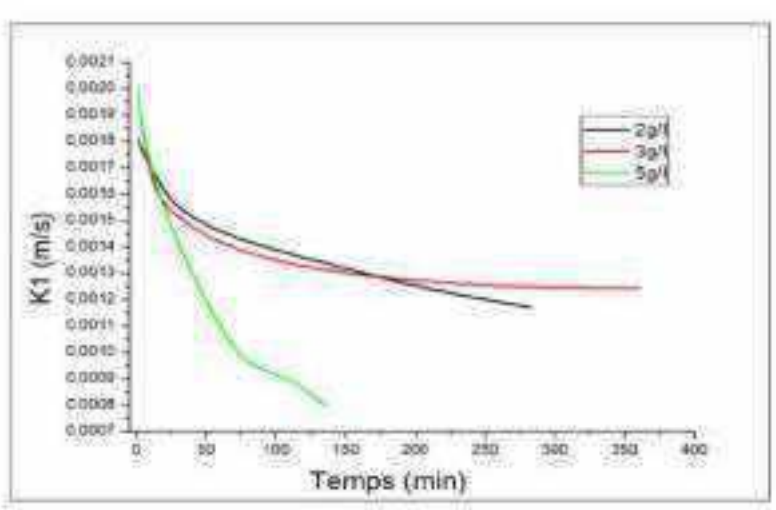


Figure 12. Variation temporelle de la perméabilité dans la zone colmatée.

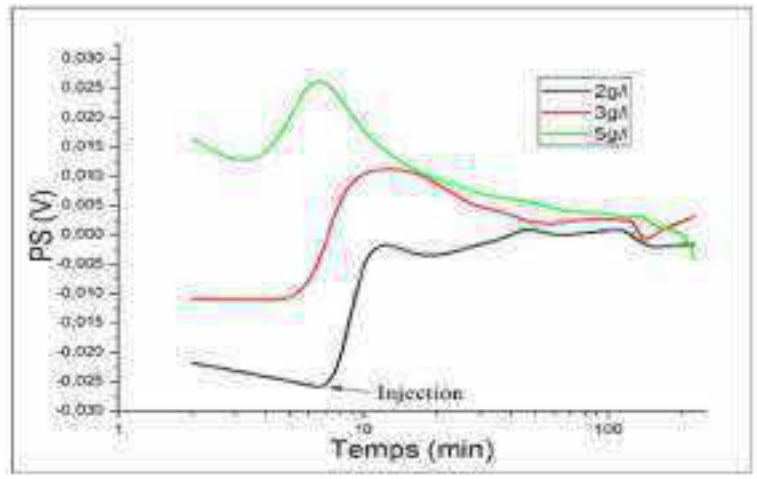


Figure 13. Variation temporelle du potentiel spontané dans la zone colmatée.

Le but principale de cette étude est de combiner les méthodes électriques et hydriques afin d'avoir une lecture large et extensive des phénomènes qui se produisent dans le milieu poreux lors de passage d'un écoulement chargé de suspension.

La signature électrique obtenue durant le colmatage est représentée par le signal de la première électrode placée à l'entrée de la colonne (figure 13). La distribution montre trois différents paliers, le premier correspond à la zone avant l'injection, le deuxième correspond au pic de détection d'injection d'argiles et le

troisième représente la phase durant l'injection de la solution. Cette progression par phase n'est pas observée dans la lecture hydrique qui est représenté par une simple chute de la perméabilité.

On peut noter que la lecture électrique est plus sensible que la lecture hydrique pour la caractérisation de la zone de colmatage.

5. Conclusion

L'étude présentée visait à caractériser le processus de colmatage d'un milieu poreux avec des méthodes hydroélectriques par un écoulement chargé de particules à différentes concentrations avec un débit constants.

L'étude expérimentale regroupait des mesures ciblant la caractérisation du transport et le dépôt des particules durant l'injection dans l'espace et dans le temps.

On trouve une relation étroite entre la perméabilité et la rétention des particules qui sont inversement proportionnels tant dis que le potentiel spontané suit presque parfaitement l'évolution de la rétention le long de la colonne ce qui le rend un bon traceur de la présence d'argile dans le milieu poreux.

La signature électrique dans la zone de colmatage à l'entrée de la colonne donne une évolution complexe montrant trois phases (avant injection, pic d'injection, durant injection).

Cette précision est absente dans la courbe représentant la perméabilité du milieu. Ce qui renseigne sur la sensibilité des méthodes électriques dans la caractérisation d'un milieu poreux soumis a un écoulement chargé de particules. Le potentiel spontané (SP) peut être utilisé comme outil de diagnostic additionnel dans l'identification et la caractérisation des zones colmatées.

6. Bibliographie

[1]. Ahfir, N.-D. ; Wang, H.Q. ; Benamar, A. ; Alem, A. ; Massei, N. ; & Dupont, J.-P. (2007). Transport and deposition of suspended particles in saturated porous media : hydrodynamic effect. Hydrogeol. J. 15, 659-668.

[2]. Ahfir, N.-D. ; Benamar, A. ; Alem, A. & Wang, H.Q. (2009). Influence of internal structure and medium length on transport and deposition of suspended particles : A Laboratory Study : Transport in Porous Media, 76, 289-307

[3]. Bouziri, S (2007). Étude des mécanismes de déformation des argiles surconsolidées. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale Paris

[4]. Cumbie, D.H. & Mckay, L.D. (1999). Influence of diameter on particle transport in a fractured shale saprolite . Journal of Contaminant Hydrology. 37, 139-157.

[5]. Herzig, J. P. (1970) Étude de l'écoulement de suspension à travers les milieux poreux.

Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences de Nancy

[6]. Kretzschmar, R. ; Barmettler, K. ; Grolimund, D. ; Yan, Y. D. ; Borkovec, M. ; & Sticher, H. (1997). Experimental determination of colloid deposition rates and collision efficiencies in natural porous media. Water resour. Res. 33, 1129 –1137.

[7]. Lakshmi N. Reddi. ; Ming Xiao. ; Malay G. Hajra & and In Mo Lee (2005). Physical clogging of soil filters under constant flow rate versus constant head. Can. Geotech. J. 42, 804-811.

[8]. Tarog, I. (2000). Perméabilité et érosion interne des mélanges sable-argile. Contribution théorique et expérimentale, Thèse de Doctorat, INSA de Lyon

DETERMINATION OF WATER RETENTION CURVES OF A NONWOVEN POLYPROPYLENE GEOTEXTILE

AL-ANBAKI Usama [1], KÖNIG Dithard[1] & SCHANZ Tom[1]

usama.al-anbaki@rub.de

[1]*Chair for foundation engineering, soil and rock mechanics, Faculty of civil and enviromental engineering, Ruhr-Universität Bochum, Germany*

Abstract: *Nonwoven geotextiles are used in different geotechnical, geoenvironmental and civil engineering applications such as drainage, filtration, separation, protection, and reinforcement. They are placed above the water table (also known as the vadose zone) where soil and geotextiles are under unsaturated conditions. To understand the flow of water within the earthen systems containing geotextiles, it is important to study the unsaturated properties of the geotextiles. There exist different methods to determine the water retention curve for geotextiles. Two methods are used in this paper, hanging column test and capillary rise test. The test results were compared and good agreement was found between the two methods. The parameters for approximation of the water retention curve of the geotextile after Fredlund and Xing (1994) model were determined by inverse modeling. Both the experimental and modeling results were in close agreement.*

***Key-Words**:* Water retention curve; Geotextile; Capillary rise test; Hanging column method

1. Introduction

Nonwoven geotextiles are polymeric textile materials used often in different geotechnical, geoenvironmental and civil engineering applications such as to improve the performance of paved and unpaved roads, beneath railroad ballast, in landfill covers and liners, earth dams, embankments, and retaining walls for many purposes like drainage, filtration, separation, protection, and reinforcement [15](Koerner, 2005) in addition to other functions such as surfacing, solid barrier, container, tensioned membrane, tie, and absorber (Giroud, 1984). Nonwoven geotextiles or geocomposite drainage layers are used to be an alternative to the granular soil filters placed, in most cases, above the water table (also known as the vadose zone) where soil and geotextiles are under unsaturated conditions. To understand the flow of water within the earthen systems containing geotextiles, it is important to study the unsaturated properties of the nonwoven filter geotextile (Iryo and Rowe, 2003). Two methods are used in this paper to determine the water retention curve of the nonwoven geotextile, hanging column test and capillary rise test.

2. Background

Different techniques exist to measure the water retention curve for the nonwoven geotextiles. These techniques include (i) hanging column test described by Klute (1986) and ASTM 4751, as reported by Stormont et al. (1997), Stormont and Morris (2000), Morris (2000), Cartaud et al. (2005), McCartney et al. (2005), Park and Fleming (2006), Bouazza et al. (2006a, b, and c), and McCartney and Zornberg (2007), (ii) capillary rise test as published by Henry and Holtz (1997), Henry and Patton (1998), Morris (2000), Lafleur et al. (2000), Stormont and Ramos (2004), Krisdani et al. (2008), Nahlawi et al. (2008). These test procedures will be described in section 4. Further techniques are (iii) suction plate apparatus based on the hanging column test procedure reported by Ho (2000), and (iv) outflow capillary pressure cell tested by Knight and Kotha (2001), Bouazza et al. (2006a), Nahlawi et al. (2007). Using suction plate apparatus based on the hanging column test Lorentz et al. (1993), (iii) a specimen is placed on a porous ceramic plate and suction was applied through it. Suction was changed by adjusting the water level in water reservoir connected to the porous ceramic plate. Hydraulic equilibrium at each suction value is reached within 24 hours. Using the last method (iv), an air-dried specimen is placed on an air-dried ceramic porous stone with a burette attached. Both were first submerged then drainage from the specimen is initiated. A prescribed amount of water drains from the specimen by increasing air pressure, then at the hydraulic equilibrium of each saturation level, water

and air pressures are measured and suction is calculated (Iryo and Rowe 2003). A systematic comparison of these methods for validation has been started by Bouazza et al. (2006a). Further work on this point is needed.

3. Material

A non-woven needle-punched polypropylene geotextile, supplied by a local manufacturer, was used in the present study. It is part of the geocomposite drainage material called Enkadrain® ZB. Its average basic characteristics are presented in Table 1. Three specific gravity tests were performed and the average specific gravity of the geotextile equals to 0.91 g/cm^3 according to the ASTM 854.

Table 1. Geotextile characteristics (as given by the manufacturer)

Hydraulic properties	Average value	Minimum value
Apparent opening size, (μm) O_{90}	80	110 (max.)
Geotextile thickness, (mm) t	2.0	1.8
Mass per unit area, (g/m^2) M_A	200	190
Tensile strength, (kN/m) M_D	11	9.5
Water permeability, (mm/s) K_s	80	60

4. Equipments and Tests Procedures

4.1 Hanging column test

A hanging column cell was used in this study to determine the water retention function of the nonwoven geotextile. The salient features of the apparatus and the testing assembly are schematically shown in Figure 1. The cell can accommodate a sample of 60 mm diameter and maximum height of 20 mm. The cell consists of three layers built from Plexiglas. Three screws are joining the three parts to each other and the joints are sealed by O-rings. A high-flow ceramic porous stone (60 mm in diameter and 7.14 mm in thickness), having a saturated permeability, Ks, of 7.56×10^{-7} m/s with an air entry pressure value of 100 kPa, is seated on the lower part and has two connections for controlling the water pressure in the specimen. A 25 ml. burette acting as a constant head reservoir was connected by 8 mm tubing to the cell from the top and bottom.
Prior the test, the porous ceramic disk was saturated and flushed to remove the air bubbles and connected to the water reservoir in the burette. A geotextile specimen with diameter 60 mm (weighting between 0.5-0.7 g) was first saturated for 48 hours and then seated on the saturated porous ceramic disk. A stainless steel mass of 117 g containing holes, to allow the air to pass through, was placed above the geotextile specimen to achieve hydraulic contact between the geotextile specimen and the ceramic porous plate (Stormont et al., 1997). After saturating the geotextile sample, suction will be changed by lowering the water level in the burette in increments of 0.02 kPa until reaching the equilibrium in each step. In order to prevent any loss in the volumetric water content due to weighting the specimen on a balance, the volume of water coming out from the sample towards the burette was measured. As the mass of the water at initial state is known as well as the weight of the dry sample, volumetric water content (θ_w) can be computed by:

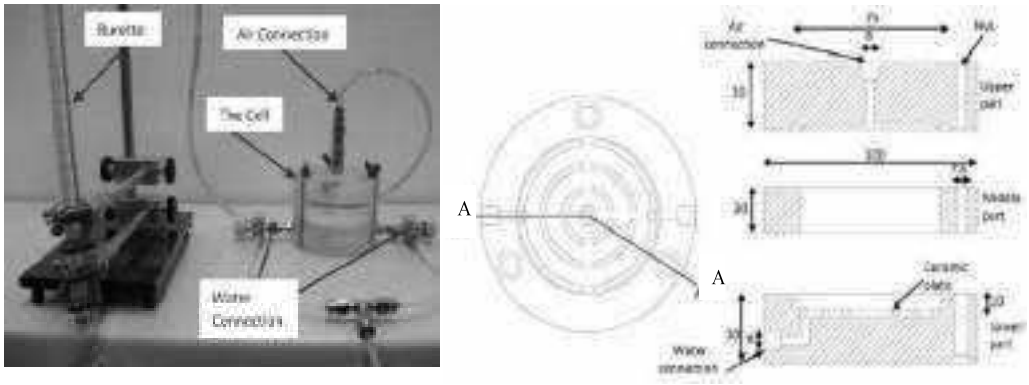
$$\theta_w = S_w n \tag{1}$$

where the porosity (n) and the degree of saturation (S_w) can be determined using the following equations, Koerner (2005):

$$n = 1 - \frac{M_A}{t\rho_f} \tag{2}$$

$$S_w = \frac{wM_A}{tn\rho_w} \tag{3}$$

where M_A is the mass per unit area, ρ_f is the fiber density, t is the sample thickness, w is the gravimetric water content, and ρ_w is the density of water.



a) over view b) section of the lower part c) section A-A

Figure 1 The Hanging Column Test apparatus

4.2 Capillary rise test

Figure 2 shows the setup for the capillary rise experimental cell. A 50 cm height Plexiglas cylinder with 39 cm diameter containing a holder to hang the geotextile specimen inside. The cell has a valve to apply water from bottom and a valve at top for air ventilating. 8 tightening nuts are used to lock the cell with a top and a bottom plate. A Geotextile specimen 440 mm long and 50 mm wide was used. About 20 mm of the sample length was submerged inside the water.

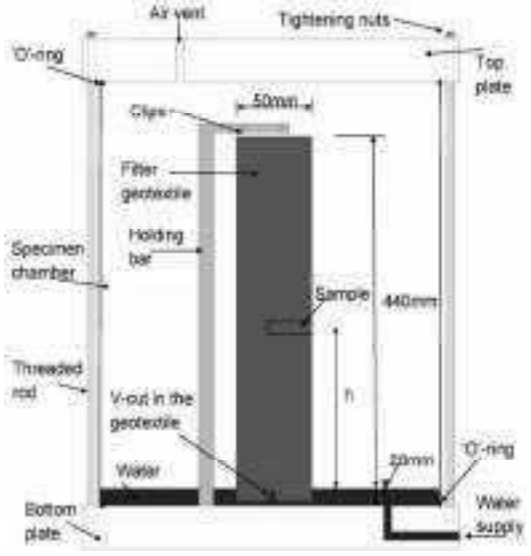


Figure 2. Schematic description of the Capillary Rise Test apparatus

The geotextile specimen was saturated before the test for 48 hours for the drying curve, while for the wetting curve an initially saturated and then oven-dried sample was used. The distribution of gravimetric water content of the geotextile over the height of the sample was measured at the end of each test. The geotextile specimens were cut into small strips (10 mm) and then placed in the oven to obtain the water contents. The drying and wetting water retention curves were obtained by plotting the volumetric water contents of each strip at different heights against the corresponding matric suctions determined from the elevation of the specimen above the water table from the equation:

$$\psi = h\rho_w g \quad (4)$$

where ψ is the matric suction, h is the elevation of the geotextile sample above the water level, and g is the gravitational acceleration.

5. Testing program

In the hanging column test, one sample has been tested to determine the water retention curve under drying condition. In the capillary rise test several tests have been performed under drying path. Within these tests the time duration from starting drying process to cutting the geotextile sample for determining the water content distribution was varied (1, 2, 3, 4, 10 days).

6. Experimental results

The drying path of water retention curve for nonwoven geotextile determined by the hanging column test is shown in Figure 3a, measured by the capillary rise test with one day duration is shown in Figure 3b.

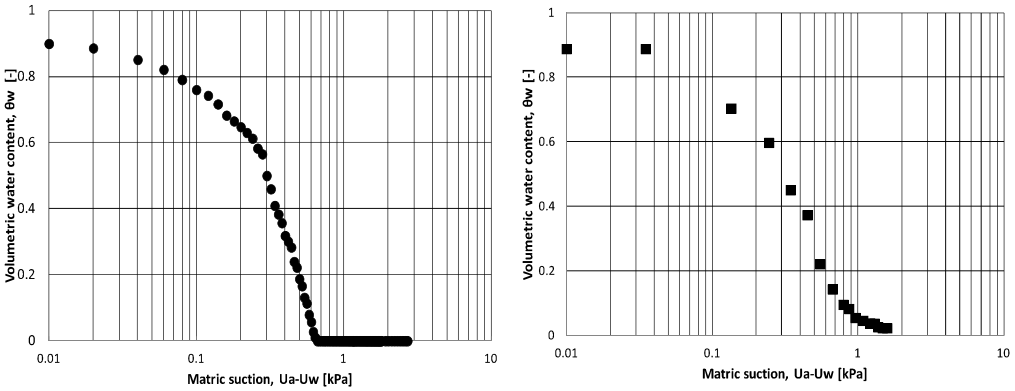
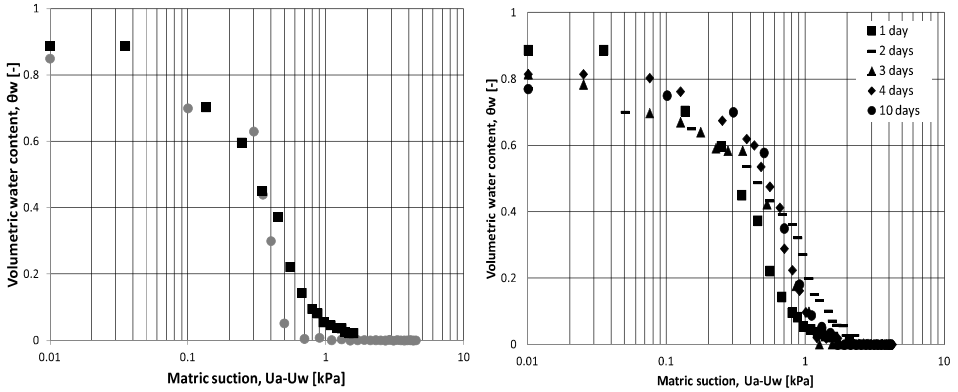


Figure 3. Nonwoven geotextile water-retention curve (drying path): (a) hanging column test; (b) capillary rise test

The water-retention curve describes the amount of water held by the porous material at given suction. Much of the water held in the largest pores of the geotextile can drain at very small suctions, explaining why there is a decrease in volumetric water content beyond the air entry value. The air entry value (AEV) of the nonwoven geotextile is about 0.1 kPa which is similar to the AEV of coarse sands about 0.5 kPa to 1 kPa (Fredlund and Rahardjo, 1993, Jury and Horton, 2004). The curve tends to level off at a residual volumetric water content value less than 10%.



(a) (b)

Figure 4. (a) comparison between two drying curves for 1 day test; (b) Drying characteristic curves with different time durations

It can be seen from the results, the geotextile water retention curve established from the hanging column method is in good agreement with the results measured by the capillary rise test.
In figure 4a the water retention curves are illustrated determined from two tests with a duration of one day. The curves are showing same characteristics within a small band width. Figure 4b demonstrates the results of capillary rise tests performed with different time durations. The water retention curves determined from the tests with different durations are located within a cognizable band width and show no systematic tendency. Comparing this bandwidth with the scattering of one day results, it is concluded that a duration of one day is sufficient to reach the equilibrium condition.

7. Parameterization of the experimental results

The test results for both methods were fitted using the relation of Fredlund and Xing (1994):

$$\theta(\psi) = C(\psi)\frac{\theta_s}{\left\{ln\left[e+\left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]\right\}^m} \quad (5.1)$$

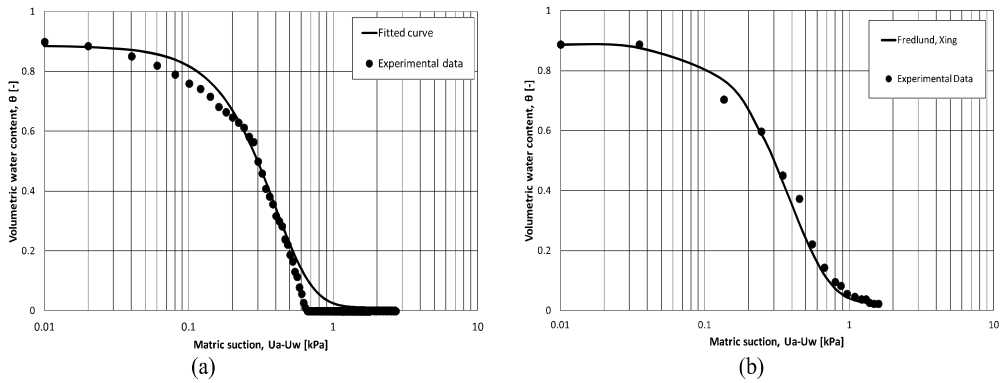
with correction factor $C(\psi)$

$$C(\psi) = 1 - \frac{ln\left(1+\frac{\psi}{\psi_r}\right)}{ln\left(1+\left(\frac{1000000}{\psi_r}\right)\right)} \quad (5.2)$$

where a, n, and m are the fitting parameters, θ and θ_s are the volumetric water content and the saturated volumetric water content, respectively, ψ is the suction, and ψ_r the suction relative to the residual volumetric water content θ_r, and e is the base of the natural logarithm.
Figure 5a shows the fitting curve compared to the measured data for the drying path from the hanging column test. Figure 5b shows the fitting curve for the results of the capillary rise test. The geotextile fitting parameters for both methods are presented in Table 3.

Table 3. Fredlund and Xing (1994) fitting parameters

Test	θs	θr	m	n	α
Hanging Column Tests (drying)	0.88	0.02	1.9	13	1.1
Capillary rise Test (drying)	0.88	0.03	1.8	13	1.05



(a) (b)

Figure 5. Geotextile water-retention curves fitting (drying path): (a) Hanging column test; (b) Capillary rise

There is a close agreement between the calculated water retention curve using the Fredlund and Xing (1994) equation and the measured water retention curve for both methods and the parameters gained are in the range found in the literature. The parameters for both curves are matching which shows that the capillary rise test is reliable to measure the water retention curve.

8. Conclusion

The aim of this paper is to invistigate the reliability of two methods to deteremine the water retention curve for nonwoven geotextile, hanging column method and capillary rise test. The tests results have shown accepted agreement between the hanging column test and capillary rice test. This indicates that the capillary rise test can provide reliable results to plot the water retention cure of the geotextiles. For capillary rise test, different time durations were selected in order to study the effect of the time on the duration needed to reach the equilibrium and it has been shown, that 24 hours are a sufficient time step. The air entry value of the nonwoven geotextile investigated in this study was in about 0.1 kPa. This value is consistent with those found in the literature.
The fitting parametres for the both methods using Fredlund and Xing (1994) equation was found to be in close agreement and thus the capillary rise test could be used as it is easy and needs less effort and time in comparision to the hanging column method.

9. Acknowledgements

The authors would like to thank Colbond® for providing the geotextile sample, their support is gratefully acknowledged.

10. References

[1] ASTM D854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

[2] ASTM D 4751. Standard Test Method for Capillary-Moisture Relationships for Fine-Textured Soils by Pressure-Membrane Apparatus. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

[3] Bouazza, A., Freund, M. and Nahlawi, H., (2006). Water retention of nonwoven polyester geotextiles. Polymer Testing, Elsevier Ltd., Vol. 25, pp. 1038–1043.

[4] Bouazza, A., Nahlawi, N., Kodikara, J. And Delage, P., (2006). Water retention curves of non woven polyester geotextiles, Unsaturated Soils, Geotechnical Special Publication NO. 147, ASCE Vol. 2, pp. 1651-1658.

[5] Bouazza, A., Zornberg, J.G., McCartney, J.S., Nahlawi, H., (2006). Significance of Unsaturated Behaviour of Geotextiles in Earthen Structures. Australian Geomechanics Vol41 No3 September 2006, pp. 133-142.

[6] Cartaud, F., Touze-Foltz, N. and Duval, Y., (2005). Experimental investigation of the influence of a geotextile beneath the geomembrane in a composite liner on leakage through a hole in the geomembrane. Geotextiles and Geomembranes, 23(2), pp. 117-143.

[7] Fredlund, D. L. and Rahardjo, H., (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. J. Wiley & Sons.

[8] Fredlund, D. G. & Xing, A., (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31, No. 4, pp. 521–532.

[9] Giroud, J.P. (1984). Geotextiles and geomembranes. Geotextiles and geomembranes. 1(1) pp. 5-40.

[10] Henry, K. S. and Holtz, R. D., (1997). Capillary rise of water in geotextiles. In: Proceedings of the 1997 International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils, Lulea, Sweden, 227-233.

[11] Henry, K.S. and Patton, S., (1998). "Measurement of the Contact Angle of Geotextile Fibers with Water", ASTM Geotechnical Testing Journal, 21(1), 11-17.

[12] Ho, A.F. (2000). Experimental and numerical investigation of infiltration ponding in one-dimensional sand-geotextile columns. M.Sc. Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.

[13] Iryo, T., and Rowe, R.K., (2003). On the hydraulic behaviour of unsaturated nonwoven geotextiles. Geotextiles and Geomembranes, 21(6), pp. 381-404.

[14] Jury, W.A. and Horton, R., (2004). Soil Physics. 6th Edition. John Wiley & Sons, NY, 370 p.

[15] Koerner, R.M., (2005). Designing With Geosynthetics. 5th Edition. Prentice Hall, NJ.

[16] Klute, A. (1986). Water retention: Laboratory methods, In A. Klute (ed.), Methods of soil analysis. Part 1. 2nd ed. Agron. Monogr. 9, ASA and SSSA, Madison, WI, p. 635–662.

[17] Knight, M.A. and Kotha, S.M., (2001). Measurement of geotextile-water characteristic curves using a controlled outflow capillary pressure cell. Geosynthetic International, 8(3), pp. 271-282.

[18] Krisdani, H., Rahardjo, H., and Leong, E. C., (2008). "Measurement of geotextile-water characteristic curve using capillary rise principle." Geosynthetics International, 15 (2), 86-94.

[19] Lafleur, J., Lebeau, M., Faure Y.-H., Savard Y. and Kehila, Y., (2000). Influence of matric suction on the drainage performance of polyester geotextiles. Proceedings 53rd Annual Conference of the Canadian Geotechnical Society: Geotechnical Engineering for the Urban Infrastructures, Montreal, Canada, pp. 1115-1122.

[20] Lorentz, S.A., DurnFord, D.S., and Corey, A., (1993). "Liquid Retention Measurement on Porous Media Using a Controlled Outflow Cell", Proceedings of American Society of Agronomy-Crop Science Society of America-Soil Science Society of America 1991 Annual meeting, Denver, Colorado, USA.

[21] McCartney, J.S., Kuhn, J.A. and Zornberg, J.G., (2005). Geosynthetic Drainage Layers in Contact with Unsaturated Soils. Proceedings 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), Osaka, Japan, September 12-17, pp. 2301-2305.

[22] McCartney, J. S. and Zornberg, J. G., (2007). Hydraulic Interaction between Geosynthetic Drainage Layers and Unsaturated Low Plasticity Clay. GeoDenver 2007, Denver, CO. February 18-21, 2007.

[23] Morris, C. E., (2000). "Unsaturated flow in nonwoven geotextiles." GeoEng (2000). An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Technomic Publishing, Inc., Lancaster, PA .

[24] Nahlawi, H, Bouazza, A. and Kodikara, J. (2007). Characterisation of geotextiles water retention using a modified capillary pressure cell. Geotextiles and Geomembranes 25, 186-193.

[25] Nahlawi, H., Kodikara, J.K. and Bouazza, A., (2008). 'Capillary rise in unsaturated nonwoven geotextiles', in Proceedings of the First Pan American Geosynthetics Conference and Exhibition, Eds. R.J. Bathurst and E.M. Palmeira, Industrial Fabrics Association Int., Minneapolis USA, pp. 281-289.

[26] Park K. D., and Fleming, I. R., (2006). Evaluation of a geosynthetic capillary barrier. Geotextiles and Geomembranes 24, 64-71.

[27] Stormont, J.C., Henry, K.S., Evans, T.M., (1997). Water retention functions of four nonwoven polypropylene geotextiles, Geosynth. Int. 4 (6) pp. 661–672.

[28] Stormont, J.C. and Morris, C.E., (2000). Characterization of unsaturated nonwoven geotextiles. Advances in unsaturated geotechnics, ASCE Geotechnical Special Publication No 99, pp. 153-164.

[29] Stormont, J. C., and Ramos, R. D., (2004) Characterization of a fiberglass geotextile for unsaturated in-plane water transport. ASTM Geotechnical Testing Journal , 27 (2), 214.

UNSATURATED HYDRAULIC FLOW THROUGH DUNE SAND COMPARISON OF SWCC DRYING AND WETTING PATHS

LAMARA Mohammed[1] & DERRICHE Zohra[2]

lrm3a_md@yahoo.fr

[1]*Laboratoire Cadre Bati et Environnement(LCBR), University of Jijel - Algeria*
[2]*Ecole Nationale des Travaux Publics, (ENTP) Kouba - Algeria*

Abstract : *Several geotechnical and geo-environmental problems involve water flow through unsaturated porous media. Modelling of unsaturated flow through soil is highly dependant on unsaturated hydraulic properties functions such soil water characteristic curve (SWCC) and hydraulic conductivity. Usually most studies treat the infiltration problem through dry soil, which is a wetting process, using parameters obtained from drying path. As it is known the drying and wetting path are different (hysteresis phenomena). Hence using drying path parameters instead of wetting ones may have significant effect on the infiltration process. In this study first the experiment results of unsaturated hydraulic properties for dune sand are presented along with Gardner fitting model. Than after vertical infiltration through a column of soil is modelled for different boundary conditions using drying and wetting path parameters.*

Key-Words*: dune sand, infiltration process; retention curve; drying; wetting.*

Résumé : *Plusieurs problèmes de la géotechnique impliquent l'écoulement de l'eau à travers les milieux poreux non saturés. La modélisation de l'écoulement non saturés à travers le sol dépend fortement des propriétés hydrauliques telles que la courbe caractéristique du sol-eau et la conductivité hydraulique. La plupart des études traitent le problème d'infiltration, qui est un processus de mouillage, on se basant sur les paramètres obtenus de chemin de dessiccation. Comme nous savons que les chemins de dessiccation et de mouillage sont différents (Phénomène d'hystérésis). Donc utilisant le chemin dessiccation au lieu celui de mouillage peut avoir des effets significatifs sur le processus d'infiltration. Dans cette étude, en premier lieu les résultats expérimentales relatives aux propriétés hydrauliques de sable de dune sont présentées avec le modèle de lissage de Gardner. Par la suite le processus d'infiltration verticale a travers une colonne de sol est modélisé pour différentes conditions aux limites utilisant les paramètres obtenus selon les chemins de dessiccation et mouillage.*

Mots-Clefs *: Sable de dune, processus d'infiltration, courbe de rétention, dessiccation, mouillage.*

1. Introduction

Modelling of unsaturated flow through porous media have been widely developed and adopted in soil science. Fundamental to the application of these models is the availability of unsaturated soil hydraulic properties, the soil water retention and the hydraulic conductivity functions. The flow of fluid through porous media is supposed to obey the classical Richards equation. This equation may be written in different forms leading each to different solutions of flow. It has been demonstrated that solutions based on the h-form (capillary pressure) suffers from mass balance problem. In order to remedy this, a mixed form has been used.

On the other hand the engineer must be aware that there are drying and wetting branches associated with the soil-water characteristic curve. This phenomenon is referred to as "hysteresis". For engineering problems where the variable of interest from the solution is highly dependent upon the unsaturated soil property function, it is necessary to determine a suitable drying curve and wetting curve. Frequently most studies treat the infiltration problems through dry soil, which is a wetting process, using the parameters obtained from drying path. This may have significant effects on the infiltration process.

Generally flow is governed by the classical Richard's equation. In absence of analytical solution, the numerical approaches based on finite differences and finite elements methods are often used. The

discretisation of flow equation leads to a set of nonlinear equations, a programming code is developed in order to carry out the simulation of unsaturated flow.

In this study first the experiment results of unsaturated hydraulic properties for dune sand are presented along with Gardner fitting model [5]. Than after a comparison between results of infiltration process based on the h_form and mixed forms is realised. Finally the effect of hysterics on the flow processes is studied. We can conclude even for a soil such dune sand with uniform pore size distribution and a narrow hysteresis loop the result are different and the drying path parameters overestimate the position of wetting front and water infiltration rate.

2. Discretisation of flow equations

The theory for vertical, transient, isothermal infiltration into unsaturated soil is assumed to obey the classical Richard's equation [1]. This equation, obtained by applying the mass conservative law and the Darcy flow law, may be written in several forms with either pressure head (h) or moisture content (θ) as dependant variables. The two classical standard forms of the Richards equation for one dimensional infiltration are:

h-form
$$c(h)\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(k(h)\frac{\partial h}{\partial z} - k(h) \right) \quad (1)$$

θ-form
$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D(\theta)\frac{\partial \theta}{\partial z} - k_w(\theta) \right) \quad (2)$$

Where h is the pressure head, k (h) is unsaturated hydraulic conductivity, c (h) is the moisture capacity, D(θ) the unsaturated diffusivity.

Many studies have been conducted on numerical solution of these forms of Richards equation, [7] [9], et [3]. Valid solution of these equations is difficult to obtain because of the strong nonlinearity between hydraulic properties k, c, D and variables h or θ. It has been shown that the numerical solutions based on h-form are associated with masse balance error. However the solutions based on θ-form are perfectly masse conservative, but it degenerates in fully saturated media. In order to use the benefits of the two forms Celia et al. [3] have proposed a new method known as mixed form. Mixed-form:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(k(h)\frac{\partial h}{\partial z} - k(h) \right) \quad (3)$$

In this study the solutions of Richards equation are based on the mixed form with lumped mass. The finite elements discretisation of the partial differential equation leads to a tridiagonal nonlinear equation of the form:

$$A_i^m.\delta h_{i-1}^{n+1,m+1} + B_i^m.\delta h_i^{n+1,m+1} + D_i^m.\delta h_{i+1}^{n+1,m+1} = R_i^m \quad (4)$$

Where $\delta h_i^{n+1,m+1} = h_i^{n+1,m+1} - h_i^{n+1,m}$

and the coefficients A_i^m B_i^m D_i^m and R_i^m are nonlinear function of the variable h and are expressed as follows:

$$A_i^m = -\frac{K_{i-1/2}^m}{(\Delta z)^2};$$

$$B_i^m = \frac{c_i^m}{\Delta t} + \frac{K_{i-1/2}^m}{(\Delta z)^2} + \frac{K_{i+1/2}^m}{(\Delta z)^2};$$

$$D_i^m = -\frac{K_{i+1/2}^m}{(\Delta z)^2};$$

$$R_i^m = \frac{k_{i-1/2}^m}{(\Delta z)^2}.(h_{i-1}^m - h_i^m) + \frac{k_{i+1/2}^m}{(\Delta z)^2}.(h_{i+1}^m - h_i^m) - \frac{k_{i+1/2}^m - k_{i-1/2}^m}{\Delta z} - \frac{\theta^{n+1,m} - \theta^n}{\Delta t} \equiv (R_i^{n+1,m})$$

The above discretisation form is implemented in a code **INF_NOSAT** written with FORTRAN language for unsaturated vertical flow simulation through a column of dune sand.

3. Hydraulique properties

The soil is dune sand from El Oued region (South of Algeria). From a geological point of view, the soil is classified in the Miocene formation, in which quartz represents about 90% of material. The specific density of the grains is about 2.65. The grain size distribution curve is shown in Figure 1. The soil is classified as poorly graded sand (USCS).

3.1. Soil water characteristic curve

The soil water characteristic curve (SWCC), which is the relationship between soil suction and some measure of the soil water content, defines the soil's ability to store and release water. It has been evidenced that the SWCC directly relates to the shear strength, volume change, and fluid flow characteristics of unsaturated soils and provides hence key information for the estimation of these soil properties. According to [8], the SWCC for different type of soils possesses, in general, a segmoidale shape. Several equations of empirical nature, Gardner [6], Brooks and Corey, [2], or formulas based on statistical models, van Genutchen [9], and Fredlund & Xing [4], have been proposed to describe the soil-water characteristic curve.

The soil-water characteristic curves for dune sand on drying and wetting paths are obtained using the pressure chamber (direct method) but for high suction range, the indirect method of desiccators with sulphuric acid is employed. The SWCC $\psi = f(\theta)$, for both drying and wetting paths are given in Figure (1). The shape of the curves is in general agreement with soil-water characteristic curves for sands. The soil loses the totality of its humidity about 80 % over a narrow suction range, extent from 3.16 kPa (pF =1.5) to 15.85 kPa (pF = 2.2), this can be attributed to the uniformity of pore size distribution within the soil.

Practically unsaturated soil studies require the SWCC to be continuous in order to be differentiated and integrated. Usually this is achieved by fitting a model to the experimental data. The Gardner model (1958) is used in this study with the equation for soil water characteristic curve and its derivative give the moisture capacity are:

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(1 + \alpha_{ga} h^{n_{ga}})} \quad (5)$$

$$c(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h} = \frac{\alpha_{ga} n_{ga} h^{n_{ga}-1}.(\theta_s - \theta_r)}{(1 + \alpha_{ga} h^{n_{ga}})^2} \quad (6)$$

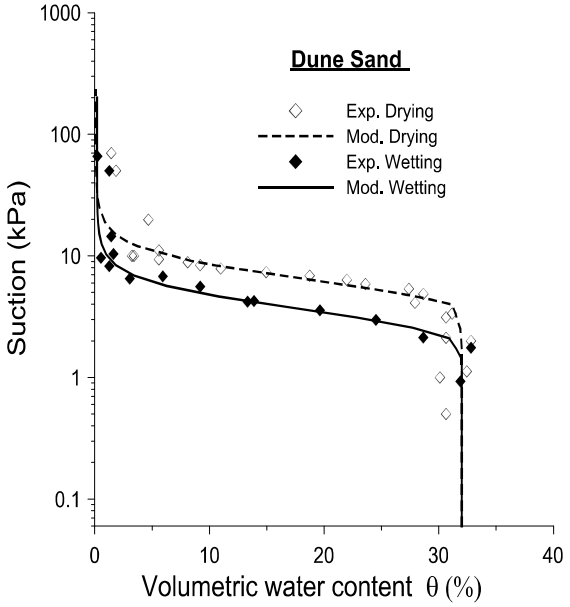


Figure 1. Soil water retention curves with Gardner fitting model

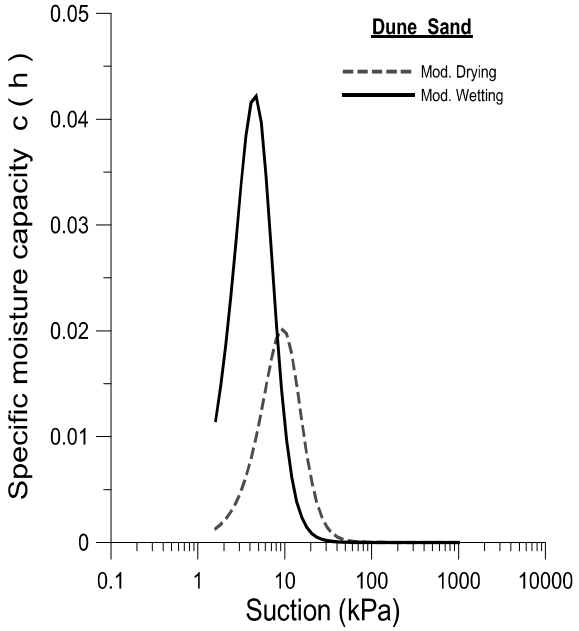


Figure 2. Specific moisture capacity for both drying and wetting paths

3.2. Hydraulic conductivity

For unsaturated soil conditions, the conductivity is not a constant as it is for saturated state, but depends significantly on the water content and on the configuration of the water in the soil pores. The wide range of the hydraulic conductivity has proven to be a major obstacle in analyzing seepage problems principally in view of its extremely high experimental costs.

Numerous statistically based models have been proposed to estimate the unsaturated soil conductivity function. These models express the fact that both the conductivity function and the soil water characteristic curve are primarily determined by the pore size distribution of the soil under consideration. The Gardner model for unsaturated conductivity is expressed as:

$$k(h) = \frac{k_s}{\left(1 + a_{ga} h^{m_{ga}}\right)} \tag{7}$$

Curves for unsaturated hydraulic conductivity, differ according to whether soil evolves in drying or wetting, presenting lower conductivity values on wetting path figure (3). At the soil saturated state the hydraulic conductivity is around 2.10^{-5} m/s, than after falls rapidly with suction increases, reaching, for a suction equals to 10 kPa, a value of $6.1\ 10^{-8}$ m/s on drying path, and $5.68\ 10^{-10}$ m/s on wetting path. For suction over 20 kPa the dune sand becomes practically impervious

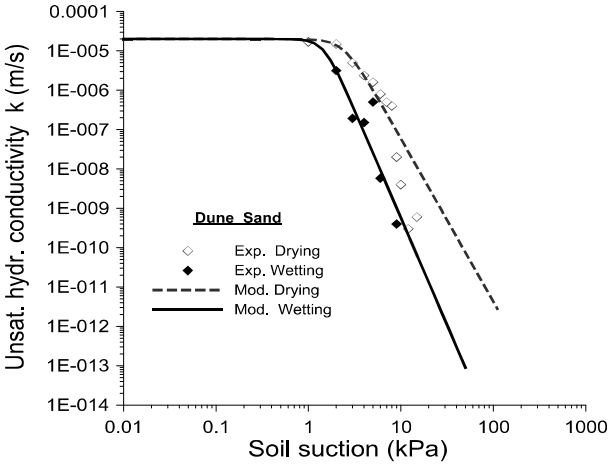


Figure 3. Unsaturated hydraulic conductivity on drying and wetting paths along with Gardner fitting model

4. Simulation of unsaturated flow

In this section a simulation of infiltration processes through a column of dune sand. The Gardner model is used for soil hydraulic properties. For boundary conditions a constant head is assumed at the top and the bottom of the soil column.

4.1. Comparison of different forms

The hydraulic profiles obtained by numerical simulation of infiltration processes based on h_form and mixed form are illustrated on figure (4a) and (4b) for drying and wetting paths respectively. The main conclusion

relative to these graphs is that, solutions based on h_form under estimate the infiltration depth compared to those obtained with mixed form. The difference is more important for dryer initial conditions.

These conclusions are well confirmed on figures (5) and (6), which illustrated the masse balance error for both methods on drying and wetting paths respectively. Again the h_form presents an important masse balance errors especially for dry soil. For initial suction h = 1000 kPa the masse balance error is around 90 %.

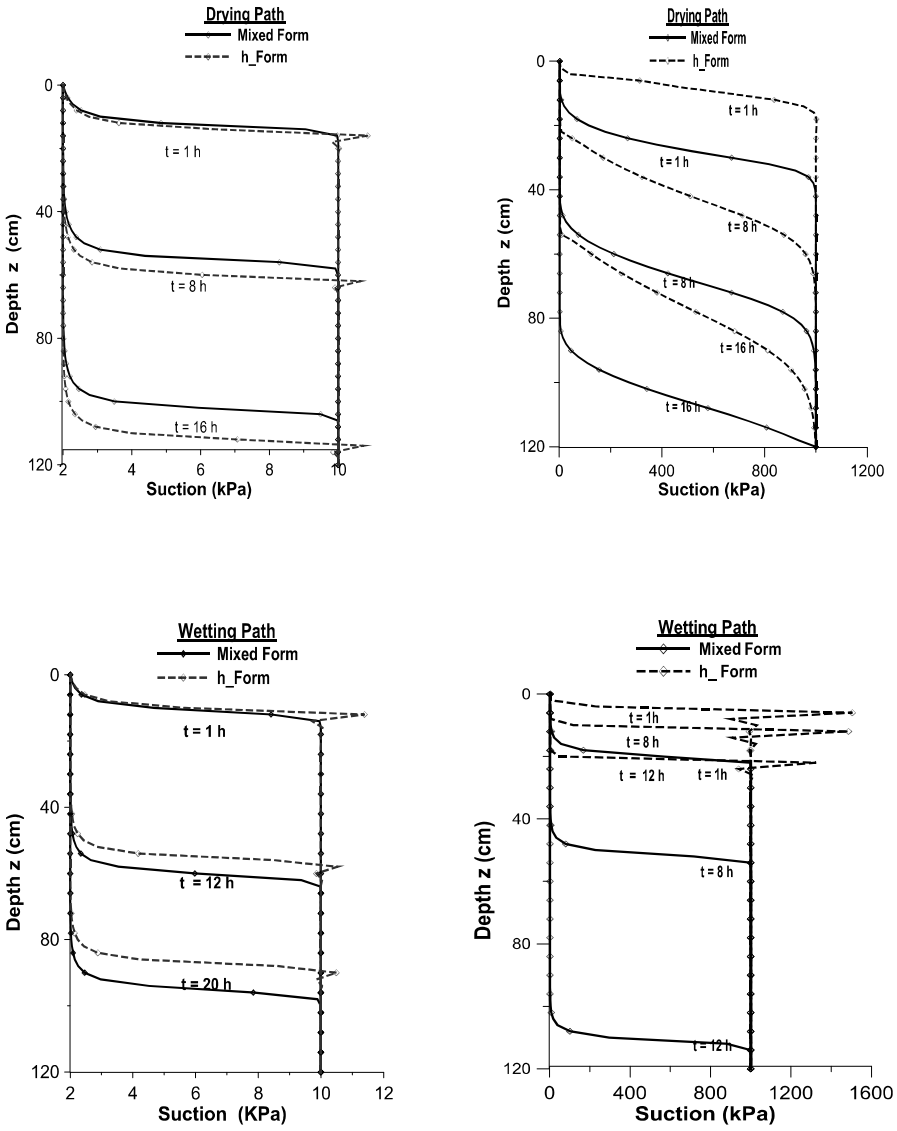


Figure 4. Hydraulic profiles obtained by different forms on Drying and Wetting paths

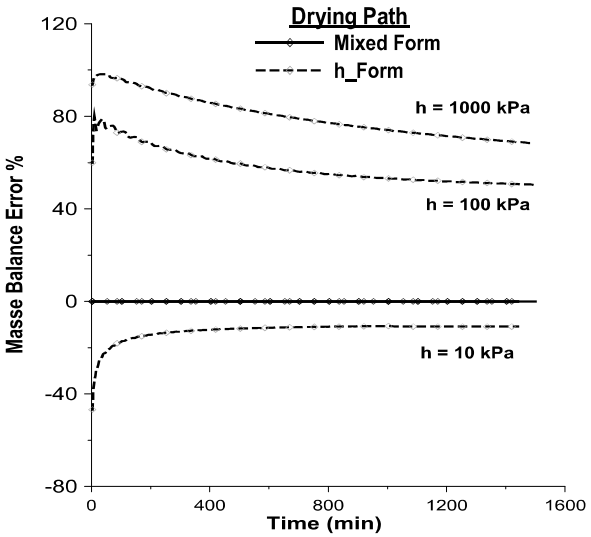


Figure 5. Masse balance error for drying path

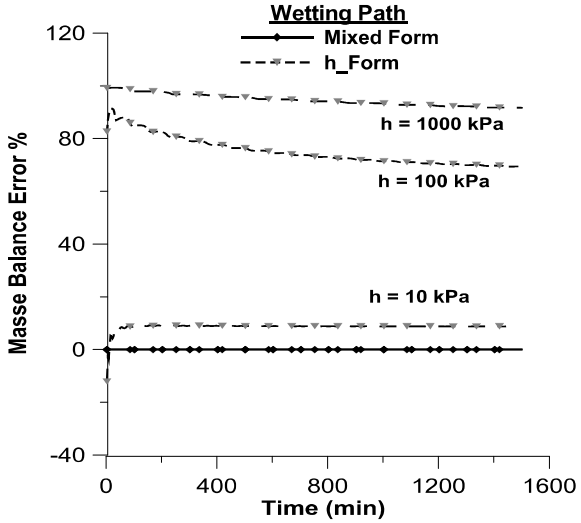


Figure 6. Masse balance error for wetting path

4.2. *Hysteresis effect*

The unsaturated hydraulic properties of soil are often obtained on drying path, probably due to the experimental procedures are less complicated in comparison of those used for wetting path. The infiltration of water into soil is clearly a wetting processes however most studies use the parameters of unsaturated hydraulic properties determined from drying path.

In order to asses the magnitude of error introduce in the numerical solution of infiltration problems when the hydraulic properties obtained on the drying path are used instead of those determined on the wetting path, numerical simulations are realised for flow through a column of dune sand with the code **INFL_NSAT**. Three initial conditions are considered are h = 10 (wet), 100 (semi-dry), 1000 kPa (dry).

The results of numerical simulation of the infiltration processes using the hydraulic properties for both paths are compared in order to show the effect of hysterias on unsaturated flow through soil Figures (4) and (5). It worth to point out that for both paths the solutions yield almost a perfect masse balance.

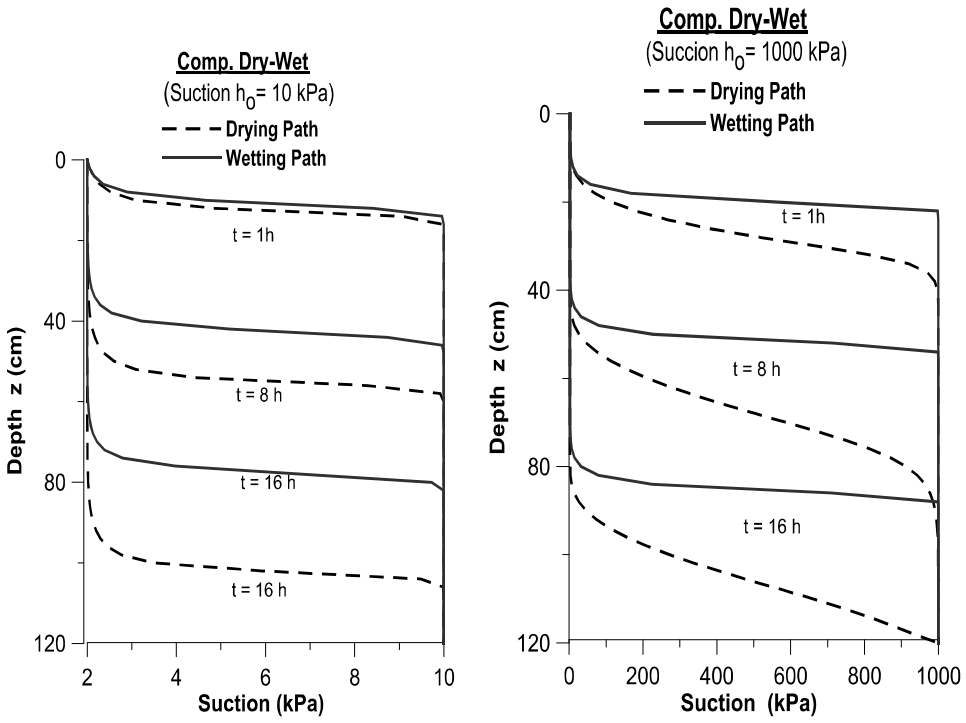


Figure 7. Comparison of suction profiles for drying and wetting paths

For the three initial conditions considered we can perceive that the use of hydraulic properties obtained along the drying path overestimate the infiltration depth and the position of wetting front. This is evident due to the

fact for the state of soil at particular water content (suction) inflowing water in the soil is much difficult than draining it out.

These results put forward the question on the merit of the classical approach which uses the unsaturated hydraulic properties of soil obtained on the drying path for simulation infiltration processes trough soil which is clearly a wetting path and highlight the importance of hysteresis effect on unsaturated flow through soil.

Figures (6) and (7) illustrate the rate of water and the cumulative water volume obtained by the solutions for both paths (drying and wetting). Again we can see that the inflow of water rate and the cumulative water volume for drying path are more important than those obtained for wetting path, this seems evident, in that entering water in a dry soil is more difficult than draining it out.

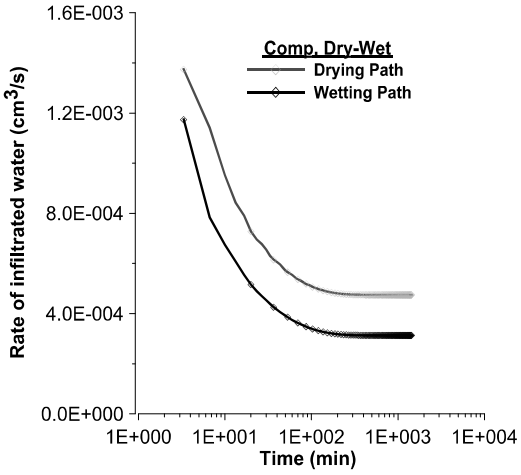


Figure 8. Infiltrated rate of water in the soil.

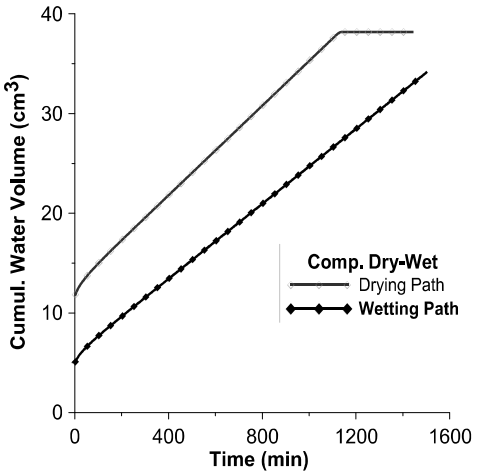


Figure 9. Cumulative volume of water

5. Conclusion

The problem of unsaturated flow through porous media is strongly nonlinear, this study shows that the suction profiles and wetting front location are influenced by many aspects such the form of flow equation adopted, the unsaturated hydraulic properties model, and hysteresis phenomena. Theses kind of problems which seems simples in the first sight, they are inherent of a strong nonlinearity and complexity. So it is very important to obtain the adequate parameters for studying the flow problems through unsaturated soil. We can conclude, on the base of this comparison, that the mixed form associate to the concept of mass lumping is the appropriate methodology for handling flow throughout unsaturated soils.

6. Bibliographie

[1] J. Bear, " *Dynamics of fluids in porous media*", American Elseiver , New York Brookes 1979.

[2] R. H., Corey C. T., " *Hydraulic properties of porous media,*" Hydrology. Paper N° 3. Colorado State Univ., Fort Collins C , 1964.

[3] M. A. Celia, E. T Bouloutas. and R. L Zarba, "*A General Mass Conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation,*" Water Resources Research Vol. 26 No. 7 pp. 1483-1496,1990.

[4] D.G. Fredlund, and A. Xing, " *Equation for the soil-water characteristic curve,*" Canadian Geotechnical Journal, **31**: 521-532, 1994.

[5] Gardner, W.R. (" *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table,*" Soil Science., 85(4): 228-232. 1958.

[6] R. Haverkamp, A. M. Vauclin , J. Tauma, P. J. Wierenga, and A. G. Vaachaud "*A comparison of numerical solution models for one dimensional infiltration,*" Soil Sciences Society Amer. Journal 41 PP. 285-294. 1977

[7] E. C. Leong, and H. Rahardjo, " *Permeability functions for unsaturated soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*", **123(12)**: 1106–1117, 1997.

[8] M. T. van Genutchen, "*A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*". Soil Science Society of America Journal, 44: 892-898. 1980.

[9] M.T. van Genutchen, F. J. Leij, " *On estimating the hydraulic properties of unsaturated soils*". In Proceeding of international workshop on Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils. University of California, Riverside, CA. pp. 1-14, 1992.

UNE NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE À PARTIR DU FRONT D'HUMIDIFICATION

ZADJAOUI Abdeldjalil[1]

a.zadjaoui@gmail.com

[1]*Laboratoire RISAM, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, Algérie*

Résumé : *L'infiltration de l'eau dans les sols constitue une composante majeure du cycle de l'eau. La connaissance des mécanismes régissant les flux d'infiltration permet d'estimer les propriétés hydrodynamiques du sol. Parmi celle-ci, la conductivité hydraulique représente un paramètre fondamental dans les transferts hydriques dont l'estimation trouve de nombreuses applications dans le domaine de génie civil et génie de l'environnement* [10].
Dans ce contexte le présent article a pour but d'estimer la perméabilité à saturation du sol par l'application de la loi de darcy en déterminant d'une part la profondeur du front d'humidification à partir des profils hydriques, et d'autre part la vitesse d'infiltration à un instant donné à partir de la courbe d'infiltration. Cependant, les résultats révèlent que les valeurs de coefficient de perméabilité calculé K_{sc} représentent une excellente estimation du coefficient de perméabilité mesuré K_{sm}.

Mots-Clefs *: Infiltration, front d'humidification, profil hydrique, perméabilité.*

Abstract *: The infiltration of water in the soil is a major component of the water cycle. Knowledge of the mechanisms governing the flow of infiltration to estimate the hydrodynamic properties of the soil. Among the latter, the hydraulic conductivity is a fundamental parameter in water transfers that the estimate has many applications in the field of civil and environmental engineering [10]. In this context this article aims to estimate the saturated permeability of the soil by applying Darcy's law by determining the one hand the depth of the wetting front from the water content profiles, and other from the rate of infiltration at a given instant from the infiltration curve. However, the results show that the values of permeability coefficient calculated K_{sc} represent an excellent estimate of the permeability coefficient measured K_{sm}.*

Key-Words*: Infiltration, front humidification, water content profile, permeability.*

1. Introduction

Les mesures de conductivité hydraulique réalisées au laboratoire tendent à sous-estimer la valeur de la perméabilité car la taille des échantillons est généralement insuffisante pour contenir un réseau poral totalement représentatif de la formation en place. De plus, le mode de prélèvement des échantillons présente un risque non négligeable de modification de la structure du sol par compaction. Dans ce contexte, le calcul de la perméabilité par la technique de connaissance du front d'humidification « z_f » s'avère une approche très importante.
Au cours d'une infiltration verticale dans un sol initialement non saturé, la propagation de l'humidité se fait par perméation et par diffusion. Le phénomène de diffusion est d'autant plus important dans le sol que les forces capillaires sont élevées. La charge hydraulique imposée à la surface du sol n'est plus dans ce cas le seul moteur de l'écoulement. La distribution de l'humidité dans le sol à un instant donné constitue ce qu'on appelle le profil hydrique. La connaissance de l'état hydrique d'un sol est essentielle pour l'interprétation et l'analyse d'essais d'infiltration dans un sol non saturé.
Après la présentation des résultats d'essais d'infiltration réalisés sur une colonne de sol non saturé en terme des distributions spatio-temporelles des teneurs en eau au cours de l'infiltration, on procède à une exploitation dans le but d'estimer la perméabilité à saturation.

2. Description des essais

Quatre essais d'infiltration verticale on été réalisés sur quatre colonnes de sol (Argile de Chétouane en Algérie) sous charge hydraulique constante : 50, 100, 120 et 150 cm d'eau. Afin d'alléger la présentation, nous dénommerons par la suite l'infiltration sous les charges hydraulique 50, 100, 120 et 150 cm d'eau, respectivement, par I50, I100, I120 et I150. Afin que les résultats de ces essais puissent être comparés, les quatre colonnes de sol on été préparées selon le même mode opératoire décrit par [6] et utilisé [7].
Les conditions initiales et finales de chaque essai sont rassemblées dans les tableaux suivants:

Tableau 1: Conditions de l'essai I_{50}

Essai	h_0(cm)	w(%)	γ_d/γ_w	θ (%)	pF	Sr(%)	K_{sm} (m/s)
Conditions initiales	+50	13.41	1.53	19.55	4.56	49.29	----------
Conditions finales	+50	25.85	1.53	37.7	1.74	92.23	$1.17.10^{-7}$

Tableau 2: Conditions de l'essai I_{100}

Essai	h_0(cm)	w(%)	γ_d/γ_w	θ (%)	pF	Sr(%)	K_{sm} (m/s)
Conditions initiales	+100	13,65	1,53	19,9	4,44	50,18	---------
Conditions finales	+100	26,89	1,53	39,2	1,73	96,80	$1,21.10^{-7}$

Tableau 3: Conditions de l'essai I_{120}

Essai	h_0(cm)	w(%)	γ_d/γ_w	θ (%)	pF	K_{sm} (m/s)
Conditions initiales	+120	13,83	1,55	20,18	4,29	--------
Conditions finales	+120	26,64	1,55	38,84	1.72	$1,19.10^{-7}$

Tableau 4: Conditions de l'essai I_{150}

Essai	h_0	w(%)	γ_d/γ_w	θ (%)	pF	Sr(%)	K_{sm}(m/s)
Conditions initiales	+150	13,92	1,53	20,29	4,38	51,17	----------
Conditions finales	+150	26,73	1,53	38,98	1,71	95.43	$1,28.10^{-7}$

3. Détermination de K_{sc} d'après la connaissance de z_f

Si au cours d'une infiltration verticale dans une colonne de sol sous charge hydraulique constante h_0, on admet que (Didier et al., 1996):

- Le front d'humidification est un plan net, séparant une zone uniformément mouillée (zone de transmission de profondeur z_f) d'une zone à la teneur en eau initiale du sol (non mouillée);
- La pression effective h_f (grandeur négative) au niveau de ce front reste constante quelque soit le temps et la position; alors, l'application de la loi de Dary permet d'écrire:

$$v(t) = \frac{dI}{dt} = K_{sc}\frac{h_0 + z_f - h_f}{z_f} \qquad (1)$$

v : étant la vitesse d'infiltration;

I : étant l'infiltration cumulée au temps t.

A un instant (t) donné de l'infiltration, le coefficient de perméabilité est donné par :

$$K_{sc} = \frac{z_f}{h_0 + z_f - h_f} v(t) \quad (2)$$

L'équation (2) permet donc d'évaluer le coefficient de perméabilité K_{sc} du sol si les paramètres h_f et z_f sont connus. Si nous supposons h_f négligeable au cours de l'infiltration, le coefficient de perméabilité K_{sc} peut être estimé en tout instant de l'infiltration par la relation suivante:

$$K_{sc} = \frac{z_f(t)}{h_0 + z_f(t)} v(t) \quad (3)$$

Il est évident, d'après l'équation (3) que les relations $z_f(t)$ et v(t) permet d'estimer le coefficient de perméabilité K_{sc} du sol à chaque instant de l'infiltration.

Nous sommes proposés alors d'évaluer le coefficient de perméabilité K_{sm} lors des essais d'infiltration I_{50}, I_{100}, I_{120} et I_{150} par l'application de l'expression (3) afin de les comparer à la valeur mesurée.

4. Comparaison entre le coefficient de perméabilité mesuré et calculé

Nous désignons par K_{sm} le coefficient de perméabilité mesuré dans les quatre colonnes de sol. A un instant t_1 donné de l'infiltration correspond une vitesse d'infiltration $v(t_1)$ et une profondeur $z_f(t_1)$. Dans ce cas, le coefficient de perméabilité calculé, appelé K_{sc}, est donné par:

$$K_{sc} = \frac{z_f(t_1)}{h_0 + z_f(t_1)} V(t_1) \quad (4)$$

Les résultats obtenus lors des essais d'infiltration I_{50}, I_{100}, I_{120} et I_{150} ([7] et [12]), nous permettent, on utilisant l'expression (4) de calculer les valeurs de K_{sc} à différents temps de chaque essais d'infiltration.

L'évolution du rapport K_{sc}/K_{sm} avec la profondeur du front d'humidification z_f ou par le temps cumulé pour les différents essais d'infiltration est représentée dans les figures suivantes:

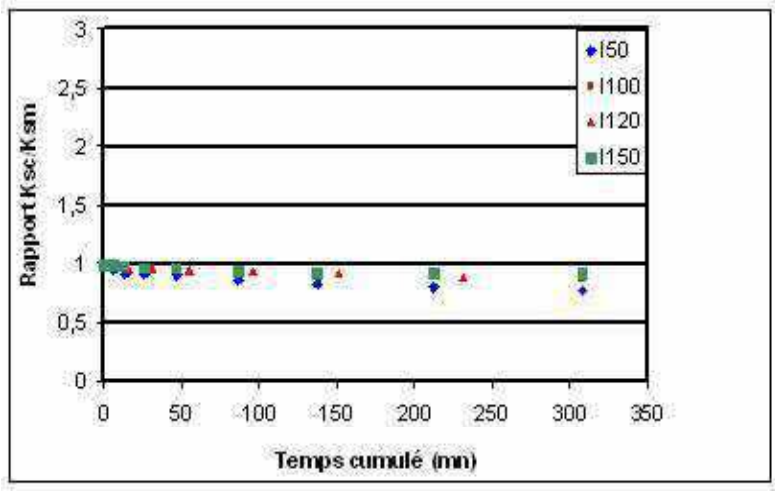


Figure 1: Evolution du rapport K_{sc}/K_{sm} le temps (t).

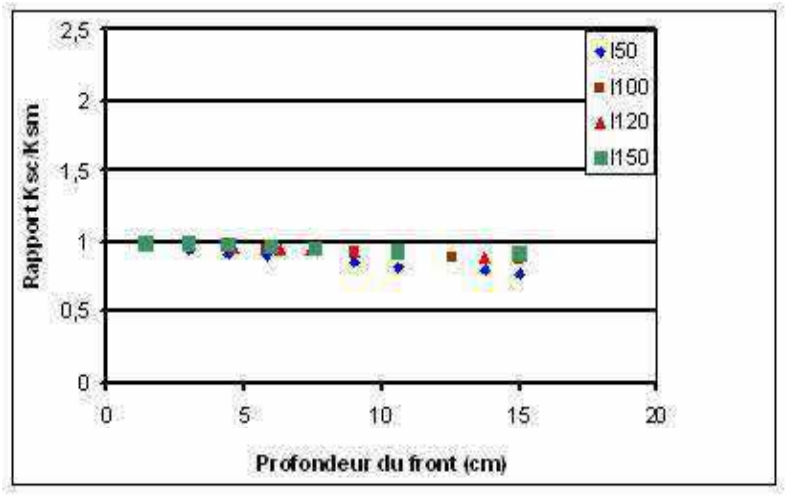


Figure 2: Evolution du rapport K_{sc}/K_{sm} avec la profondeur du front (z_f).

On peut constater que ce rapport est compris entre 0,5 et 1,5 et qu 'il s'approche pratiquement de 1. Ce résultat révèle d'une part que les valeurs K_{sc} calculées représentent une excellente estimation du coefficient de perméabilité mesuré du sol, et d'autre part la validité de l'hypothèse simplificatrice de $h_f = 0$ lorsque la charge hydraulique imposée à la surface du sol est élevée.
La représentation de l'évaluation en fonction du temps, de K_{sc}/K_{sm} montre que ce rapport est pratiquement constant pendant toute la durée de l'infiltration. Cependant, nous constatons qu'une bonne estimation du coefficient de perméabilité mesuré est obtenue dés les premières heures de l'infiltration (ou dés l'obtention des premiers profils hydriques), c'est à dire avant que le régime d'écoulement permanent soit atteint.
Les valeurs calculées K_{sc} à différent temps sont comparées au coefficient de perméabilité K_{sm} mesuré en représentant le rapport K_{sc}/K_{sm} en fonction de la profondeur du front z_f on peut constater que, dans l'intervalle de z_f déterminé, les valeurs de K_{sc} donne une bonne estimation de coefficient de perméabilité du sol mesuré, puisque le rapport K_{sc}/K_{sm} s'approche pratiquement de l'unité 1.

5. Conclusion

La méthode de mesure de la perméabilité à saturation, basée sur la connaissance de la profondeur du front d'humidification et de la vitesse d'infiltration à un instant donné de l'écoulement, a montré, en utilisant la loi de Darcy, qu'on obtient une excellente estimation du coefficient de perméabilité du sol dés l'obtention des premiers profils hydriques. Cette méthode constitue en faite une bonne approche pour l'estimation de ce paramètre à condition qu'on dispose des résultats d'essais d'infiltration et des profils hydriques.

6. Bibliographie

[1] Abdallah A. (novembre, 1998), *Etude et modélisation des phénomènes de transfert hydrique dans les sols non saturés.* Laboratoire de geomécanique. E.N.S.G-I.N.P.L.

[2] Amraoui N.(1996), *Etude de l'infiltration dans les sols non saturés,* Thèse de doctorat I.N.P.L, Ecole nationale supérieure de géologie de Nancy (France).325p.

[3] Cazoux D. (1998), *Mesure et contrôle in-situ de la perméabilité des matériaux utilises dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement état de l'art et de développement.* Thèse de doctorat, l'institut national des sciences appliquées de Lyon.

[4] Delage P. & Yu-Jun Cui. (1999), *L'eau dans les sols non saturés.* Techniques de l'ingénieur, École nationale des ponts et chaussées, (CERMES), Doc.C301

[5] Derfouf M.F. & Bouhmidi Z. (2001), *contribution à l'étude du transfère hydrique dans les sols saturés,* projet de fin d'étude, département de génie civil faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[6] Didier G. et Norotte V., Bentoumi O., Alimi-Ichola I et Cazeaux D. (1996), *Protocole opératoire de mesure de la perméabilité en laboratoire- Cas des sols fins non saturés.* Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire Géotechnique, 274p.

[7] Ghennane B. et Makkaoui A. (2002), *Etude expérimentale et simulation numérique des écoulement dans un sol non saturé,* projet defin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[8] Philip J. R. (1957-a), *The theory of infiltration: 1. the infiltration equation and its solution*. Soil Sci., Vol. 83, pp.345-357.

[9] Philip J. R. (1957-b), *The theory of infiltration : 2. the profile infinity*. Soil Sci., Vol. 83, pp.435-448.

[10] Velly.N. (2000), *Etude des méthodes d'interprétation des essais d'infiltration in situ dans les sols non satures*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées en Géologie de l'Ingénieur, Paris, 203p.

[11] Visser W. C. (1966), *Progress in the Knowledge about the effect of soil moisture content on plant production*. Inst. Land. Water Management, Wagenieng, Netherland, Tech, Bull. 45.

[12] Zadjaoui A. (2009), *Etude du transfert hydrique dans les sols non saturés : échange sol – atmosphère. Thèse de doctorat en Sciences. Université de Tlemcen. Algérie.*

EVOLUTION DE LA PERMEABILITE DES MATERIAUX GRANULAIRES A L'ECRASEMENT

MELBOUCI Bachir[1, 2,] & SEDDIK Rezika[1]

bmelbouci@yahoo.fr

[1]*Laboratoire Géo Matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Algérie*

[2]*Faculté de génie de la construction,Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, UMMTO, Algerie*

Résumé : *La perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes pour la conception des projets géotechniques. Elle présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats des mesures.*
Dans cette étude, nous explorons la possibilité de mettre en relation la perméabilité et les autres propriétés des sols saturés et non saturés facilement mesurables qui sont aussi fonction de la structure interne du milieu poreux telles que la porosité et la taille des grains. Ce travail consiste à comparer l'évolution de la perméabilité de trois matériaux aux différents essais oedométriques, Proctor et boite de Cisaillement. Ce qui nous a permis de mettre en évidence l'influence de phénomène d'écrasement des grains d'un sol sur sa perméabilité. Nous tenterons de lier la perméabilité à ces différents paramètres notamment l'écrasement des grains tout en sachant que celle-ci est liée à la granulométrie par la relation du type $k = \alpha p^{\beta}$.

Mots-Clefs *: Perméabilité, granulométrie, essai d'écrasement, degré de saturation, matériaux locaux.*

Abstract: *Permeability is one of the most important properties for design of geotechnical projects. It has variability in space and time, which makes it very difficult the interpretation of measurement results.*
In this study, we explore the possibility to relate the permeability to other properties of saturated and unsaturated soil, easily measurable, function of the internal structure of the porous medium such as porosity and grain size. This work compares the evolution of the permeability of three different materials to oedometer tests, Proctor and shear box. This allowed us to highlight the influence of grain crushing phenomenon on soil permeability. We will try to link the permeability to these various parameters specially the grain crushing knowing that it is related to particle size by the relation of the type $k = \alpha p.^{\beta}$

Key-Words: *Permeability, grain size, crushing test, degree of saturation, local materials.*

1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est influencée par l'écoulement d'eau dans les sols. Cette eau peut exister sous différentes formes : l'eau de construction, l'eau adsorbée, l'eau capillaire et l'eau libre ou de gravité, qui remplit les pores et les vides, peut s'écouler librement dans un volume donné de sol saturé. Ce sont essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent l'ingénieur de génie civil. Le sol est en général stratifié sous forme de couches supposées horizontales, le souci de la simplicité de l'étude pousse l'ingénieur à définir un terrain homogène équivalent. Les mesures in situ ou en laboratoire pour la détermination des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. Cette étude expérimentale a été consacrée à l'identification des matériaux utilisés à savoir le grés, le calcaire et le granit, la détermination de la perméabilité avec des perméamètres à charge constante avant est après l'écrasement, et à comparer l'évolution de la perméabilité de ces trois matériaux aux différents essais effectués à savoir l'essai oedométrique, l'essai Proctor et l'essai à la boite de cisaillement. Ce qui nous a permis de mettre en évidence l'influence du phénomène d'écrasement des grains d'un sol sur sa perméabilité.

2. Facteurs affectant la perméabilité

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. Ainsi, la perméabilité d'un milieu dépend :

- du volume des pores (fonction de la densité du degré de saturation)
- de la distribution de la taille des pores (structure interne des pores)

Les différents paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- ✓ Composition : minéralogie [1], distribution de la taille des pores [2], etc.
- ✓ Environnemental : structure, compactage [3], saturation [4], etc.
- ✓ Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité [5] : méthode d'essais, condition d'essais, etc.

Le coefficient de perméabilité dépend principalement de la taille moyenne des pores, qui alternativement liée à la distribution des tailles de grain, de la forme de grain et de la structure du sol [4] et [6]. Quand les particules sont lisses et sphériques, elles permettent un écoulement plus facile et elles augmentent la perméabilité. Réciproquement, les particules de forme irrégulière créent de plus longs chemins d'écoulement pour que le fluide les traverse, elles réduisent donc la perméabilité. Généralement, les particules à surface rugueuse produisent une plus grande résistance de friction au flux de fluide, de ce fait réduisent la perméabilité [7]. La composition minérale affecte la perméabilité des argiles, mais a peu d'effet sur les sols granulaires. Dans les sols partiellement saturés, les pores du sol contenant des vides piégés ne participent pas complètement à l'écoulement du fluide, et la section effective à travers laquelle l'écoulement s'effectue se trouve réduite. Ainsi, la perméabilité maximale possible est celle de l'échantillon complètement saturé. Elle est en fonction du degré de saturation, mais la forme exacte de la relation ne peut être généralisée, et peut varier selon la structure interne du sol.

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement en fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique (La courbe porosimétrique caractérise la distribution des dimensions des pores dans le sol). Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé être constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation.

3. Identification des matériaux utilisés

Nous nous intéresserons essentiellement aux grains des matériaux locaux tels que le grès, le granite et le calcaire puisque La région de Tizi-Ouzou dispose de plusieurs gisements de ces matériaux utilisés situés en surface, ce qui rend leur exploitation facile et à moindre coût. Les blocs du grès, calcaire et granit ont été concassés pour former des grains de classe (0/25), et des particules fines de dimension < 0.125mm), qui seront utilisées dans les différents essais.
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 1 suivant :

Tableau 1 : Caractéristiques granulométriques des trois matériaux locaux

Matériau	Diamètre efficace (mm)			Coefficient d'uniformité Cu	Coefficient de courbure Cc	Interprétation
	D_{10}	D_{30}	D_{60}			
Granit	0,87	3	10	11,49	1,03	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée
Grés	0,75	2,8	10	13,33	1,05	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée

Calcaire	0,8	3,1	10	12,5	1,20	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée

Les différentes caractéristiques d'identification obtenues pour chaque matériau sont représentées dans le tableau 2.

Tableau 2 : Caractéristiques physiques des matériaux étudiés

Caract. Phys. / Matériaux	γ_s (g/cm^3)	γ_h (g/cm^3)	γ_d (g/cm^3)	w (%)	e (%)	n (%)
Granit	2.67	2.43	1.78	5.72	14.68	12.80
Grés	2.536	2.30	1.753	4.31	43.98	30.54
Calcaire	2.698	2.48	1.67	4.53	10.34	9.37

Les différents résultats obtenus pour l'essai d'équivalent de sable et des limites d'Atterberg pour chaque matériau sont regroupés dans le tableau 3.

Tableau 3 : Equivalent de sable et l'indice de plasticité des matériaux utilisés

Matériau	ES (%)	IP (%)	Interprétation
Granit	61,2	/	l'équivalent de sable est ES ≤ 70 donc on a un sol propre non plastique
Grés	45,8	/	l'équivalent de sable est ES ≥ 40 donc on a un sol propre non plastique avec une présence des traces d'argiles
Calcaire	35	8	l'équivalente de sable est ES ≤ 40 donc on a un sol peu plastique

3.1 Phénomène d'écrasement des grains

Le comportement mécanique d'un ensemble de grains est notablement influencé par leur écrasement et leur rupture. Cet écrasement des grains est caractérisé par :
*La diminution de la taille des grains et l'augmentation du pourcentage des particules fines.
*L'augmentation de l'étalement granulométrique.
*La modification de la forme et l'état de la surface des grains.
Cette modification des propriétés physiques et mécaniques est accompagnée d'une évolution des propriétés rhéologiques du milieu granulaire [8]. Elle est constatée pour tous les essais et en particulier pour les essais Proctor, œdométrique et de cisaillement. Les courbes granulométriques obtenues après essais de laboratoire

sont étalées par rapport aux courbes granulométriques initiales. Le taux d'écrasement des grains dans les sols granulaires est alors évalué en comparant les courbes granulométriques avant et après chaque essai de laboratoire [9]. L'augmentation du pourcentage des fines ou de l'aire comprise entre les courbes granulométriques avant et après l'essai peut être considérée comme une mesure de l'importance de l'écrasement [10]. Pour quantifier l'écrasement des grains, Plusieurs auteurs ont proposé des paramètres, obtenus par des méthodes empiriques basées sur la mesure des changements de taille des grains après écrasement. Lade et Yamamuro en 1996 [11], ont déterminé le paramètre B_{10} caractérisant l'écrasement des grains par la formule suivante :

$$B_{10} = 1 - \left(\frac{D_{10f}}{D_{10i}} \right)$$

D_{10i} : C'est le diamètre à travers lequel on a 10% du tamisât initialement (avant essai).

D_{10f} : C'est diamètre à travers lequel on a 10% du tamisât après essai.

$0 \leq B_{10} \leq 1$. Ce facteur varie de 0 à 1. Plus il est élevé, plus le taux d'écrasement des grains est important.

3.2 Essai au perméamétre à charge constante

Ce perméamètre convient pour des sols grossiers très perméables. Le principe consiste à créer un gradient hydraulique à l'intérieur de l'échantillon et l'eau s'écoule à travers le sol. La charge Δh reste constante et on mesure le débit d'eau qui passe à travers les sols pendant un temps donné et on calcule alors k :

$$Q = kS\frac{\Delta h}{L} \rightarrow K = \frac{QL}{(S\Delta h)}$$

Ainsi la perméabilité est déterminée pour les trois matériaux avant et après les essais Protor, oedométrique et de cisaillement pour mettre en évidence le phénomène d'écrasement des grains.

4. Présentation et interprétation des résultats

Cette étude expérimentale a permis de mettre en évidence l'évolution de la perméabilité de ces trois matériaux de classes granulaires choisies en fonction du type de chargement, et du taux d'écrasement des grains.

Les résultats obtenus seront présentés en fonction : de la nature du matériau, de la classe granulaire, du type d'essai et du chemin de contraintes.
Les résultats des essais de perméabilité des échantillons (grés, granit et calcaire) soumis aux essais de perméabilité à l'aide d'un perméamètre à charge constante avant et après écrasement sont représentés dans des graphes en fonction des diamètres efficaces D_{10} et D_{15}.

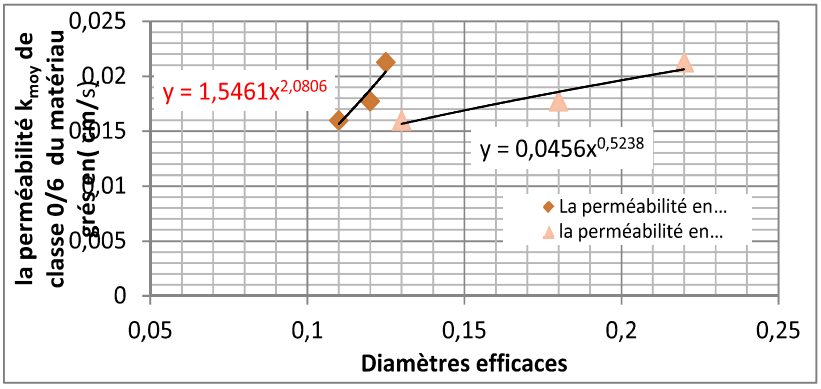


Figure1 : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau grés en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement

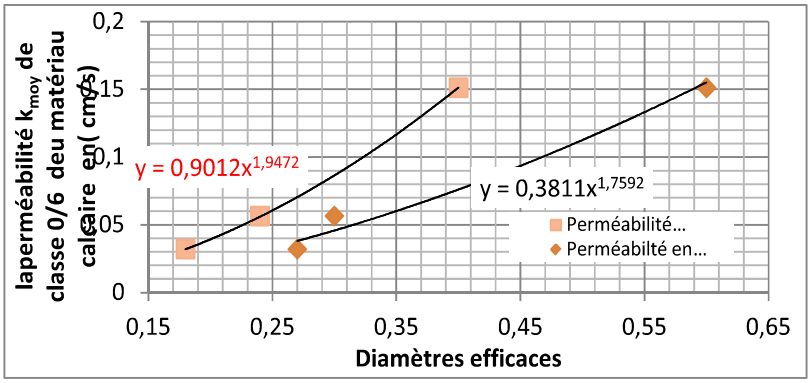


Figure 2 : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement

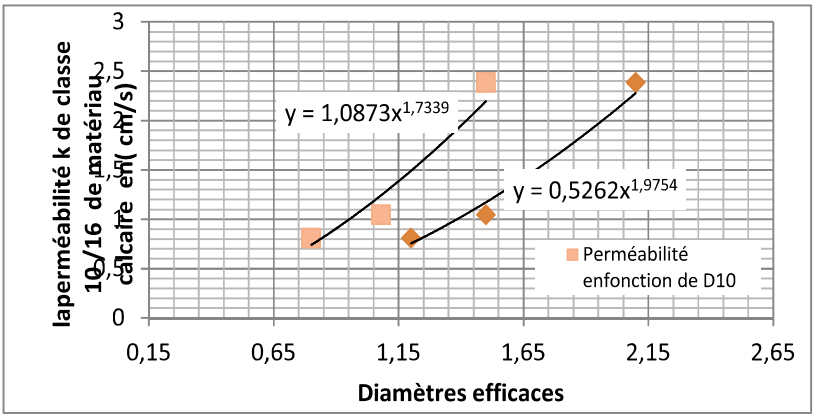


Figure 3 : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15}

Nous remarquons dans des figures (1, 2 et 3) que la perméabilité des trois matériaux est toujours liée aux diamètres efficaces D10 et D15 par des fonctions de type :

$$k = \alpha \ p^{\beta}$$

Les différents résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 4.

Tableau 3 : récapitulatif des résultats obtenus lors des essais de perméabilité, en fonction des classes granulaires et du type de matériaux.

Matériau	classe granulaire	Type d'équation	β	α
Grés	0/6	$k = \alpha \ D_{10}^{\beta}$	2.0805	1.5461
	6/10	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	1.939	0.6143
	10/16	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	2.1139	1.0446
Granit	0/6	$k = \alpha \ D_{10}^{\beta}$	2.1069	1.2127
	6/10	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	1.976	0.424
	10/16	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	1.938	0.664
Calcaire	0/6	$k = \alpha \ D_{10}^{\beta}$	1.9472	0.9012
	6/10	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	2.057	0.291
	10/16	$k = \alpha \ D_{15}^{\beta}$	1.975	0.526

D'après le tableau 4, la constante $\boldsymbol{\beta}$ prend toujours des valeurs proches de 2 pour les trois matériaux étudiés. $\boldsymbol{\beta}$ n'est pas égale à 2 et cela est du à la difficulté des essais réalisés et aux erreurs de mesures.
Pour la constante $\boldsymbol{\alpha}$, elle dépend essentiellement de la nature des matériaux et de la classe granulaire. D'autres paramètres peuvent affecter la valeur de $\boldsymbol{\alpha}$, parmi ces paramètres : la densité, le remaniement de l'échantillon après les essais d'écrasement, etc.
La borne inférieure de l'intervalle de $\boldsymbol{\alpha}$ représente l'état dense de l'échantillon et la borne supérieure représente l'état lâche.
Pour les grés la valeur de $\boldsymbol{\alpha}$ varie entre $0.6143 < \boldsymbol{\alpha} < 1.5461$
Pour le granit la valeur de $\boldsymbol{\alpha}$ varie entre $0.424 < \boldsymbol{\alpha} < 1.2127$
Pour le calcaire la valeur de $\boldsymbol{\alpha}$ varie entre $0.291 < \boldsymbol{\alpha} < 0.9012$

4.1 Influence de l'écrasement sur la perméabilité

La perméabilité des trois classes granulaires dépend du chemin de contraintes, les valeurs maximales de k correspondent à l'essai où l'écrasement est moins important et les valeurs minimales correspondent à l'essai ou l'écrasement est plus important (figure 4). Dans le cas du matériau grés de classe 0/6, nous remarquons que la plus petite valeur de la perméabilité est prise après l'essai Proctor et pour les classes 6/10 et 10/16, la valeur la plus faible est prise après l'essai oedométrique et ceci confirme les résultats obtenus dans les figures (1, 2 et 3).

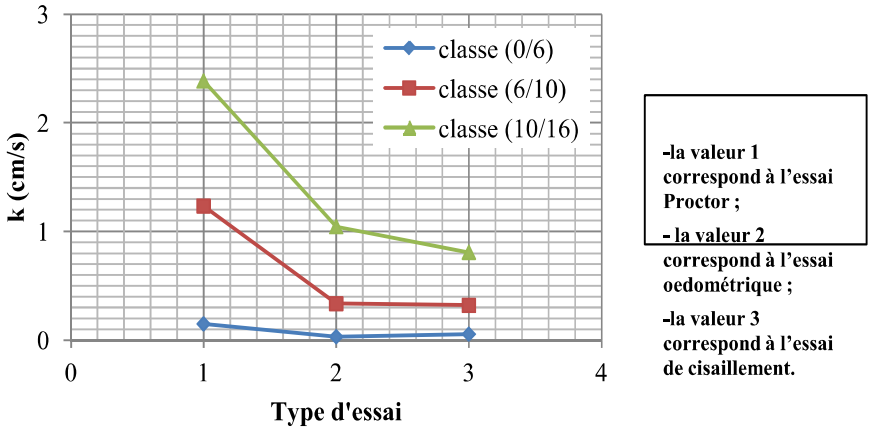


Figure 4 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau calcaire

Le tableau 4 montre l'effet du phénomène d'écrasement caractérisé par le paramètre B_{10} sur la perméabilité des trois classes granulaires des matériaux étudiés. La valeur du coefficient de perméabilité d'un sol dépend dans une large mesure de sa granulométrie. En effet, plus la taille des grains est importante, plus la perméabilité est élevée et plus le degré d'écrasement B_{10} est proche de 1 donc significatif et cela quelque soit le chemin de contrainte suivi.

Tableau 4 : Effet de l'écrasement des grains en fonction de la perméabilité des matériaux étudiés.

		k (cm/s) granit	k (cm/s) calcaire	k (cm/s) grès	B_{10} granit	B_{10} calcaire	B_{10} grès
Avant essais	**Classe (0/6)**	0,292	0,260	0,143	-	-	-
	Classe (6/10)	5,464	6,384	6,984	-	-	-
	Classe (10/16)	-	-	-	-	-	-
Après essais Proctor	**Classe (0/6)**	0,0669	0,151	0,016	0,5	0,2	0,650
	Classe (6/10)	2,626	1,235	0,739	0,517	0,596	0,690
	Classe (10/16)	3,956	2,386	2,127	0,855	0,85	0,900
Après essais oedométrique	**Classe (0/6)**	0,0495	0,032	0,018	0,56	0,64	0,619
	Classe (6/10)	0,563	0,336	0,482	0,8	0,823	0,781
	Classe (10/16)	1,082	1,044	1,756	0,91	0,892	0,910
Après essais de cisaillement	**Classe (0/6)**	0,076	0,056	0,021	0,46	0,520	0,603
	Classe (6/10)	0,499	0,321	0,520	0,781	0,839	0,781
	Classe (10/16)	1,119	0,808	1,884	0,901	0,92	0,900

4.2 Influence de la nature du matériau et du chemin des contraintes sur la perméabilité

La perméabilité déterminée pour les trois classes granulaires est affectée par la présence des fines, leur nature, la grosseur des grains, la constitution pétrographique et minéralogique et les dimensions des vides entres particules. Le chemin des contraintes suivi (Proctor, compressibilité ou cisaillement) est un paramètre primordial, car il conditionne le phénomène d'écrasement des grains.

4.2.1 Essai Proctor

L'essai consiste à étudier la variation de la masse volumique (avec recherche de la densité maximale) d'un matériau granulaire soumis à un compactage d'intensité donné en fonction de l'évolution de la teneur en eau. Les résultats des essais Proctor ont permis de conclure que les matériaux grés ; granit et calcaire sont peu sensibles à l'eau et au cours de l'essai, la majorité des grains ont subi des dégradations (écrasement), ce qui est la source de l'étalement granulométrique. Après ces différents essais Proctor les trois matériaux sont soumis aux essais de perméabilité.

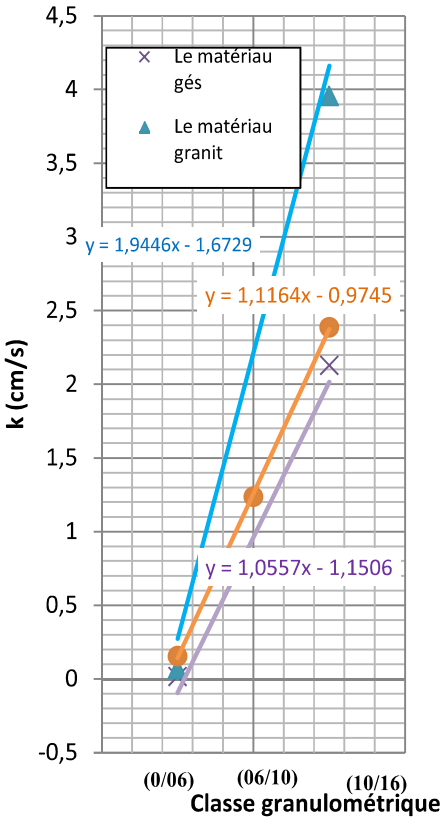


Figure 5 : Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai Proctor

La perméabilité augmente lorsque la classe granulaire augmente et cela quelque soit la nature du matériau (figure 5). Cette évolution est d'autant plus importante que l'écrasement est moins important. Les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont obtenues pour le matériau granit donc c'est le matériau le moins écrasé dans cet essai. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau grés qui est le matériau le plus écrasé dans l'essai Proctor ; le matériau calcaire évolue de la même façon que le granit.

4.2.2 Essai Oedométrique

Les essais œdométriques ont pour objectif de simuler l'histoire des différentes éprouvettes pour obtenir des valeurs fiables de la compressibilité de ces matériaux. En fait cette compressibilité n'est que le résultat de la densification des échantillons qui entraînent suivant les contraintes appliquées des modifications plus ou moins importantes de la structure telles que :
*Le serrage des grains les uns contre les autres ;
*Le glissement relatif des grains ;
*Et aussi la fragmentation des grains surtout aux points de contact lorsque l'échantillon est soumis à des contraintes élevées.

Après ces différents essais œdométriques les trois matériaux sont soumis aux essais de perméabilité.

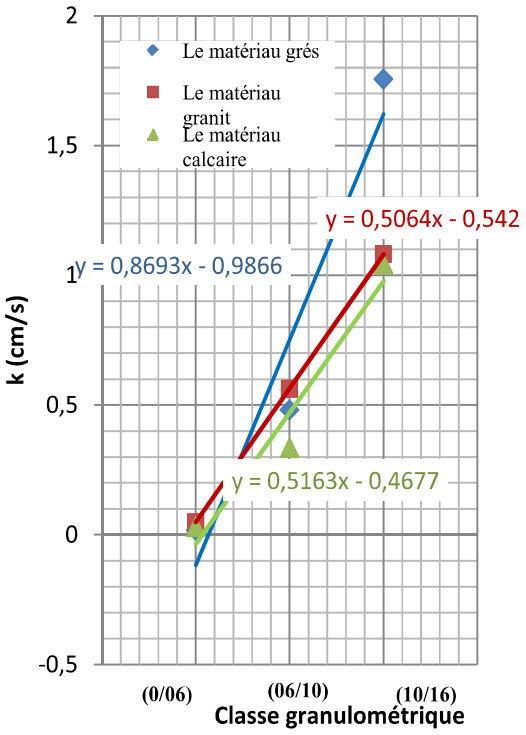


Figure 6 : Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai oedométrique.

Les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont obtenues pour le matériau granit pour la classe 10/16 et du matériau grés pour la classe 10/16, donc ce sont les matériaux les moins écrasés dans cet essai. La perméabilité augmente en fonction de la classe granulaire. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau calcaire qui est le matériau le plus écrasé dans cet essai. Les matériaux calcaires et granit évoluent de la même façon (figure 6). Les valeurs de (k) restent assez proches pour les classes 0/6 et 6/10 pour les trois matériaux étudiés.

4.2.3 Essai de cisaillement à la boite de Casagrande

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette du matériau choisi à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. Au cours de ces essais, plusieurs grains ont subi des cassures de leurs arrêtes ou même des écrasements s'ils sont soumis à des contraintes élevées. Cette résistance développée est généralement traduite par des paramètres intrinsèques, caractérisant l'état du matériau. Après ces différents essais de cisaillement, les trois matériaux sont soumis aux essais de perméabilité.

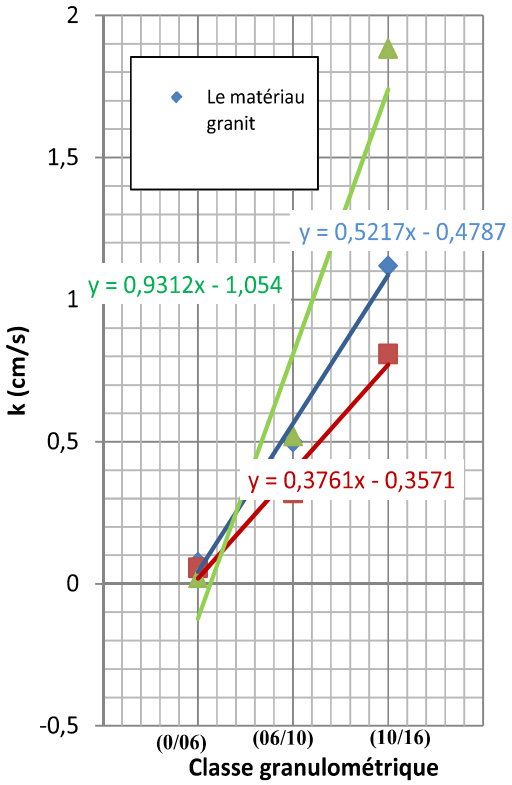


Figure 7 : Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai de cisaillement à la boite de Casagrande.

Le comportement des matériaux dans cet essai (figure 7) est identique à celui de l'essai oedométrique représenté dans la figure 6**.** Les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont celles du matériau granit pour la classe 10/16, et du matériau grés pour la classe 10/16. Donc ce sont les matériaux les moins écrasés dans cet essai. La perméabilité augmente en fonction de la classe granulaire. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau calcaire qui est le matériau le plus écrasé dans cet essai. Les valeurs de (k) pour la classe 0/6 sont assez proches pour les trois matériaux étudiés.

5 Conclusion

Les résultats obtenus au cours de cette campagne expérimentale ont montré que l'écrasement des grains dépend de la classe granulaire ; du chemin des contraintes et de la nature du matériau. Perméabilité évolue en

fonction de la classe granulaire (particules fines, grosseur des grains, les dimensions des vides entres particules) et en fonction du degré d'écrasement des grains (nature des matériaux, leur structure, constitution pétrographique). Elle dépend donc des diamètres efficaces D_{10} et D_{15}.
Le matériau grés est le matériau le plus perméable comparé au calcaire et au granite avant essais d'écrasement. Après essai, les valeurs de (k) sont toutes inférieures aux perméabilités initiales, ceci est du au phénomène d'écrasement qui engendre une production de fines qui diminue les vides existants dans les échantillons. L'essai de cisaillement à la boite est l'essai où les échantillons présentent les valeurs de perméabilité les plus faibles comparativement à celles enregistrées dans l'essai oedométrique et Proctor. Les grandes variations de (k) sont obtenues pour le matériau grès.

6 Bibliographie

[1]. J. C. Dubé et R. Camire, « Etude pédologique du comté de Frontenac » Centre de recherche et d'expérimentation en sol, Ministère de l'Agriculture, des pécheries et de l'Alimentation du Quebec, 1996, 221 pp.

[2]. J. K. Mitchell ; D.R. Hooper et R. G. Campanella, « Permeability of compacted clay », Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineers, ASCE, 1965, SM4, pp. 41-65.

[3]. R.E. Olson and D. E. Daniel, « Field and lab measurement of the permeability of saturated and partially saturated fine grained soils », Geotechnical Engineering Report, 1979, N° GE79-1, Department of civil Engineering, Univ. Texas at Austin.

[4]. B. M. Das, « Principles of geotechnical Engineering », 5° Edition, Brooks/cole-Thomson Learning, 2001, USA.

[5]. M. Gauthier, « Interactions entre argile ammoniée et molécules organiques dans le contexte du stockage des déchets », Thèse de doctorat de l'université d'Orléans, France, 2008.

[6]. H. R. Cedegren, « Seepage, drainage, and flow nets, John Wiley and Sons, 1967.

[7]. K. H. Head, « Manual of soil laboratory testing, Vol. 2, Pentech Press, London Plymonth, 1982.

[8]. G. R. Mc DOWELL et M. D. BOLTON, "On the micromechanics of crushable aggregates" Géotechnique 48, N° 5, 1998, 667-679.

[9]. J. BIAREZ et P. Y. HICHER, « Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériau granulaires ». Revue française de génie civil, vol 1, N° 4, 1997, pp 607-631.

[10]. B. MELBOUCI et N. E. HANNACHI, «Etude de l'écrasement des grains de pegmatite à l'essai Œdométrique ». Annales de L'I.T.B.T.P., N° 4, 2002, 27-36.

[11]. P. V. LADE, J. A. YAMAMURO, J. A. et al, « Significance of particule crushing in granular materials"

[12]. Journal of Geotechnical Engineering, vol.122, N° 4, 1996, pp 3109-3116.

ÉVALUATION DE L'EFFET DE LA VARIABILITÉ DE « k » SUR L'ÉCOULEMENT DANS UN MILIEU POREUX NON SATURÉ

DJELOUAH Abderrazik[1, 2,] & BOUHERAOUA Ali[1, 2,]

djelouahabderrazik@yahoo.fr

[1]*Laboratoire de Modélisation Expérimentale et Numérique des Matériaux et Structures en Génie Civil (LAMOMS), Algérie*

[2]*Faculté de Génie de la construction, Université Mouloud Mammeri, B.P.N°17 RP, 15000 Tizi-Ouzou*

Résumé *: Les outils et techniques statistiques, utilisées dans les méthodes de résolution des problèmes de sol qui prennent en compte sa variabilité, sont à la base de la qualité de la solution qui en résulte et, plus ces outils sont performants, plus la description de la réalité est exacte. Le présent travail fait partie d'une série de recherches consacrées à l'évaluation de l'effet de la variabilité spatiale de la perméabilité sur les écoulements dans les milieux poreux. La comparaison entre les solutions des différents cas de variabilité de la perméabilité met en évidence l'écart entre le cas homogène et les cas hétérogène. Cet écart est d'autant plus important que la dimension de la variabilité soit plus grande, car l'hétérogénéité favorise l'existence de tubes de courant contribuant à augmenter ou réduire la vitesse de la remontée capillaire.*

Mots-Clefs *: Mécanique des sols ; Saturation ; Succion ; Méthode des éléments finis ; Milieu poreux non saturé.*

Abstract*: The statistical and technical tools used in methods solving problems that take into account soil variability are the basis of results quality and with the high efficiency of these tools the description of reality becomes more correct. This work is part of a set of researches devoted to assessing the effect of the spatial permeability variability on flow problem in porous media. The comparison between solutions of different cases of permeability variability highlights the difference between the homogeneous and heterogeneous cases. Furthermore this difference is more important whenever the variability dimension is larger because heterogeneity favors the existence of current tubes contributing to increase or decrease the speed of capillary rise.*

Key-Words: *Soil mechanics ; Saturation ; Suction ; Finite element method ; Unsaturated porous medium.*

1. Introduction

Cette communication a pour objectif de mettre en lumière d'une part, la possibilité d'utiliser le logiciel Abaqus 6.10 dans l'analyse des problèmes d'écoulement dans des milieux poreux non saturé et d'autre part, illustrer l'influence de l'hétérogénéité sur l'évolution de la solution au cours du temps. Avec Abaqus, nous pouvons analyser les problèmes couplés, mais dans cet exemple, nous nous intéressons uniquement à la partie écoulement, à cet effet, tous les degrés de liberté des déplacements sont bloqués. Dans cet exemple, nous modélisons un essai de " mouillabilité " qui est une manière commune permettant de mesurer les propriétés d'absorption des matériaux poreux.

2. Description du problème

L'échantillon carré a pour dimensions 50,8 mm de coté et une épaisseur de 20 mm. Nous nous intéressons aux caractéristiques d'absorption du matériau dans le plan. A cet effet, le modèle choisi est plan et est composé d'éléments plans. La Figure 1 montre le modèle, avec un maillage uniforme de 10 × 10. Le type d'éléments utilisé est CPE8RP.

Les caractéristiques du sol sont extraites du rapport de sol du tramway de Mostaganem. On note :

- Le poids volumique du matériau (sable limoneux) : $15{,}44 \times 10^3$ N/m^3,
- le poids volumique des grains solides : $26{,}36 \times 10^3$ N/m^3,
- L'indice des vides initial pour tout l'échantillon : 0,73.

Concernant les propriétés mécaniques, nous supposons que le matériau est élastique, avec un module d'Young égal à 5×10^6 Pa et un coefficient de Poisson de 0,0.

La valeur moyenne de la perméabilité du matériau entièrement saturé est de $3{,}83 \times 10^{-4}$ m/sec. La variabilité de la perméabilité de ce matériau suit une loi de distribution normale dont l'écart-type est de $9{,}27 \times 10^{-5}$. La perméabilité du matériau partiellement saturé varie au cours de l'évolution du phénomène en fonction du cube du degré de saturation, comme défini par M. Dysli [3].

L'action capillaire dans le milieu poreux est définie par les courbes d'*absorption/dessiccation* données par M. Dysli [3] et qu'on retrouve sur la Figure 2. Ces dernières donnent la pression interstitielle (négative) en fonction du degré de saturation pendant l'absorption et la dessiccation. On suppose que les conditions initiales à travers tout l'échantillon soient celles correspondant au début de la courbe d'absorption. Ainsi le degré de saturation initial est de 0,05 et la pression initiale de –10 000 Pa.

3. Chargement et contrôle

Dans la première étape de l'analyse, nous établissons un état d'équilibre reconstituant la configuration originale du matériau dans le massif du sol. Dans la deuxième étape, nous considérons que le niveau de la nappe d'eau augmente pour atteindre le niveau de la base de l'échantillon ; pour reproduire le même effet dans l'analyse, le "chargement" consiste à appliquer juste après l'état d'équilibre établi auparavant, une pression interstitielle nulle à la base de l'échantillon. Cette condition est maintenue constante pendant 60 secondes permettant ainsi de contrôler l'évolution du phénomène d'absorption et de la saturation de l'échantillon.

4. Méthode de simulation

La méthode repose sur la simulation numérique de l'écoulement à l'intérieur d'un arrangement déterministe d'éléments de sol en forme de couches (chaque groupe d'éléments appartenant à une même couche horizontale ou diagonale aura une même valeur de k) ou en forme de rectangles (variabilité bidimensionnelle). Chacun de ces éléments est considéré comme un massif homogène auquel est affectée une valeur particulière de la propriété du sol considérée comme variable, déterminée en utilisant la loi de distribution de la propriété ; cette méthode est basée sur les travaux réalisés par B. Ali [1].

5. Résultats et conclusions

L'examen de l'évolution du degré de saturation et des pressions interstitielles en fonction du temps sur toute l'épaisseur de l'échantillon, appelle les observations suivantes :

- L'effet de la variabilité sur la vitesse d'absorption du fluide interstitiel par l'échantillon est mis en exergue à travers l'importance de la différence entre les courbes des quatre cas analysés, ceci, confirme l'idée stipulant que la variabilité favorise la création de tubes de courant traversant l'échantillon depuis sa base jusqu'à sa surface permettant au phénomène d'absorption d'évoluer plus rapidement.
- La comparaisons entre les différents cas de variabilité fait surgir une autre remarque mettant en valeur l'influence de la continuité des tubes de courant sur la vitesse d'absorption, autrement dit, dans le cas à variabilité unidimensionnelle, les tubes de courant ne sont pas continus car ils sont interrompus par certaines couches dont la perméabilité est très faible, en revanche, dans les autres cas dont la variabilité est bidimensionnelle ou diagonale, les tubes de courant sont continus et favorise la vitesse d'absorption.

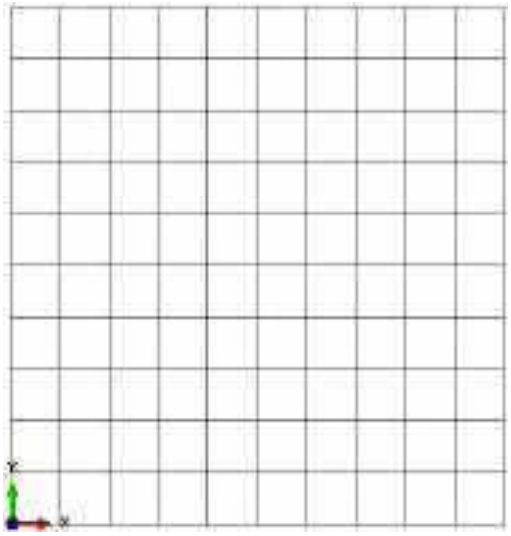


Figure 1. Modèle par éléments finis

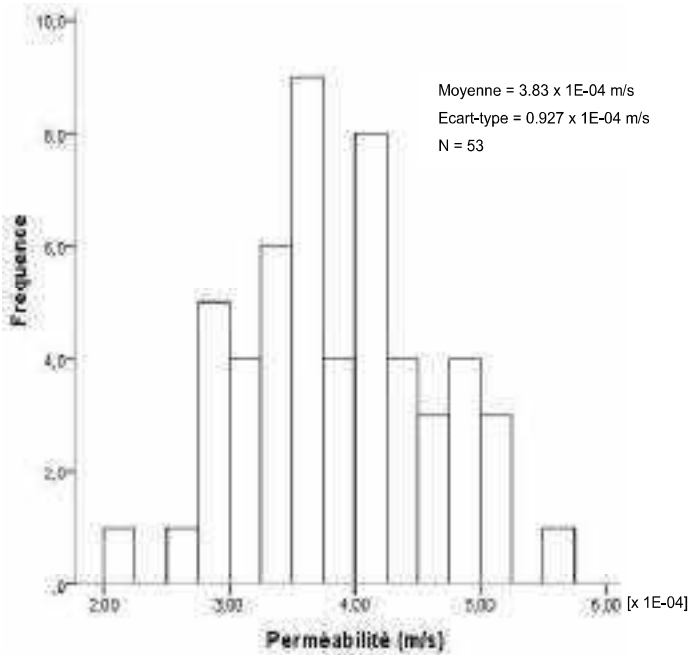


Figure 2. Loi de distribution des valeurs de la perméabilité du matériau

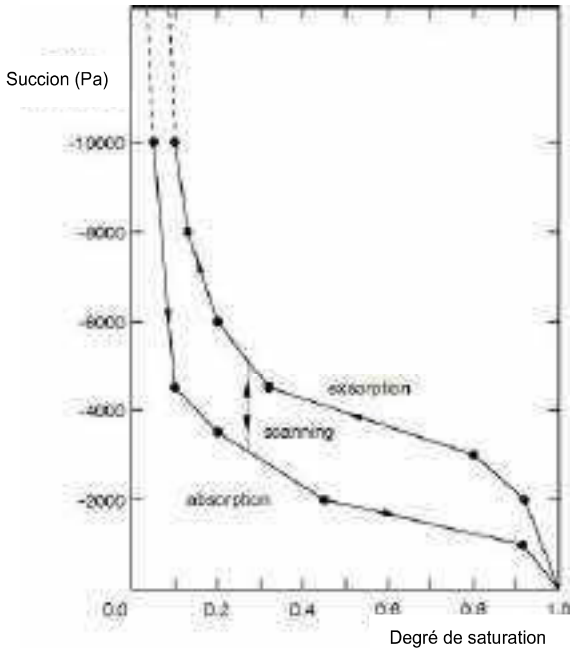


Figure 3. Courbes d'absorption/dessiccation du matériau

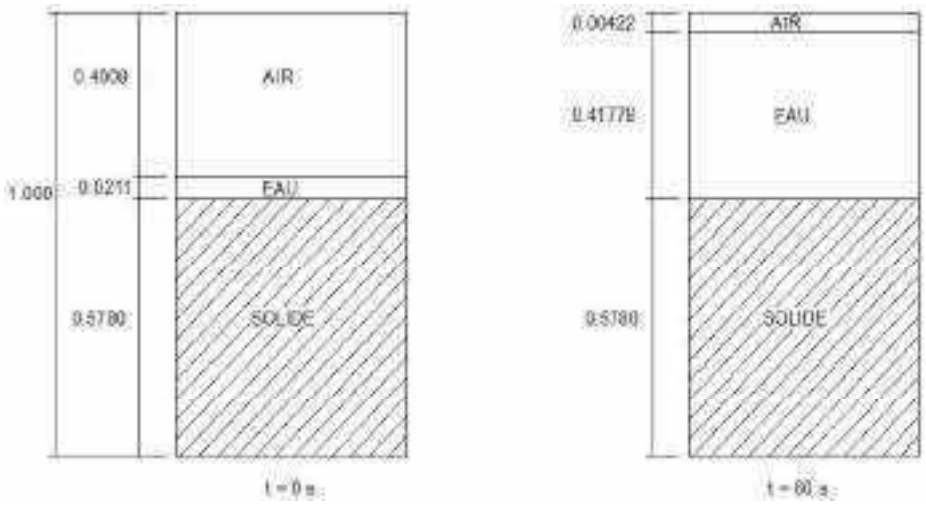


Figure 4. Volume des différentes phases du milieu poreux.

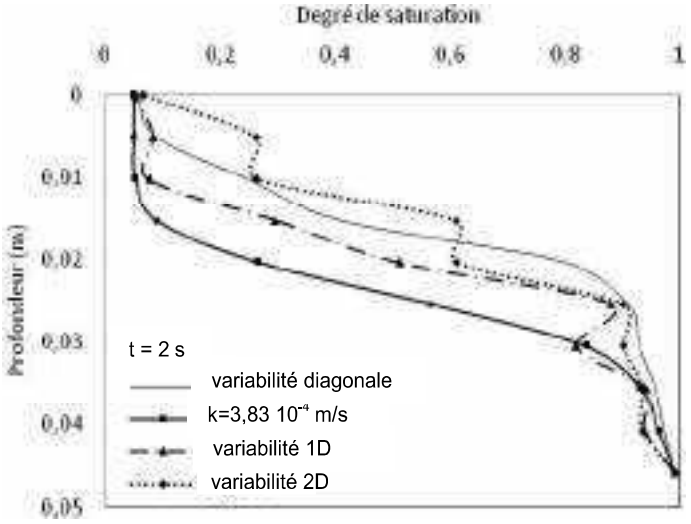


Figure 5. Evolution du degré de saturation en fonction de la profondeur à t = 2 s pour les différents cas de variabilité.

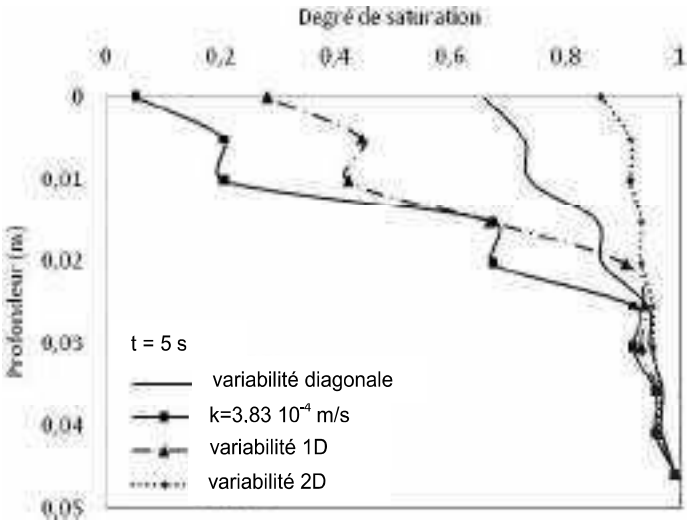


Figure 6. Evolution du degré de saturation en fonction de la profondeur à t = 5 s pour les différents cas de variabilité.

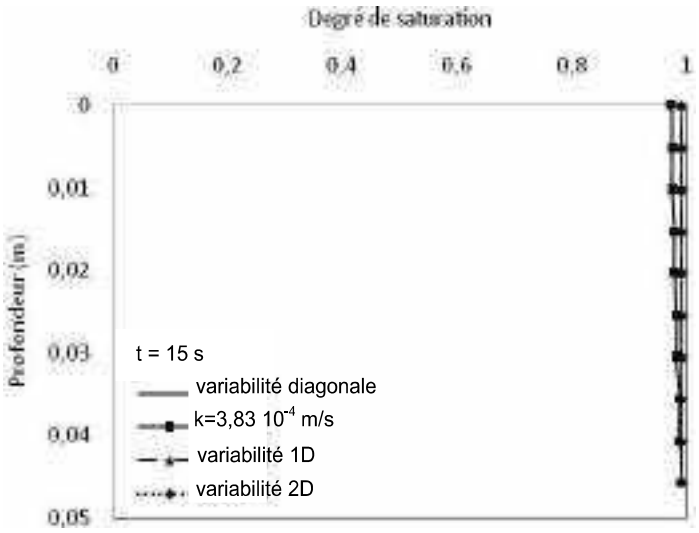


Figure 7. Evolution du degré de saturation en fonction de la profondeur à t = 15 s pour les différents cas de variabilité.

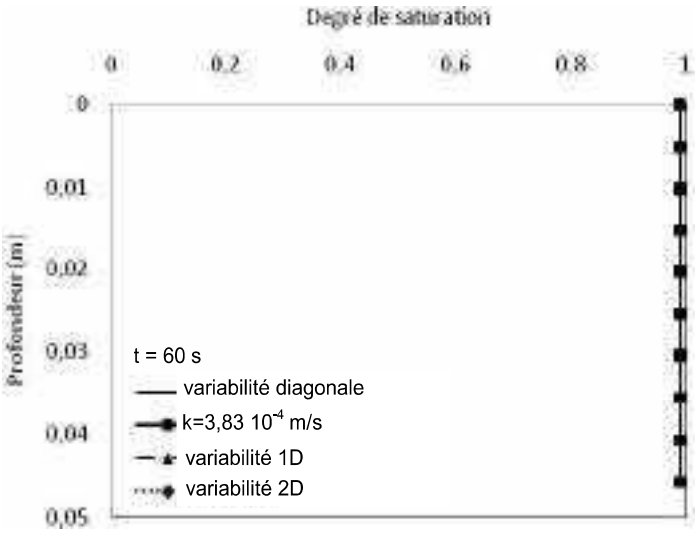


Figure 8. Evolution du degré de saturation en fonction de la profondeur à t = 60 s pour les différent cas de variabilité.

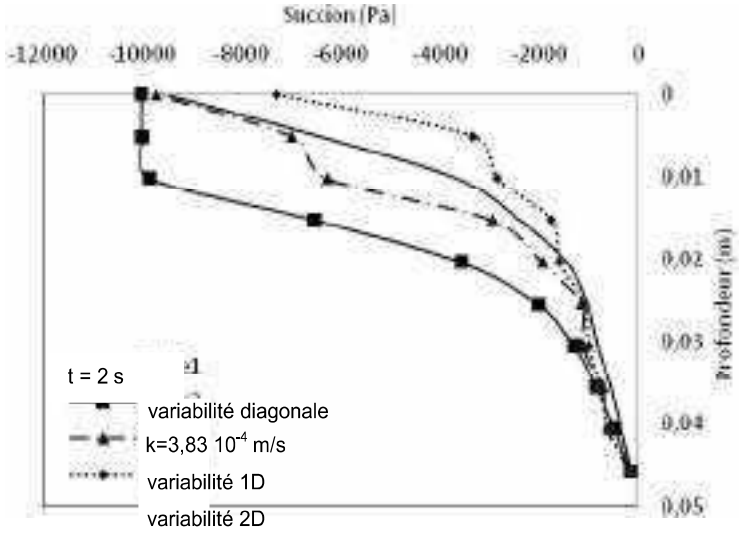


Figure 9. Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur à t = 2 s pour les différents cas de variabilité.

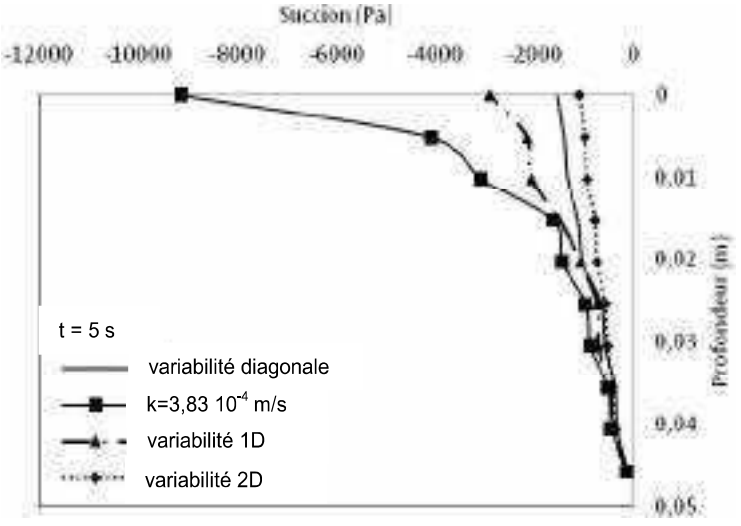


Figure 10. Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur à t = 5 s pour les différents cas de variabilité.

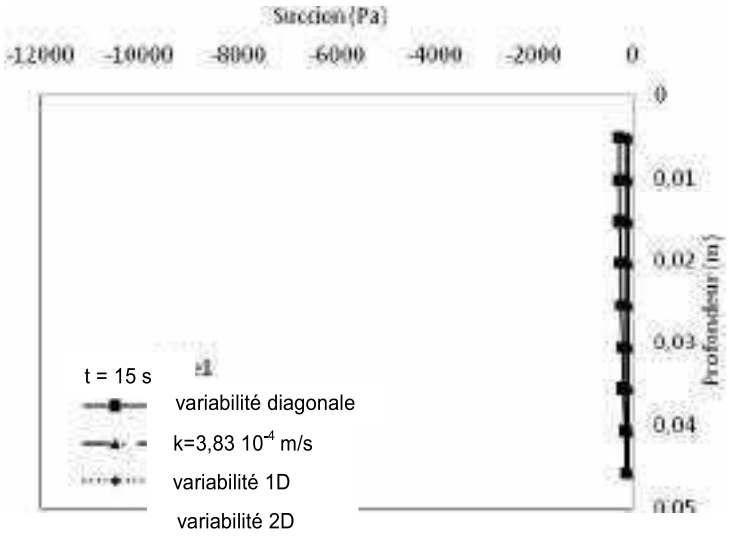


Figure 11. Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur à t = 15 s pour les différents cas de variabilité.

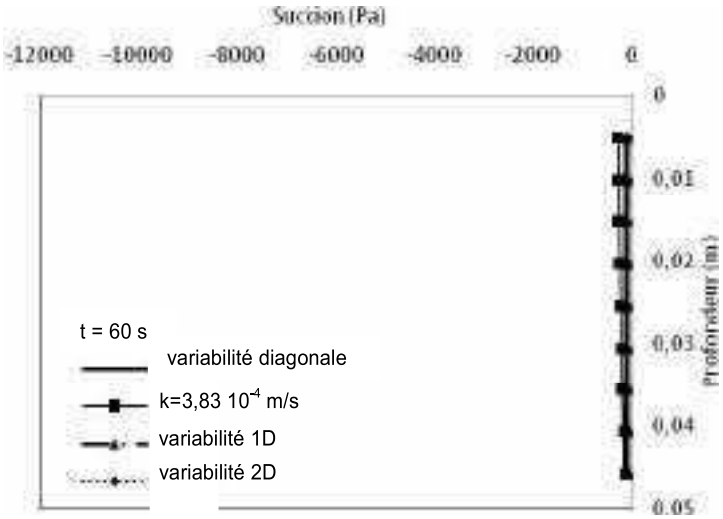


Figure 12. Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur à t = 15 s pour les différents cas de variabilité.

6. Bibliographie

[1] B. Ali, Influence de la variabilité des propriétés de sols argileux, Paris, pp.126, 1989.

[2] D. Pierre, and C. Yu-Jun, "*Comportement mécanique des sols non saturés*," réf. C302, pp. 7-10, Mai 2001.

[3] M. Dysli, *Géologie appliquée à l'ingénieurie et à l'environnement*, 3rd ed., pp.18-20, Mai 1997.

DETERMINATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE NON SATUREE DES SABLES COMPOSANT LES FITRES D'ASSAINISSEMENT NON COLLECTIF

BOUTELDJA Fathe[1], BREUL Pierre [2], MAOUI Ammar[1]

fathe1ster@gmail.com

[1]*Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH),Université 08 Mai 1945 – Guelma, Algérie*

[2]*Laboratoire de Mécanique et Ingénieurie (LaMI),Université Blaise Pascal – Clermont Ferrand II, France*

Résumé *: La mise en place des filtres à sables d'Assainissement Non Collectif (ANC) dans les zones rurales, apparaît aujourd'hui, comme la meilleure solution sur le plan technique et économique pour traiter des eaux usées domestiques. Le fonctionnement des ces filtres dépend essentiellement de la conductivité hydraulique non saturée du sable constituant le filtre. L'étude des propriétés hydrauliques d'un sable de filtration a fait l'objet de ce travail afin de comprendre et d'accroitre les connaissances du fonctionnement des filtres en vue de leur optimisation. Dans ce contexte, nous proposons d'estimer la conductivité hydraulique non saturée d'un sable d'ANC en passant par la connaissance de ses caractéristiques géotechniques. Pour atteindre cet objectif nous avons proposé une démarche basée, d'une part, sur une partie expérimentale qui a pour but d'évaluer la variabilité de la mesure de la courbe de rétention d'eau (CRE) ainsi de mettre en évidence l'influence de la densité sèche et de l'effet hystérésis, et d'autre part, sur une partie théorique qui permet d'estimer la CRE par le modèle physico-empirique de Aubertin et par la suite d'estimer la conductivité hydraulique non saturée à partir du modèle statistique de Childs et Colis-George. Les résultats expérimentaux et théoriques ont été confrontés afin d'évaluer la qualité du modèle d'estimation et de mieux comprendre le fonctionnement hydraulique des filtres à sable.*

Mots-Clefs *: Conductivité hydraulique, filtre à sable, modèle d'estimation, courbe de rétention d'eau, effet d'hystérésis.*

Abstract *: The establishment of the sand filters of non-collective cleansing systems in rural areas, appears today, as the best technical and economic solution to treat domestic wastewater. The behavior of these filters depends essentially on the unsaturated hydraulic conductivity of filtration sand. The study of the hydraulic properties of filtration sand has been the subject of this work in order to understand the unsaturated behavior of filters for their optimization. In this context, the estimation of unsaturated hydraulic conductivity of filtration sand was competed through knowledge of its basic geotechnical properties. To reach this objective, an approach based on an experimental part and a theoretical part is proposed. The aim of the experimental part is to assess the variability of the measurement of water retention curve (WRC) and to show the influence of the dry density and the hysteresis effect. The aim of the theoretical part is to estimate the WRC from the physico-empirical model of Aubertin and subsequently to estimate unsaturated hydraulic conductivity from the statistical model of Childs and Colis-George. The experimental and theoretical results are confronted in order to assess the quality of the estimation model and better understand the hydraulic behavior of sand filters.*

Key-Words : *Hydraulic conductivity, sand filter, predictive model, water retention curve, hysteresis effect.*

1. Introduction

La mise en place des filtres à sable d'assainissement non collectif (ANC) dans les zones rurales de faible densité d'habitations ou éloignées par rapport aux réseaux d'assainissement collectif, apparaît aujourd'hui, comme la meilleure solution sur le plan technique et économique pour traiter et les eaux usées domestiques. Cette technique est répandue et en expansion dans le monde. A titre d'exemple, on compte aujourd'hui 5 millions de dispositifs pour 14 millions d'habitants concernés en France [1].

D'après le document technique unifié DTU 64.1 [2] relatif aux prescriptions de mise en œuvre des dispositifs d'ANC, ces systèmes comprennent de l'amont vers l'aval (figure 1) :

- une fosse toutes eaux recevant l'ensemble des eaux usées émises par les usages domestiques assurant l'élimination des matières solides et les matières en suspensions,
- un système de traitement constitué d'un massif filtrant enterré qui est réalisé dans le sol en place si celui-ci présente des caractéristiques compatibles avec une infiltration (conductivité hydraulique suffisante) ou sinon avec du sable roulé ou concassé rapporté comme dans le cas des filtres à sable drainés. Dans cette étude on s'intéresse uniquement à ce dernier type de filtre.

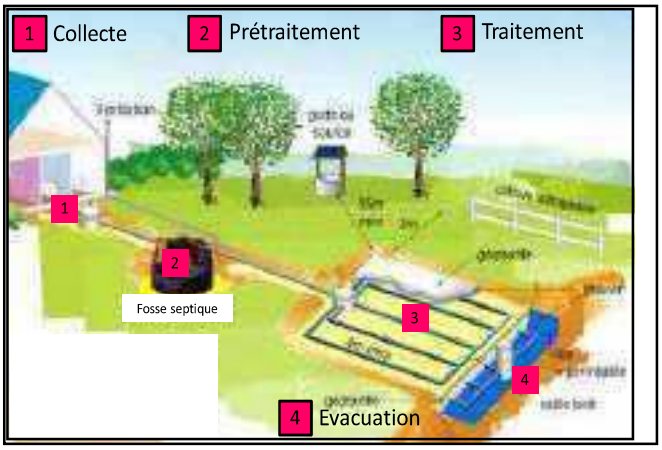


Figure 1. Schéma général d'un système d'ANC

Le fonctionnement des filtres vis-à-vis des performances épuratoires et la croissance de la biomasse (colmatage), dépend essentiellement de la conductivité hydraulique de l'effluent au sein du filtre. Classiquement, un filtre à sable fonctionne presque toujours en conditions non saturées. Ce type de fonctionnement favorise le développement des bactéries assurant la dégradation de la pollution présente dans l'effluent du fait de la présence de l'oxygène de l'air [1].

Les propriétés hydrauliques des milieux non saturés ont fait l'objet de nombreuses études [3], [4], [5], [6], [7]… Ces auteurs ont proposé différentes approches pour mesurer ou estimer la conductivité hydraulique non saturée en utilisant les courbes de rétention d'eau (CRE). En revanche, très peu de chercheurs ont exploité ces travaux dans le contexte des filtres à sable d'ANC afin de comprendre et d'accroitre les connaissances de leur fonctionnement en vue de leur optimisation. C'est dans ce contexte que nous proposons dans cet article d'estimer la conductivité hydraulique non saturée des filtres à sable d'ANC en passant par la connaissance des caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.

Pour atteindre cet objectif nous avons proposé une démarche basée sur deux parties ; une partie expérimentale et une partie théorique. La partie expérimentale a pour but de déterminer les caractéristiques géotechniques, la conductivité hydraulique saturée et les courbes de rétention d'eau (CRE) d'un sable de filtration ainsi de mettre en évidence l'influence des différents paramètres (variabilité, densité sèche et l'effet d'hystérésis) sur la mesure des CRE. Concernant la partie théorique, le but était d'estimer les CRE à partir du modèle prédictif de Aubertin [7] en utilisant les caractéristiques géotechniques et par la suite les comparées avec les CRE mesurées expérimentalement. Enfin, les CRE mesurées et estimées ont été utilisées pour évaluer la conductivité hydraulique non saturée du sable en utilisant le modèle statistique de Childs et Colis-George [6].

2. Expérimentation

Afin d'étudier la conductivité hydraulique non saturée des sables composant les filtres d'ANC, un programme expérimental a été élaboré. Ce programme consiste à déterminer les caractéristiques physico-mécaniques (d_{10},

d_{60}, C_u, $\gamma_{d\ min}$, $\gamma_{d\ max}$), la conductivité hydraulique saturée (k_s) et les courbes de rétention d'eau (CRE) d'un sable de filtration.

On a choisi de travailler avec un sable roulé de courbe granulométrique appartenant au fuseau granulométrique préconisé par le DTU 64.1 [2] (Figure 2). Il faut savoir que les sables de filtration sont des matériaux naturel venant des rivières préalablement tamisés à 80µm pour éliminer la fraction fine afin d'atteindre un pourcentage de fines très faible (généralement < 1%).

Dans un premier temps, une identification géotechnique en laboratoire des différentes caractéristiques physico-mécaniques a été réalisée (granulométrie par tamisage et densité relative). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 1.

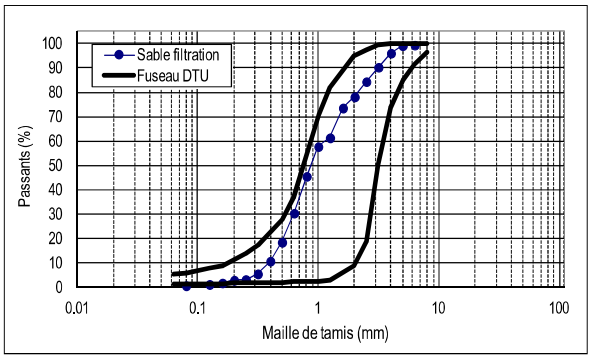


Figure 2. Courbe granulométrique du sable testé

Tableau 1. Caractéristiques physico-mécaniques du sable testé

Caractéristiques physico-mécaniques	Valeur	Préconisation DTU
d_{10} (mm)	0,72	[0,18 ; 2,00]
d_{60} (mm)	1,15	/
C_u	2,98	[1,00 ; 18,50]
% des fines	< 1%	à éviter
$\gamma_{d\ min}$ (kN/m^3)	15,1	recommandé
$\gamma_{d\ max}$ (kN/m^3)	17,9	proscrit

Par la suite, des mesures de la conductivité hydraulique saturée à charge constante dans un perméamètre cylindrique [8] ont été réalisées pour deux états de densité différents. Les deux densités retenues sont caractéristique de l'état de densité des filtres à sable des ANC [1].

Tableau 2. Conductivité hydraulique saturée

γ_d (kN/m^3)	Indice des vides « e »	k_s (m/s)
15,8	0,677	$1{,}53\times10^{-3}$
16,3	0,626	$1{,}38\times10^{-3}$

Enfin, les mesures des CRE du sable ont été réalisées par la méthode du bac à sable mise au point par Stakman et al [9] ensuite adaptée et améliorée par d'autres chercheurs [10], [11]. Le choix de cette méthode a

été basé sur la simplicité, la rapidité et le faible coût de la mesure. La gamme de succion de cette technique entre 0 et 50 kPa est parfaitement adaptée pour les sables de filtration. De plus, cette méthode permet de déterminer la courbe de rétention en drainage (désorption) et en humidification (sorption). Au total, 12 courbes de rétention ont été obtenues (6 courbes en drainage et 6 en humidification). Ces 6 courbes correspondent aux résultats obtenus pour 2 densités sur 3 échantillons différents. Les résultats et les analyses sont présentés dans le paragraphe 4 de ce présent article.

3. Modèles d'estimation

Il s'agit de l'utilisation de deux modèles prédictifs à savoir :

- le modèle physico-empirique de Aubertin [7] pour estimer les CRE en drainage et en humidification à partir de la granulométrie et la densité sèche,
- le modèle statistique de Childs et Colis-George [6] pour estimer la conductivité hydraulique non saturée « k_u » à partir des CRE et de k_s.

3.1. Estimation de la courbe de rétention d'eau

Le temps, les difficultés et le coût excessif liés aux mesures directes de la CRE ont encouragé le développement d'outils de détermination indirecte. On peut classer les différents modèles d'estimation indirecte de la CRE en trois grandes catégories [12] :

(i) estimation par régression statistique de la teneur en eau du sol pour différentes valeurs de succion,

(ii) estimation des paramètres du sol en utilisant une fonction algébrique décrivant la CRE,

(iii) estimation à partir de modèles physico-empiriques dans lesquels la courbe granulométrique et la densité sèche (ou la porosité) sont utilisées pour prédire la CRE.

La simplicité et les résultats fiables des modèles physico-empiriques basés sur les caractéristiques texturales et structurales du sol ont permis le développement et la vulgarisation de cette approche (iii) par rapport aux deux premières (i, ii).

Il a été démontré à travers plusieurs travaux de recherche [7], [12], [13], [14], … que ces modèles physico-empiriques s'appuient sur la relation entre la forme de la fonction de rétention d'eau et la courbe granulométrique d'une part et la porosité du sol d'autre part. Les modèles de ce type sont particulièrement intéressants car ils permettent de déterminer la fonction de rétention d'un sol sans aucune connaissance préalable du comportement hydrique du matériau. On peut citer quatre principaux modèles physico-empiriques dans lesquels la courbe granulométrique et la porosité sont les paramètres de base utilisés pour prédire la CRE : Arya et Paris [13] ; Kovács [14] ; Aubertin et al [7] ; Fredlund et al [12].

Nous avons porté notre choix sur le modèle de Aubertin car c'est le seul modèle qui permet de déterminer les CRE en drainage et en humidification. Il faut préciser que les performances de ce modèle ont été validées pour une large gamme des sols granulaires [7] avec des limites d'application pour les matériaux spécifiques comme dans le cas des sables d'ANC (sables sans particules fines).

L'équation de base proposée par Aubertin [7] pour déterminer les CRE s'exprime ainsi :

$$\theta = n \cdot \left[1 - \langle 1 - S_a \rangle \cdot \left(1 - S_c\right)\right] \tag{1}$$

Avec :

$$\langle 1 - S_a \rangle = 0{,}5 \cdot \left(\left(1 - S_a\right) + \left|1 - S_a\right|\right) \tag{2}$$

La contribution des composantes S_c et S_a pour obtenir la teneur en eau volumique θ, a été exprimée en fonction de la remontée capillaire h_{co} (en cm) et de la succion ψ :

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi}\right)^2 + 1\right]^m \exp\left[-m\left(\frac{h_{co}}{\psi}\right)^2\right] \quad (3)$$

$$S_a = a_c\left(1 - \frac{\ln(1+\psi/\psi_r)}{\ln(1+10^7/\psi_r)}\right)\frac{\ln(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (4)$$

m : coefficient de taille des pores qui permet de contrôler la saturation capillaire, il est approximativement égal à ($m=1/C_u$) dans le cas des sols granulaires (non cohésifs et de faible plasticité) [7],

a_c : coefficient d'adhésion approximativement égal à 0,01 lorsque la succion ψ est en cm [7],

ψ_n : paramètre de normalisation des unités (ψ_n=1cm lorsque ψ et h_{co} sont données en cm),

ψ_r : pression d'entrée d'air qui s'exprime ainsi (R = 0,87) :

$$\psi_r = \frac{0,42}{(e \cdot d_{10})^{1,26}} \quad (5)$$

h_{co} : la pression capillaire d'eau qui s'exprime ainsi (pour $C_u < 50$) :

$$h_{co} = \frac{0,75 \times \cos\beta_d}{e \cdot d_{10} \cdot (1,17 \cdot \log(C_u) + 1)} \quad (6)$$

e : indice des vides ; β_d : angle de contact entre l'eau et les grains est pris égal à « 0 » dans le cas des matériaux granulaires pour la courbe de drainage et entre « 57° et 61° » pour la courbe d'humidification [15].

3.2. Evaluation de la conductivité hydraulique non saturée

La conductivité hydraulique est définie par l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. En milieu non saturé, sa valeur dépend notamment du degré de saturation du milieu. La plupart des formulations [12] de la conductivité hydraulique non saturée k_u utilisent la définition suivante :

$$k_u = k_r \cdot k_s \quad (7)$$

Avec k_s et k_r représentent respectivement les conductivités hydrauliques saturée et relative. La détermination de la conductivité hydraulique relative exprimée selon le modèle de Childs et Collis-George [7] nécessite une intégration numérique de l'équation suivante :

$$k_r(\psi) = \frac{\theta}{\theta_r}\left[\int_{\psi}^{\psi_0}\frac{\theta(y)-\theta(\psi)}{Y^2}\theta'(y)dy\right] \Big/ \left[\int_{\psi_s}^{\psi_0}\frac{\theta(y)-\theta_s}{Y^2}\theta'(y)dy\right] \quad (8)$$

Y : variable fictive d'intégration qui représente la succion ; θ' : dérivée de la fonction de la CRE ($\theta'=\delta\theta/\delta\psi$) ;

ψ_s : succion à la saturation (θ_s) ψ_s=0,01 ; $\psi_0 = 10^6$ kPa,

4. Résultats et discussions

4.1. Courbes de rétention d'eau expérimentales

4.1.1 Variabilité de la mesure

La Figure 3 présente les CRE obtenues à partir de 3 échantillons différents. Le tableau 3 résume la variabilité des mesures expérimentales de la CRE par la méthode du bac à sable. Le coefficient de variation est calculé selon l'équation suivante :

$$C_V = \frac{\text{Ecart type de 3 mesures}}{\text{moyenne de 3 mesures}} \quad (9)$$

Les résultats montrent que le coefficient de variation ne dépasse pas 10% pour les différentes valeurs de succions. Ces incertitudes de mesure sont considérées comme satisfaisantes.

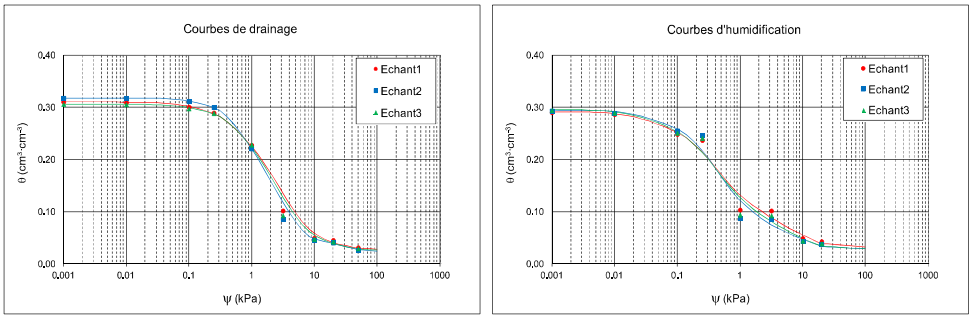


Figure 3. Répétitivité de la mesure des courbes de rétention d'eau

Tableau 3. Pourcentage de variabilité de la mesure expérimentale

Succion ψ(kPa)		0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20
θ_{moy}(cm^3. cm^3)	drainage	0,311	0,303	0,293	0,226	0,094	0,048	0,043
	humidification	0,288	0,251	0,241	0,095	0,090	0,046	0,040
C_V	drainage	2,0%	2,4%	2,1%	1,7%	8,4%	4,1%	5,3%
	humidification	0,6%	1,3%	1,9%	8,4%	8,4%	6,9%	7,3%

4.1.2 Influence de la densité

Les résultats de la figure 4 présentent les CRE en drainage et en humidification du sable testé pour deux densités différentes 15,8 et 16,3 kN/m^3. Visuellement, la variation de densité n'a qu'une incidence négligeable sur les CRE.

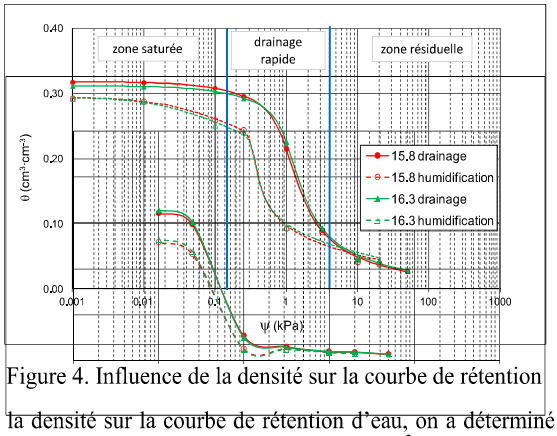


Figure 4. Influence de la densité sur la courbe de rétention

Pour quantifier l'effet de la densité sur la courbe de rétention d'eau, on a déterminé l'écart entre les valeurs expérimentales des CRE pour les deux densités 15,8 et 16,3 kN/m^3. Dans ce qui suit, tous les écarts sont calculés de la manière suivante :

$$E_i = 2 \times \frac{|\theta_{i1} - \theta_{i2}|}{\theta_{i1} + \theta_{i2}} \times 100 \qquad (10)$$

E_i : écart entre la teneur en eau volumique mesuré pour 2 densités à la succion « i »,

θ_{i1} : teneur en eau volumique à la succion « i » obtenue pour la densité γ_d=15,8 kN/m^3,

θ_{i2} : teneur en eau volumique à la succion « i » obtenue pour la densité γ_d=16,3 kN/m^3.

Les écarts obtenus pour les courbes de rétention sont résumés dans le tableau 4. Ils ont été regroupés par zone pour simplifier et mieux comparer les valeurs obtenues. La CRE a été donc divisée en 3 zones (ou parties) : la zone de teneur en eau saturée qui correspond aux succions (0,001, 0,01 et 0,1 kPa), la zone de drainage rapide qui correspond aux succions (0,25, 1,0 et 3,16 kPa) et la zone de teneur en eau inférieure à la teneur en eau résiduelle qui correspond aux succions (10, 20 et 50 kPa). Les écarts par zone sont les moyennes de plusieurs valeurs.

Tableau 4. Pourcentages d'écart entre les CRE dus à la variation de la densité

	Ecarts (%)			
	Zone saturée	Drainage rapide	Zone résiduelle	Moyenne
Drainage	1,8	3,2	5,4	3,5
Humidification	1,0	1,7	6,0	2,9

Les écarts entre les CRE dus à l'effet de densité sont très faibles et relativement homogènes pour les trois zones (saturée, drainage rapide, résiduelle). Ils ne dépassent pas 4% en moyenne, ce qui permet de constater l'insensibilité des CRE (en drainage ou en humidification) à la densité dans cet intervalle de variation de densité et pour ce type de matériaux. Ce résultat est important car l'intervalle de densité retenu est caractéristique de l'état de densité des sables des ANC.

4.1.3 Influence de l'effet d'hystérésis

Concernant l'effet d'hystérésis, la comparaison des CRE en drainage et humidification montre qu'il existe un écart d'environ 23% en moyenne pour les trois sables de référence (tableau 5). Les écarts varient dans l'intervalle de 5 à 51% selon la partie de la CRE avec un maximum en zone de drainage rapide. Dans cette zone, la différence est amplifiée par la raideur de la courbe et donc aussi par l'imprécision de mesures des teneurs en eau volumiques.

Ces écarts sont comparables à ceux trouvés dans la littérature [16]. Dans le cas des filtre d'ANC, on se trouve dans une zone teneur en eau volumique qui correspond souvent à la zone de drainage rapide [1]. Il est donc illusoire d'y prévoir la succion très précisément. L'influence de cet écart sur k_u sera montrée plus bas et permettra de décider de l'importance de la prise en compte ou non du phénomène hystérésis dans le cas des filtres à sable.

Tableau 5. Pourcentages d'écart entre les CRE en drainage et humidification

	Zone saturée	Drainage rapide	Zone résiduelle	Moyenne
Ecarts (%)	10,8	50,3	5,3	22,2

4.2. Estimation de la CRE

Les CRE sont construites pour le sable de filtration testé à partir du modèle prédictif de Aubertin. La comparaison des résultats expérimentaux et de ceux fournis par le modèle d'estimation permettra de vérifier la validité de ce dernier dans le cas de ce type de sable. Les résultats sont présentés dans la figure 5.

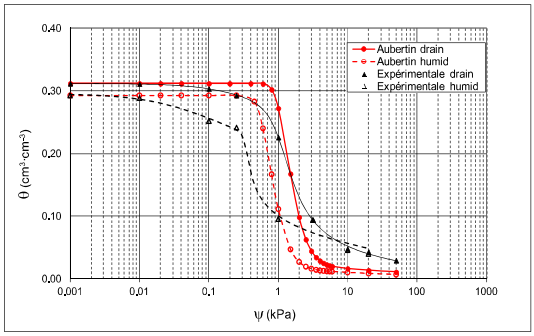


Figure 5. Comparaison des courbes de rétention estimées et expérimentales (drainage & humidification)

l'analyse visuelle permet de constater que les CRE expérimentaux sont différents de ceux donnés par le modèle en particulier dans la zone de drainage rapide où la pente des courbes expérimentales est moins raide que les pentes des courbes données par le modèle. Ceci est dû à l'estimation très délicate, surtout dans le cas des matériaux granulaires, de la pression d'entrée d'air ψ_e et de la succion résiduelle ψ_r que ce soit par les mesures expérimentales ou par le modèle. Ce phénomène peut être expliqué soit par le fait qu'il n'y a pas suffisamment de valeurs expérimentales dans la zone de drainage rapide soit parce que le modèle ne représentent pas assez fidèlement cette zone.

Les écarts entre les CRE estimées et expérimentales ont été calculés à partir de l'équation 10. Ils sont présentés dans le tableau 6 et confirment l'imprécision visuelle.

Tableau 6. Ecarts entre les CRE estimées et expérimentales (drainage & humidification)

	Zone saturée			Drainage rapide			Zone résiduelle		
Succion (kPa)	0,001	0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20	50
Drainage (%)	0,6	0,8	3,3	6,8	18,7	72,6	72,8	69,3	39,8
Humidification (%)	0,0	1,5	15,1	19,3	15,5	143,8	128,8	130,6	-

Comme il a été décrit lors de la présentation du modèle prédictif de Aubertin, la détermination des paramètres de la CRE et notamment la pression d'entrée d'air ψ_e et la succion résiduelle ψ_r, est basée sur des formules empiriques (équations 1 à 6) qui utilisent d_{10}, d_{60} et C_u comme variables d'entrée. Ces formules empiriques ont été calibrées sur des données expérimentales de plusieurs types de matériaux qui ne sont pas forcement représentatifs de toute la gamme des sols. Aubertin [6] souligne que son modèle surestime de 17% la valeur de ψ_e. Il est donc probable que ces formules ne soient pas valables pour les sables roulé naturel de filtration qui ont un pourcentage de fines très faible (sable propre).

4.3. Evaluation de la conductivité hydraulique non saturée

La dernière étape consiste à évaluer la conductivité hydraulique non saturée « k_u » par un modèle basé sur la connaissance de la CRE et de la conductivité hydraulique saturée « k_s ». Comme il a été mentionné précédemment, nous avons choisi de travailler avec le modèle de Childs et Colis George sous sa forme modifié par Fredlund et Xing [7] (équation 8).

L'évolution de k_u en fonction de la succion a été déterminée en utilisant k_s mesurée expérimentalement et les CRE obtenues par le modèle de Aubertin ainsi que celles déterminées expérimentalement en drainage et en humidification. Les résultats sont présentés figure 6 et le tableau 7. Il faut noter que dans le cas de notre étude (sables des filtres d'ANC), le degré de saturation habituel varie entre 30 et 75% [1].

Nous notons par drai./hum._expérimentale le k_u obtenu à partir des CRE expérimentales en drainage/humidification et par drai./hum._estimée le k_u obtenu à partir des CRE du modèle d'Aubertin en drainage/humidification.

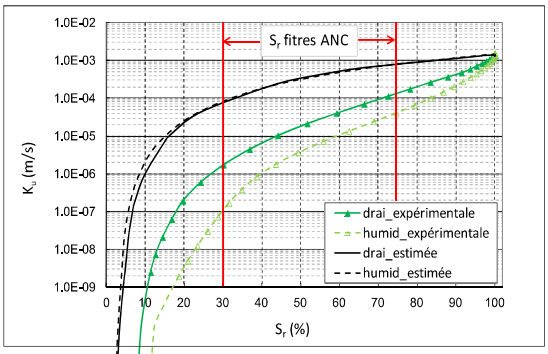


Figure 6. Conductivité hydraulique non saturée en fonction du degré de saturation

L'analyse qualitative des résultats montre que le modèle de Childs et Colis-George ne prend pas en compte l'effet d'hystérésis lorsqu'il s'agit des courbes de rétention obtenues par le modèle prédictif de Aubertin, alors que l'utilisation des courbes de rétention expérimentales montre un écart non négligeable entre k_u obtenu en drainage et en humidification.

Les CRE estimées par le modèle de Aubertin donnent des k_u différentes de celles mesurées expérimentalement et ceci est valable aussi dans le domaine de variation de S_r dans le cas des filtres d'ANC.

Tableau 7. Conductivité hydraulique non saturée du sable testé

	k_u (m/s)			
S_r (%)	Exp_drai.	Exp_humid.	Esti_drai.	Esti_humid.
30	$1{,}6x10^{-6}$	$1{,}1x10^{-7}$	$7{,}1x10^{-5}$	$7{,}5x10^{-5}$
75	$1{,}4x10^{-4}$	$4{,}3x10^{-5}$	$8{,}0x10^{-4}$	$7{,}9x10^{-4}$

L'analyse quantitative des résultats montrent que la réduction de k_u dans l'intervalle du degré de saturation des filtres d'ANC en drainage ou en humidification oscille entre $7x10^{-4}$ et $5x10^{-5}$ m/s.

L'écart de k_u sous l'effet d'hystérésis ne dépasse pas en moyenne un ordre de grandeur ($1x10^{-1}$).

Dans l'intervalle du degré de saturation des filtres d'ANC (30-75%), l'écart entre les résultats expérimentaux et estimés est très important, il oscille entre $5x10^{-1}$ et $1x10^{-2}$ en phase de drainage et entre $1x10^{-1}$ et $1x10^{-3}$ en phase d'humidification. Cet écart est expliqué par la mauvaise estimation des CRE par le modèle prédictif.

Dans le cas extrême de réduction du degré de saturation (S_r=30%), la valeur de k_u ne dépasse pas $1x10^{-7}$ m/s (tableau 6). Cela permet de dire que l'effet de la succion diminuera le k_s au maximum de 3 ordres de grandeur ($1x10^{-3}$) pour les matériaux d'ANC que se soit en drainage ou en humidification.

5. Conclusion

Pour des petites valeurs de succion (zone saturée), les teneurs en eau volumiques sont bien mesurées et approximées par le modèle Aubertin. En revanche et pour les grandes valeurs de succion (zone de drainage rapide et résiduelle), l'incertitude du modèle Aubertin est forte, elle est de l'ordre de la quantité mesurée.

L'estimation de la CRE en drainage et en humidification semble donc très sensible pour les sables d'ANC. Il a été montré que l'effet d'hystérésis sur le k_u des sables d'ANC est non négligeable. La qualité prédictive de la CRE influence d'une puissance de 10 le k_u, les incertitudes viennent principalement des incertitudes de l'estimation des CRE.

Il faut que les CRE estimées à partir du modèle représentent le plus fidèlement possible les CRE expérimentales vu l'importance qu'elles présentent pour l'évaluation de k_u dans le cas des filtres d'ANC.

Bien que ces estimations ne soient pas suffisamment précises pour décrire le fonctionnement hydraulique d'un filtre d'ANC, elles peuvent être employées dans des analyses comparatives entre filtres où l'objectif n'est pas d'obtenir un résultat absolu mais de comparer les performances hydrauliques de différentes sables utilisables en ANC.

En perspectives, nous proposons de tester d'autres sables d'ANC notamment les sables grossiers qui ont une granulométrie située à droite du fuseau DTU et les sables concassés de carrière qui ont fait leur apparition dans le domaine de la filtration où leur comportement à l'heure actuel est méconnu.

6. Bibliographie

[1] F. Bouteldja, "*Diagnostic en place et prévision de l'évolution d'un système d'assainissement non collectif*," Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand II, octobre 2009.

[2] XP DTU 64.1, "*Mise en œuvre des dispositifs d'assainissement non collectif - Maisons d'habitation individuelles jusqu'à 10 pièces principales*," Norme expérimentale 2007.

[3] K. Terzaghi, "*Theoretical soil mechanics*," Wiley, 1943, New York.

[4] W. R. Gardner, "*Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application too evaporation from a water table*," Soil Science, vol. 85, 1958, pp. 228–232.

[5] Y. Mualem, "*Hydraulic conductivity of unsaturated soils : Prédiction and formules, in methods of Soil Analysis, part 1, Physical and Mineralogical Methods*," 2nd edition Agronomy, 1986, pp. 799–823.

[6] D. G Fredlund, A. Xing, and S. Huang, "*Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*," Canadian Geotechnical Journal, vol. 31(4), 1994, pp. 533–546.

[7] M. Aubertin , M. Mbonimpa, B. Bussiere, and R.P. Chapuis, "*A Model to Predict the Water Retention Curve From Basic Geotechnical Properties*", Canadian Geotechnical Journal, vol. 40(6), 2003, pp. 1104–1122.

[8] NF X 30-441, "*Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau, au perméamètre à paroi rigide à gradient hydraulique constant*," Norme Afnor, octobre 2002.

[9] W. P. Stakman and G. C. van der Harst, "*Determination of soil moisture retention curves, II- Pressure membrane apparatus (range pF 3.0 to 4.2)*," Publication of Institute for Land and Water Management esearch, Wageningen, Pays Bas, 1969, 10 p.

[10] G. Varallyay, "*A ralaj alföld potenciçlja es aj berendezes annak meghatàrozàsàra az alacsony (atmosfera allati) tenziètartomànyban*," Agrokèmia ès Talajtan, vol.22, 1972, pp. 1–22.

[11] G. C. Topp and W. Zebchuk, "*The determination of soil water desorption curves for soil cores*," Canadien Journal of Soil Science, vol. 59, 1979, pp. 19–26.

[12] M. D. Fredlund, G. W. Wilson and D. G. Fredlund, "*Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve*," Canadian Geotechnical Journal, vol. 39(5), 2002, pp. 1103–1117.

[13] L.M. Arya and J.F Paris, "*A physico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data*," Soil Science Society of America Journal, vol. 45, 1981, pp. 1023–1030.

[14] Kovacs, "*Seepage hydraulics*," Elsevier Science Publishers, 1981, Amsterdam, The Netherlands.

[15] A. Maqsoud, B. Bussière, M. Aubertin and M. Mbonimpa, "*Modification of the Predictive MK Model to Integrate Hysteries of the Water Retention Curve*," Unsaturated Soils : Fourth International Conference on Unsaturated Soils, 2006, pp. 2465-2476.

[16] C. E. Zapata, W. N. Houston and K. D. Walsh,. "*Soil-water characteristic curve variability*," Advances in Unsaturated Geotechnics, Geotech. Special Pub, vol. 99, 2003, pp. 84–124.

ETUDE DU TRANSPORT EN SUSPENSION DANS UN MILIEU POREUX SATURE AU LABORATOIRE

STUDY OF SUSPENDED TRANSPORT IN SATURED POROUS MEDIA ON LABORATORY

KAZI TANI Hychem Abdesslem[1], BOUANANI Abderrezak[2]&BABA-HAMED Kamila[3]
kazitanih@gmail.com
[1] Laboratoire n°25, Département d'Hydraulique, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen, Algérie.
[2] Laboratoire n°25, Département d'Hydraulique, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université Tlemcen, Algérie. Email : a_bouananidz@yahoo.fr
[3] Laboratoire n°25, Département des Sciences de la Terre et de l'Univers, Faculté SNVTU, Université Tlemcen, Algérie. Email : kambabahamed@yahoo.fr

Résumé : *Dans cette note nous présentons les résultats de l'étude expérimentale que nous avons réalisée au laboratoire du transport et dépôt des particules en suspension dans un milieu poreux saturé. Dans un tel milieu, Les particules en suspension peuvent être des vecteurs de pollution ou des produits colmatant en cas de dépôt. Deux types de particules en suspension ont été utilisés (argileuses et Chaux). Des injections brèves de solutions de particules en suspension ont été effectuées sur une colonne de laboratoire remplie de deux types de sable de la région d'Adrar (sud algérien) de granulométries différentes. L'interprétation des résultats de traçage en utilisant l'équation de convection- dispersion avec une cinétique de dépôt de premier ordre, nous a permis de déterminer les paramètres hydrodispersifs. Aussi, ces essais ont confirmé que :*

-les caractéristiques physiques du milieu poreux ont un rôle important dans la restitution des traceurs.
-La perméabilité, la porosité et la vitesse d'écoulement sont les paramètres déterminants qui favorisent le passage et/ou le colmatage, l'agglomération (rétention) ou le relargage (dispersion).

Mots clefs *: Colonne expérimentale- particules en suspension-vitesse d'écoulement- transport-dépôt.*

Abstract: *The work carried out in this article relates to two sandy formations of physical characteristics (porosity, permeability, porous volume) different. And also two types of tracers in suspended particles (clays and lime). The suspended particles are implied in many problems; such as the hydraulic works, the exploitation of the underground resources (hydrous and oil), the transport of the latter in water can be a vector of transport of contaminants or brakes by their deposition (filling of the pores).The experimental studies of transport in suspension and their deposition in our experimental column, were carried out in a laminar mode. The interpretation of the results of tracing obtained by using the equation convection-dispersion of first order; we allowed to determine the various parameters hydrodispersifs. The various rates of flow used and cuts in particles are parameters which influence on transport and deposition. The rate of refund is function of the rate of flow and the porosity of the medium.*

Key words: *Experimental column- Suspended Particles - Velocity of flow transport-deposition.*

1. Introduction :

Les matières en suspension sont des particules infimes, leur transfert joue un rôle déterminant dans la contamination des aquifères, leur taille favorise l'adsorption des contaminants et leur migration sur de longues distances [6]. Les particules peuvent ainsi jouer un rôle de véhicule si elles sont transportées facilement dans l'écoulement ou au contraire devenir un frein à la migration des polluants dans le cas ou leur présence colmate rapidement les pores ; quand la dimension des particules en suspension est importante [2].
Les particules en suspension sont aussi issues de l'érosion interne, qui est un mécanisme primordial des instabilités d'ouvrages hydrauliques en terre. Ce mécanisme comporte deux processus importants : L'arrachement des particules et leur déplacement [5]. Le transport ou la migration des particules ou des éléments chimiques dans un milieu poreux ou fissuré (figure 1) résulte de la combinaison de trois mécanismes principaux : La convection, qui est l'entrainement des particules à la vitesse moyenne du fluide, la dispersion cinématique engendrée par l'hétérogénéité de la vitesse réelle de l'écoulement dans le milieu poreux, par rapport à la vitesse convective moyenne [1] et enfin, la diffusion moléculaire qui transforme l'hétérogénéité de la concentration du milieu en concentration homogène dans tout l'espace poreux [3].
Vu la complexité du milieu, due notamment à l'hétérogénéité dans le milieu géologique qui perturbent les champs de vitesse et de concentration du polluant, rendant ainsi très difficile la mise en œuvre des expérimentations en vrai grandeur pour comprendre et prévoir ce transport, la plupart des essais sont effectués à l'échelle du laboratoire. Les essais que nous avons réalisés sur colonne ont pour objectif la modélisation du comportement du transport et la cinétique de dépôt des particules. Dans cette étude, nous allons présenter des résultats d'analyse des courbes de restitution et le calcul des paramètres hydro-dispersifs selon différentes approches obtenus lors d'essais de traçage sur colonne horizontale remplies de deux sables de granulométrie différente par l'utilisation de deux types de suspension (argile et chaux).

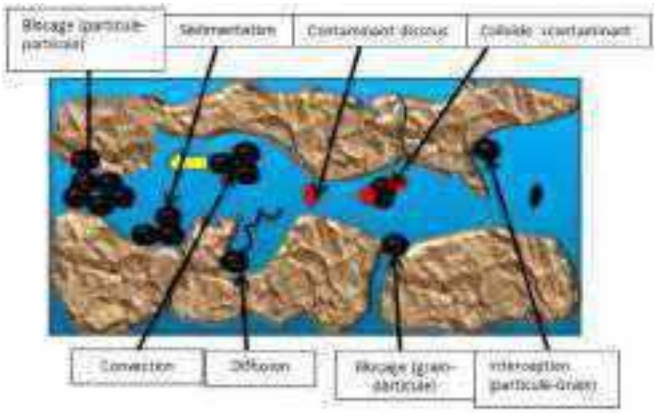


Figure 1. Mécanisme à échelle microscopique du Transport des particules dans un milieu poreux saturé

2. Milieux, matériaux et modèle expérimental :

2.1. Description du milieu poreux utilisé :

Le sable utilisé dans notre expérimentation est siliceux (Densité sèche constante après saturation), que nous avons ramené de la région d'Adrar (Lieu-dit Bouda). Nous avons réalisé un trie pour constituer deux sables de granulométrie différente (fig. 2) (tableau 1)

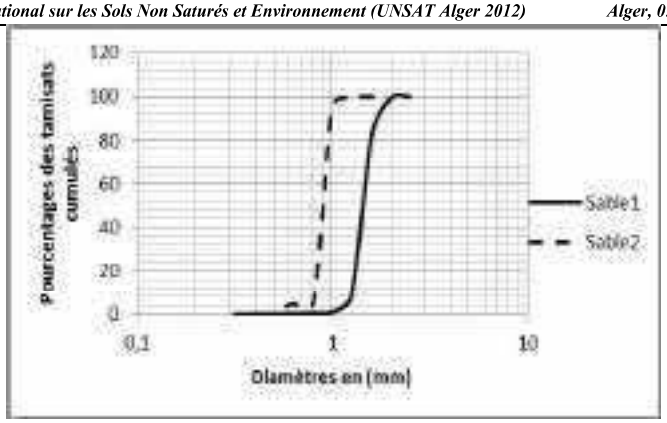


Figure 2. Courbe granulométrique des deux milieux poreux

Tableau (1) : Valeurs des coefficients d'uniformité des deux formations et leurs diamètres.

	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	Le coefficient d'uniformité *U*
Sable 1	1.3	1.5	1.6	1.23
Sable 2	0.81	0.89	0.90	1.11

L'allure verticale des courbes ainsi que les coefficients d'uniformités inférieures à 2 indiquent que notre matrice poreuse des deux sables est uniforme. Aussi, nos deux milieux présentent les caractéristiques physiques suivantes (Tableau 2).

Tableau 2. Propriétés physiques et hydrauliques des deux milieux poreux

	Densité apparente (d_a)	Densité spécifique (d_s)	Porosité %	Perméabilité (m/s)
Sable 1	1.33	2.45	45	$1{,}68.10^{-2}$
Sable 2	1.54	2.49	38	$8{,}38.10^{-3}$

2.2. *Les matériaux en suspension:*

Le choix des particules en suspension a porté sur des particules d'argile et de chaux de diamètre inférieur à 80µm. La répartition des diamètres a été définit par sédimentométrie. La gamme de diamètres de notre suspension argileuse est poli-dispersive entre 76 et 1,42µm avec plus de 50% de l'échantillon de diamètre inférieur à 1,42µm. D'après le spectre de taille notre suspension comporte même des colloïdes.
L'étude de la taille des particules est importante pour faire le rapport particule-grain du milieu poreux afin d'étudier le phénomène de blocage [7]. En effet le blocage se produit lorsque le rapport S_p/S_g est supérieur à 0,05. La gamme des tailles des particules en suspension utilisées est largement inférieure à la taille moyenne des grains constituant les milieux poreux avec un rapport de S_p/S_g de l'ordre 10^{-6}.

2.3. *La colonne d'expérimentation:*

Le dispositif expérimental (Figure 3) est composé de :

1. Un réservoir à charge d'eau constante qui alimente la colonne,
2. Un tuyau de diamètre 1,7mm qui relie le réservoir à la colonne.
3. Une colonne en PVC de diamètre 50mm, de longueur 60 cm fermée en ces deux extrémités par des filtres pour empêcher la perte des grains du milieu poreux.

4. Une seringue à l'amont de la colonne pour l'injection de la suspension,
5. 4 piézomètres pour contrôler la charge hydraulique à l'intérieur de la colonne, séparés d'une distance de 7,5cm.
6. Un turbidimètre à la sortie de la colonne pour mesurer la turbidité et la traduire en concentration.

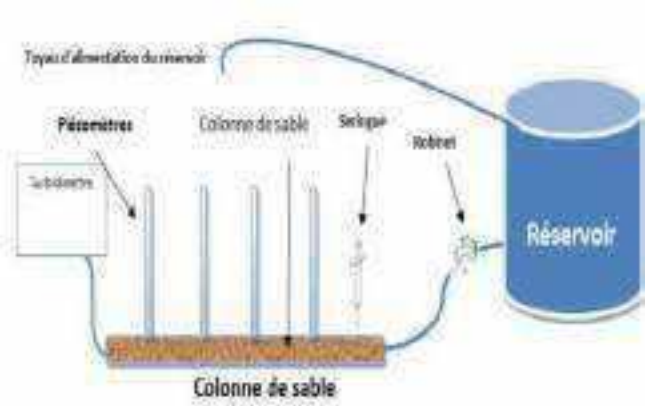


Figure 3. Schéma de la colonne expérimentale

2.4. *L'injection des particules en suspension :*

Une fois la colonne remplie horizontalement avec le matériau, on injecte notre suspension à l'aide d'une seringue, en réalisant des impulsions. Le volume injecté doit être beaucoup plus petit que le volume de la colonne (Vinj $\ll$ Vp) pour éviter la perturbation de l'écoulement à l'intérieur du milieu poreux. La concentration en particules injectées pour tous les essais est égale à 1 g/l, la concentration de la chaux injectée est de 1 g/l. Pour la conversion des turbidités mesurées en concentrations, nous avons établis la courbe d'étalonnage (Figure 4).

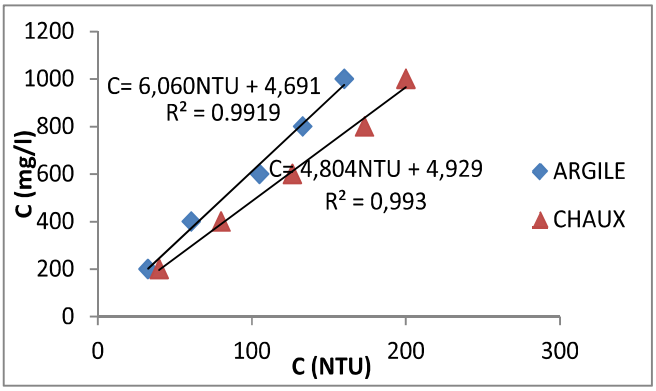


Figure 4. Concentration en (mg/l) en fonction de la turbidité en (NTU)

2.5. Les essais de traçage :

La réalisation des essais de transport en suspension et de traçage dans une colonne au laboratoire, permet d'étudier l'évolution de la propagation des matières suspendues et des traceurs dans les différents milieux poreux. Ces essais sont basés sur des méthodes qualitatives qui identifient les paramètres régissant les écoulements souterrains (vitesse effective des eaux, propriétés hydro dispersives). Il s'agit d'injecter en amont de la colonne une concentration de la suspension argileuse, ou de chaux. Sous l'effet de différentes vitesses d'écoulements, mais toujours en régime laminaire, la solution est récupérée à la sortie de la colonne, à 60cm du point d'injection, et à différents pas de temps. Les échantillons prélevés passent par un turbidimètre, où sont effectuées lse mesures de la turbidité en NTU. Les valeurs sont ensuite converties en mg/l à l'aide de la courbe d'étalonnage (Figure 4).

3. Résultats et discussions:

3.1. Courbes de restitutions

Les courbes de restitution figure 5 et 6 présentent l'évolution du rapport C/C0 (Concentration en sortie de la colonne rapportée à la concentration initiale d'injection des argiles et de la chaux $C/C_0=f(t)$) pour trois vitesses en fonction du temps. Ces courbes montrent que :

Pour des mêmes vitesses d'écoulement, les temps d'arrivée des particules d'argiles sont légèrement inférieurs de ceux de la chaux. La dissolution partielle de la chaux conduit à l'adsorption, la diffusion moléculaire et la dispersion.

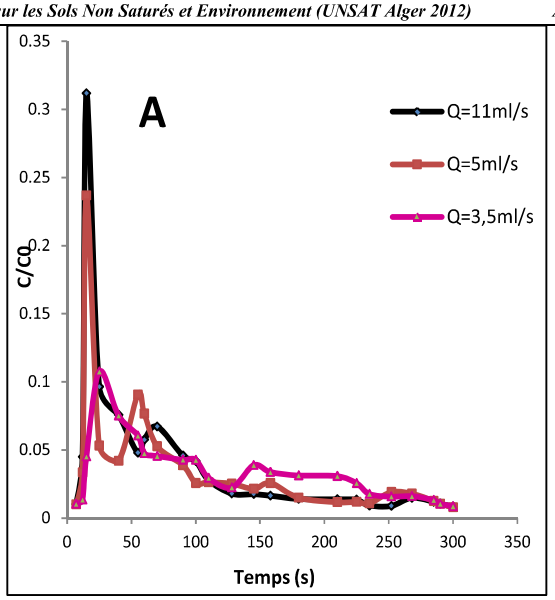
La surface de la courbe de restitution augmente avec la vitesse d'écoulement ; cette dernière ne favorise pas le dépôt des particules.

La restitution est légèrement plus élevée à travers le sable1 le sable2 ; la plus grande porosité et la perméabilité du milieu 1 permet un meilleur transfert des particules. En effet, le sable2 plus homogène favorise l'interception directe particule-grain solide et l'adsorption pour la chaux.

Les perturbations observées au niveau des courbes de restitutions, sont probablement due au mauvais arrangement des grains, et peut être au relargage de matières en suspension déposées ou bloquées momentanément.

L'évolution temporelle des taux de restitutions des deux traceurs injectées, pour trois débits d'alimentation différents montre:

- Pour Q=11ml/s que dès la 1ere minute 60% des suspensions argileuses ou de chaux sont restituées, après 2 minutes c'est 80% qui sortent. La vitesse de restitution diminue, et ce n'est qu'après plus de 5minutes que nous obtenons le maximum de restitution plus élevé pour le sable1 (98% pour les argiles et 90% pour la chaux) que le sable2 (81% pour les argiles et 78% pour la chaux).
- Pour Q=5ml/s, la restitution est de 40% après 1 minute, pour les deux suspensions et les deux échantillons, alors que le max de restitution est de 87% et 82% pour le sable1 respectivement pour l'argile et la chaux. Il atteint 70 et 65% pour le sable2.
- Pour Q=3,5ml/s, le même comportement est observé avec un taux de 30% en moyenne, dès la 1ère minute, un max de restitution allant de 78% à 60% (Tableau 3). La faible vitesse d'écoulement engendre le dépôt des suspensions dans le vide inter-granulaire et favorise la dissolution de la chaux.



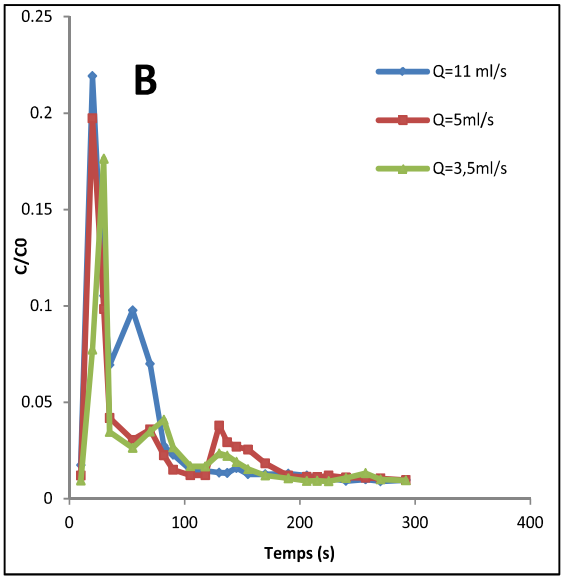


Figure 5. Essais de traçage ; injection des argiles : (A) Sable1 ; (B) Sable2

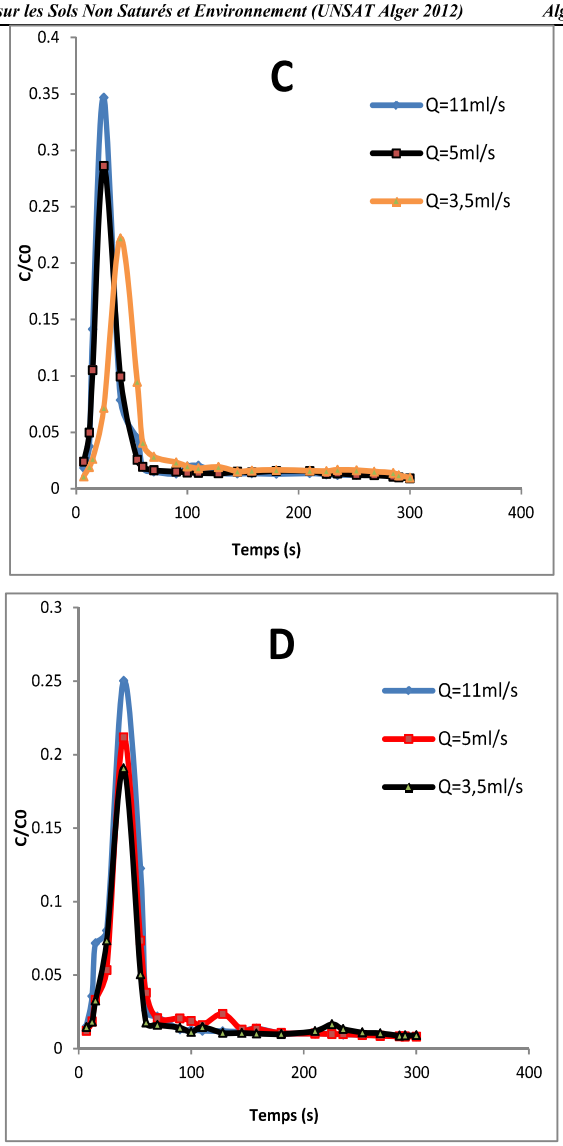


Figure 6. Essais de traçage ; injection de la chaux : (C) Sable1 ; (D) Sable2

Tableau 3. Taux de restitution obtenue par la courbe des concentrations cumulées en fonction du temps

		SABLE1 (injection d'argile)	SABLE2 (injection d'argile)	SABLE1 (injection de la chaux)	SABLE2 (injection de la chaux)
Débit d'alimentation (ml/s)	11	98,45	81,09	90,34	78,22
	5	87,69	70,34	82,36	64,76
	3,5	78,63	63,29	75,57	60,24

3.2. Les paramètres hydro-dispersifs :

L'écoulement de l'eau ne dépend pas seulement du gradient hydraulique et de la perméabilité qui agissent sur la vitesse et le flux d'écoulement. Dans son déplacement, l'eau peut aussi entrainer des éléments sous forme dissoute comme les ions, les colloïdes les bactéries, et des éléments solides qui sont transportés en suspension. Le transfert et le transport de ces entités avec l'eau résultent d'un ensemble de phénomènes physiques convection et dispersion, et chimique comme la diffusion moléculaire.
La méthode présentée ici, dite analytique est basée sur les solutions de l'équation de convection dispersion (1) en écoulement monodimensionnel. Nous exposons les cas de traçages avec les particules en suspension et de traceur conservatif par injection instantanée. La quantité des particules en suspension injecté est particulièrement faible pour que le dépôt des particules ne modifie pratiquement pas la porosité (perméabilité) du milieu et le relargage est négligeable. Le transport des particules dans un milieu poreux homogène avec un écoulement monodimensionnel uniforme est décrit par l'équation de convection-dispersion avec une cinétique de dépôt du premier ordre :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u\frac{\partial C}{\partial x} - K_{dep} C \qquad (1)$$

Avec :
DL : La dispersion longitudinale.
u : La vitesse effective.
K_{dep} : Le coefficient de dépôt.

Les conditions initiales aux limites s'écrivent :

$$\left.\begin{array}{l} C(t=0\ ,\ x) = 0 \\ C(t\ ,\ x=0) = m/Q.\delta(t) \\ C(t,\ x=\infty) = 0 \end{array}\right\} \qquad (2)$$

Où $\delta(t)$ est une fonction de type Dirac en temps [T^{-1}], Q le débit d'écoulement [$L^3\ T^{-1}$] ; m la masse du traceur injecté [M] calculée par : $m=C_0V_{inj}$ .C_0 étant la concentration et V_{inj} le volume de la solution du traceur injecté. La dernière condition aux limite (C(t, x=∞)=0), valable pour un milieu semi-infini n'étant pas réaliste dans notre cas. La solution analytique de l'équation (1) avec les conditions initiales aux limites est donnée par (Wang et al ; 2000) :

$$C(t,x)= \frac{mx}{Q\sqrt{4\pi D_L t^3}} \exp\left(-K_{dep}t\right) \exp\left(-\frac{(x-ut)^2}{4D_L\, t}\right) \qquad (3)$$

Pour une distance L fixée entre le point d'injection et le point d'observation et en définissant, le nombre de péclet P_e= uL/DL = L/α_L. Avec α_L la dispersion longitudinale ; ainsi que le temps de transfert par convection pur t_c=L/u l'équation (3) s'écrit :

$$C(t) = \frac{m}{Q}\sqrt{\frac{p_e\, t_c}{4\pi t^3}} \exp\left(-K_{dep}t\right) \exp\left(-\frac{p_e}{4t_c}\frac{(t_c-t)^2}{t}\right) \qquad (4)$$

A l'aide de l'équation 4, et des courbes de restitution figures 5 et 6, nous avons calculé les paramètres hydro-dispersifs en adoptant la méthode de WANG, et celle des moments ; les résultats sont récapitulés dans les tableaux 4 et 5.

3.3. Comparaison des résultats:

Les tableaux 4 et 5 des paramètres hydrodispersifs montrent que le coefficient de dispersion longitudinal, varie proportionnellement avec le débit d'alimentation. L'augmentation de la vitesse d'écoulement favorise la dispersion des particules en suspension d'argile et de chaux dans le milieu poreux. Nos deux milieux poreux avec une bonne perméabilité permettent une restitution très rapide. Le coefficient de cinétique dépôt ; ainsi que le temps de transfert par convection pur varie inversement avec la vitesse d'écoulement.

Tableau 4. Description des paramètres hydro dispersifs à partir de la méthode graphique linéaire (Wang 2000)

	Débits d'alimentation (ml/s)	Temps de transfert t_c (s)	Taux de restitution R(%)	Nombre de peclet P_e	Coefficient de dépôt K_{dep} (1/h)	Dispersion longitudinale $D_L(cm^2/s)$
Sable(1) ARGILE	11	80,21	98,45	1,83	0,7	18,38
	5	98,27	87,69	1,39	5,28	10,71
	3,5	113,12	78,63	1,6	8,81	6,75
Sable(2) ARGILE	11	86,39	81,09	2,95	8,86	11,38
	5	108,58	70,34	2,76	13,22	5,43
	3,5	113,9	63,29	4,35	15,97	2,51
Sable(1) Chaux	11	49,46	90,34	1,76	7,82	19,09
	5	94,89	82,36	2,19	8	6,84
	3,5	100,16	75,57	1,92	11,55	5,62
Sable(2) Chaux	11	76,04	78,22	2,25	12,90	14,93
	5	85,15	64,76	2,75	21,3	5,45
	3,5	93,12	60,24	3,24	22,65	3,33

Tableau 5. Description des paramètres hydro dispersives à partir de la méthode des moments

	Débits d'alimentation (ml/s)	Temps de transfert t_c (s)	Taux de restitution R(%)	Variance réduite σ_R^2	Nombre de peclet P_e	Coefficient de dépôt K_{dep} (1/h)	Dispersion longitudinale $D_L(cm^2/s)$
Sable(1) ARGILE	11	81,42	98,45	0,8	2,46	0,68	13,65
	5	81,6	87,69	0,68	2,53	5,31	5,92
	3,5	104,23	78,63	0,358	5,1	7,26	2,12
Sable(2) ARGILE	11	63,15	81,09	0,79	2,13	10,41	15,77
	5	71,42	70,34	0,66	2,32	12,03	6,46
	3,5	76,61	63,29	0,56	2,65	14,07	4,07
Sable(1) Chaux	11	67,65	90,34	0,81	2,26	4,8	14,86
	5	71,61	82,36	0,73	2,35	7,78	6,38
	3,5	92,19	75,57	0,47	3,69	8,88	2,92
Sable(2) Chaux	11	65,43	78,22	0,699	2,36	14,67	14,23
	5	69,96	64,76	0,57	2,63	15,18	5,7
	3,5	71,73	60,24	0,58	2,43	15,56	4,44

4. Conclusion :

L'étude du transport de l'argile et de la chaux dans un milieu poreux saturé , à travers cette expérience dans une colonne au laboratoire, a permis d'établir des particularités propres au deux types de sable et aux deux matériaux en suspensions. Les essais sont effectués avec des vitesses qui dépassent celles qui sont dans les milieux naturels, tout en restant dans le domaine de Darcy. En effet nous avons travaillé en régime laminaire, les nombres de Reynolds calculés sont inférieurs à10.
Cette étude a montré que les caractéristiques physiques du milieu poreux ont un rôle important dans la restitution des traceurs. La perméabilité, la porosité et la vitesse d'écoulement, sont des paramètres qui en premier lieu favorisent le passage et/ou le colmatage, l'agglomération (rétention) ou le relargage (dispersion). Les injections instantanées effectuées séparément avec les matières en suspension (argiles et chaux) pour les différentes vitesses d'écoulement ont montré un petit déphasage entre la restitution de la chaux et les particules d'argile. Les particules d'argiles sont transportées plus rapidement que la chaux.
La vitesse d'écoulement est le paramètre le plus important dans cette étude, en effet :
-Le taux de restitution augmente avec la vitesse d'écoulement. Aussi, pour les petites vitesses et sous l'effet de la densité les particules d'argiles sont entrainées vers le fond de la colonne réduisant ainsi le taux de restitution. Toutefois, la solubilité partielle de la chaux ne permet pas une restitution maximale à la sortie de la colonne.
-Le coefficient de dispersion D_L est proportionnel à la vitesse d'écoulement, les valeurs obtenues pour les deux suspensions sont proches.
-La rétention et/ou le dépôt des particules dans le milieu poreux est caractérisée par le coefficient cinétique de dépôt. Ce coefficient est inversement proportionnel à la vitesse d'écoulement.
Les paramètres hydro-dispersifs calculés par les deux méthodes, sont basées sur la valeur du nombre de péclet, le temps de transfert, et de dépôt.
Cette étude a permis de réaliser une modélisation analytique simple pour le transport et le dépôt de particules en suspension dans un milieu poreux saturé. Les paramètres hydrauliques, géométriques et physiques influent sur le transfert et la rétention des particules solides.

5. Bibliographie :

[1]. A. Beaudoin, J.R. De Dreuzy, J. Erhel 2008: Dispersion dans les milieux hétérogènes. XXVI^{émes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 4 au 6 juin, Nancy.
[2]. Ahfir, N-D. 2006. Etude des mécanismes de transport et de la cinétique de dépôt des particules en suspension dans un milieu poreux saturé. Thèse de doctorat, université Du Havre.
[3]. De Marsily G. 1986. Quantitative hydrogeology. Groundwater hydrology for ingineers.Academic Press, INC, New York.
[4]. Charlotte, M. 2000. Transport de soluté et de particules argileuses colloïdales dans un milieu poreux saturé à double porosité. Mémoire DEA, école des mines Paris, 51P.
[5]. MONNET A. 1998. Bou lance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement. Revue Française de géotechnique, N° 82, p.3-10.
[6]. Kanti Sen, Tuchar. and K.C. Khilar. 2006. Review on subsurface colloids and colloid-associated contaminant transport in saturated porous media. Advances in Colloid and Interface Science. 119 :71 – 96
[7]. Sakthivadivel, R. 1969. Clogging of granular porous medium by sediment. Rep. HEL 15-7, 106 pp., Hydraulic. Eng. Lab.. Univ. of Calif., Berkeley.

ÉVALUATION DE QUELQUES MODÈLES PRÉDICTIFS DE LA PERMÉABILITE PAR ANALYSE DE RÉGRESSION SIMPLE EN UTILISANT LA BASE DE DONNÉES SOILVISION.

HAMADACHE Kamel[1,2], DERRICHE Zohra[1] et AMDOUN Ryad[2].

Email: hamadacheinrfb@yahoo.fr

[1] *Ecole Nationale Supérieure des Travaux public (ENSTP), Kouba –Alger Algérie.*

[2] *Institut National de la Recherche Forestière (INRF), BP 37 Baînem, Cheraga – Alger Algérie.*

Résumé *: Les résultats d'une étude statistique, notamment l'analyse de régression simple de modèles prédictifs de la perméabilité (K), montrent que sur, les neuf modèles étudiés, seuls trois modèles ressortent comme pouvant raisonnablement servir pour la prédiction de la perméabilité des sols. Il s'agit du modèle de Kozeny (1962) pour les sols argileux, du modèle de Zamarin (1992) pour les sols limoneux-sableux et celui de Kruger (1992) pour les sols sableux. Une analyse approfondie de la spécificité géotechnique du coefficient de perméabilité a permis de montrer que la plus ou moins bonne performance des trois modèles cités découle du fait qu'ils tiennent compte, en plus de la porosité au même titre que les autres modèles, des diamètres des différentes fractions composant les sols d'une manière plus détaillée plutôt que d'un diamètre effectif unique que considèrent les autres modèles.*

Mots-clefs : *Perméabilité des sols saturés (K), Analyse statistique, Modèles prédictifs, Régression linéaire simple, Base de données.*

Abstract : *This paper documents a statistical analysis, including a regression analysis, carried out to evaluate the prediction capacity of nine models proposed to estimate the coefficient of permeability of saturated soils. The analysis uses soil data obtained from a commercial data base SoilVision 3.0. The statistical work consisted of an ANOVA followed by a regression analysis. Results obtained have shown that, from the nine models studied, only three can be used to estimate reasonably the coefficient of permeability of satured soils. These are* $Kozeny_{1962}$ *model for clayey soils, the* $Zamarin_{1992}$ *model for sandy loamy soils and the* $Kruger_{1992}$ *model for the sandy soils. A thorough study of the geotechnical meaning and specificity of the permeability parameter, gave foundations to conclude that, the more or less good prediction performance of the three models stems from the fact these models relie on, in addition to porosity as well as do all the other models, a more detailed expression of the grain size distribution than on effective size diameter only.*

Key-Words : *Permeability of satured soils K, Predictive models, Statistical analysis, linear regression , Data base.*

1. Introduction.

Les mesures *in situ* ou au laboratoire de la perméabilité d'un sol sont longues, coûteuses et présentent des incertitudes [29]. En effet, même si on effectue des mesures sur le même échantillon de sol, les résultats présenteraient une fluctuation ou une variabilité importante qui fait que la perméabilité soit un paramètre difficile à mesurer. Pour ces raisons, de nombreux auteurs ont mis au point des modèles empiriques prédictifs de la perméabilité ($K_{modèle}$) [28] à partir des propriétés des sols facilement mesurables telles que la porosité, la granulométrie, la taille effective des grains [9], [27].

Le but de ce travail est de savoir quelle est la fiabilité à attacher à ces modèles ? Et pour quels types de sols ils doivent etre considérés ? Pour ce faire nous avons comparé les valeurs de la perméabilité (K) prédites par neufs modèles ($K_{modèle}$) avec les valeurs de K mesuré. En effet, nous avons cherché à estimer, selon un modèle de régression linéaire simple, $K_{modèle}$ en fonction de $K_{mesuré}$ tiré de SoilVision et qui représente la valeur de la perméabilité mesurée pour différents types de sols (argileux, limoneux-sableux et sableux). Nous

avons démarré sur la base qu'un modèle empirique est prédictif si la valeur $K_{modèle}$ se rapproche de la valeur mesurée.

2. Le coefficient de perméabilité.

La perméabilité est exprimée par le coefficient de perméabilité K. Ce dernier, découle de la loi de Darcy (1856). Cet auteur a effectué de nombreuses expérimentations afin d'étudier le débit d'écoulement à travers les couches filtrantes de sable en s'inspirant de la loi de Poseuille et des hypothèses de l'hydraulique souterraine a savoir : sol parfaitement saturé, les grains qui composent la phase solide sont incompressible et la phase liquide est continue, il a établi la loi qui porte son nom :

$$v = K.i \qquad (1)$$

Avec

K : coefficient de perméabilité de Darcy ($m.s^{-1}$)

i : Gradient hydraulique ($i = \Delta h/\Delta l$)

2.1. Validité de la loi de Darcy.

Il existe plusieurs méthodes de mesures du cœfficient de perméabilité dont les plus importants sont :

- mesure de la perméabilité en laboratoire (perméamètre à charge constante et perméamètre à charge variable).
- mesure de la perméabilité *in situ* (essai de pompage, essai ponctuel).

Il existe d'autres méthodes de mesure de la perméabilité qui sont décrites dans la littérature [14], [10].

La loi de Darcy est valide pour la plupart des types d'écoulements dans les sols dont les dimensions vont du sable moyen au limon [15]. Toutefois, elle présente des déviations pour les sables grossiers et graviers ainsi que pour les sols fins tels que les argiles et les sols limoneux.

La relation entre le flux (débit spécifique) et le gradient hydraulique n'est pas linéaire aux grandes vitesses pour lesquelles les forces d'inertie ne sont pas négligeables devant les forces de viscosité [11]. La loi de Darcy est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesses faibles), et dans le cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changements dans la fluidité ou la perméabilité en fonction du gradient. Dans les sables et les graviers, des gradients hydrauliques supérieurs à l'unité peuvent développer des conditions d'écoulement non linéaires et la loi de Darcy n'est alors pas applicable.

Pour les sols fins, bien que la loi de Darcy soit généralement valable [23], certains auteurs ont montré des déviations du comportement prévu par la loi de Darcy pour les argiles et les sols argileux [31], [1].

Le gradient seuil apparent est le seuil en dessous duquel le flux est soit nul (l'eau reste apparemment immobile), soit au moins inférieur à celui prédit par la loi de Darcy. Miller et Low (1963)[19], attribuent la présence du gradient seuil à l'existence d'une structure « quasi-cristalline » de l'eau. D'après ces auteurs, les interactions eau-argile étaient responsables de l'alignement théorique des molécules d'eau et qu'une force non nulle est nécessaire pour casser cette structure avant qu'il y ait écoulement. Olsen (1965)[22], a établi que certains gradients seuils apparents peuvent être dus aux erreurs expérimentales non détectées.

Dans la mesure de K, il est souvent fais usage de gradient hydraulique élevé pour accélérer la mesure de la perméabilité ce qui est incompatible avec le domaine de validité de la loi de Darcy.

2.3. Difficultés de mesure de la perméabilité.

2.3.1. Durée de la mesure.

L'expérience montre que pour les mesures *in situ* ou au laboratoire de la perméabilité d'un sol sont longues, coûteuses et présentent des incertitudes [29]. Cassan (2005)[3] montre que selon les normes AFNOR (figure 1), il faut 50 heures d'essai au minimum pour mesurer la perméabilité d'un sol fin sans compter le temps de saturation qui est du même ordre de grandeur, ce qui engendre des coûts économiques élevés de l'essai.

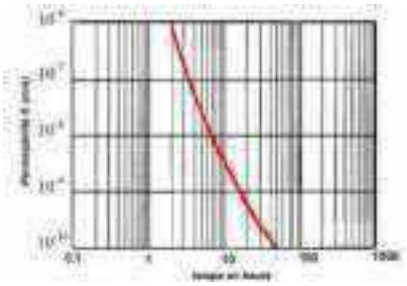


Figure 1. Evaluation de la durée minimale de l'essai (norme : AFNOR ; Cassan 2005)

2.3.2. Précisions des mesures de K.

L'expérience a montré aussi que les valeurs de mesures du coefficient de perméabilité sont extrêmement dispersées. Ce même auteur (Cassan, 2005)[3], montre que pour un même sol à savoir le limon de Clay-souilly, douze laboratoires utilisant des méthodes d'essai différentes, arrivent à des résultats de mesures de K dont la variation peut atteindre 10 000 (m/s) (figure 2). Fait marquant à signaler aussi, pour le même sol, le laboratoire de Pontignac, utilisant une même méthode, celle du peméamètre K12, trouve des valeurs telles que le rapport Kmax/Kmin est égal 30 (figure 2), ces résultats démontrent qu'aussi important qu'il soit, *K* reste difficile à cerner et encore plus à mesurer.

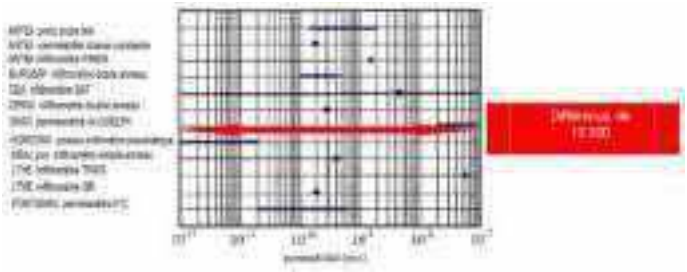


Figure 2. Résultats des essais en surface : Limon de Clay-Souilly.

Pour ces raisons, de nombreux auteurs ($Hazen_{1911}$, $Rawls_{1993}$ …etc) ont mis au point des modèles empiriques prédictifs de la perméabilité (Kmodèle) [28]. Mais la question qui se pose toujours est de savoir quelle est la fiabilité que nous devrions accorder de ces modèles ?

3. Matériel et méthodes.

3.1. Utilisation de la base de données SoilVision et extraction des données.

Parmi les 6215 sols de la base de données de SoilVision 3.0., nous avons trouvé 379 sols pour lesquels la perméabilité saturée (*K*) a été mesurée. Parmi ces derniers, nous avons retenu 188 sols dans un premier temps en fonction des propriétés disponibles pour ces sols dans la base de données SoilVision à savoir: Granulométrie, Perméabilité et Porosité.

Certains de ces sols (188) manquent de données détaillées requises par les modèles prédictifs de la perméabilité. Nous avons donc éliminé systématiquement ces sols, au final 165 sols ont été retenus pour l'analyse statistique. Les 165 sols retenus ont été classés en fonction de leur granulométrie en trois catégories : sols argileux, sols limoneux sableux et sols sableux. Ils se répartissent comme indiqué dans le triangle de classification des sols (figure 3).

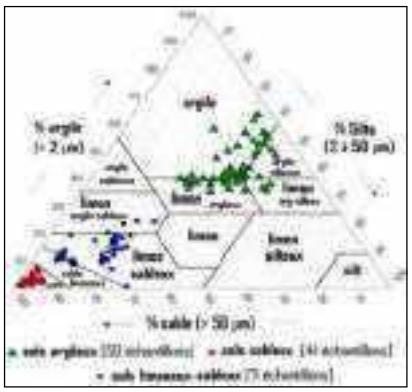


Figure 3. Classification des sols selon leurs pourcentages d'argile, de limon et de sable.

3.2. Modèles prédictifs de la perméabilité saturée (K).

Les modèles prédictifs de la perméabilité des sols saturés analysés dans ce travail, sont présentés dans le tableau 1. Pour prédire la perméabilité, ces modèles tiennent compte de différentes manières, de la granulométrie, de la porosité et de la température ambiante qui influe sur la viscosité de l'eau. Dans ce qui suit, les résultats des valeurs de la perméabilité prédits par ces modèles seront comparés avec des résultats des valeurs mesurés consignés dans la base de données SoilVision 3.0. L'étude comparative sera réalisée selon une approche de modélisation à savoir, l'analyse de régression.

Tableau 1. Modèles prédictifs de la perméabilité des sols saturés analysés.

MODELES	FORMULES	PARAMETRES DE SOLS	REFERENCES
***Kozeny*$_{1962}$**	$K_Kozney_{1962} = 7{,}94.\frac{n^2}{(1-n)^2}\tau d_e^2$	Porosité, coefficient de température, diamètre effectif.	[26]
***Slichter*$_{1962}$**	$K_\text{Slichter}_{1962} = \frac{\gamma}{\mu}10{,}021.\Psi(n)d_e^2$	Porosité, d_{10}.	[26]
***Beyer*$_{1964}$**	$K_\text{Beyer}_{1964} = C.d_e^2$	d_{10}, d_{60}.	[13]
***Terzaghi*$_{1981}$**	$K_\text{Terzaghi}_{1981} = C_0\frac{\mu_{10}}{\mu_t}\left[\frac{n-0{,}13}{\sqrt[3]{1-n}}\right]^2.d_{10}^2$	Porosité, d_{10}.	[13]
***Rawls*$_{1983}$**	$K_\text{Rawls}_{1983} = 2{,}77.10^{-4}.\text{EXP}^{A}$	Porosité, % d'argile, % de sable.	[25]
***Zamarin*$_{1992}$**	$K_\text{Zamarin}_{1992} = 8{,}07\frac{n^3}{(1-n)^2}C_n.\tau.d_e^2$	Porosité, coefficient de température, diamètre effectif.	[18]
***Kruger*$_{1992}$**	$K_\text{Kruger}_{1992} = 240.\frac{n}{(1-n)^2}.d_e^2$	Porosité, diamètre effectif.	[18]
***USBR*$_{1992}$**	$K_\text{USBR}_{1992} = 0{,}36.d_{20}^{2,3}$	d_{20}	[18]
***Rawls*$_{1993}$**	$K_\text{Rawls}_{1993} = 4{,}41.10^7\left[\frac{\Phi^x}{n^2}\right]R_1^2$	Porosité, % d'argile, % de sable.	[24]

Légendes : **Kozeny$_{1962}$** (τ : correction de température ; d_e **:** diamètre effectif des grains en mm) - **Slichter$_{1962}$** (γ: poids unitaire du liquide ; μ : coefficient de viscosité absolue ; $\Psi(n)$: fonction de la porosité) - **Beyer$_{1964}$** (d_e : diamètre effectif des grains ; C **:** coefficient empirique) - **Terzaghi$_{1981}$** (d_{10} : diamètre correspondant aux 10% des passants) - **Rawls$_{1983}$** (n : porosité ; S: pourcentage de sable ; C : pourcentage d'argile) - **Zamarin$_{1992}$** (n : porosité ; τ **:** coefficient de corrélation de température ; C_n : coefficient empirique) - **Kruger$_{1992}$** (n : porosite ; d_e : diamètre effectif des grains) - **USBR$_{1992}$** (d_{20} : diamètre correspondant aux 20% des passants) - **Rawls$_{1993}$** (Φ^x : porosité totale, avec l'exposant x estimé à 4/3 ; n : classe de dimension de pores ; R_1 : rayon moyen des pores).

$K_\text{Rawls}_{1983} = 2{,}77.10^{-4}.\text{EXP}^{A}$ A= avec

$$\begin{bmatrix} 19{,}52348.n\text{-}8{,}96847\text{-}0{,}028212.\%C+0{,}001107.\%S^2 \\ -0{,}0094125.\%C^2-8{,}395215.n^2+0{,}077718.\%S.n \\ -0{,}00298.\%S^2.n^2-0{,}19492.\%C^2.n^2+0{,}000173.\%S^2.\%C^2 \\ +0{,}02733.\%C^2.n+0{,}001434.\%C^2-0{,}02733.C^2.n+0{,}000035.\%C^2.\%S \end{bmatrix}.$$

3.3. Analyse statistique des quelques modèles prédictifs de K. : Analyse de Régression linéaire simple.

La prédiction statistique des neuf modèles empiriques de K des sols saturés sera étudiée en modélisant la relation entre $K_{modèle}$ et $K_{mesuré}$. Pour ce faire, nous utilisons l'analyse de régression linaire simple. Cette

approche a été utilisée par plusieurs auteurs tels que Mbonimpa *et al*. (2002)[17] et Zacharias et Wessolek (2007)[30]. Nous écrirons la relation recherchée sous la forme polynomiale suivante:

$$y_i = \alpha_0 + \alpha_1 x_i + \varepsilon_i \quad (3)$$

Où :

y est la variable dépendante (ou la variable à expliquer) ;
x est la variable indépendante (ou la variable explicative) ;
ε est le terme d'erreur aléatoire non observable.
α_0 et α_1 sont les paramètres à estimer. a_0 est le terme constant du modèle c'est-à-dire la valeur moyenne de y quand x vaut 0 et a_1 est la pente de la droite de régression [6].

Dans notre cas, y_i représente la valeur de $K_{modèle}$ et x_i, la valeur de $K_{mesuré}$ tirée de la base de données SoilVision 3.0.

Face à une distribution de points d'observation, $K_{modèle}$ en fonction de $K_{mesuré}$, nous pouvons se demander *quelle est, parmi les n droites possibles, la plus représentative ?* En d'autres termes, *Comment estimer les paramètres a_0 et a_1 du modèle linéaire ?* Cette estimation peut se faire par la Méthode des Moindres Carrés (MMC) qui propose de choisir comme estimateurs $\hat{a}_0$ et $\hat{a}_1$ de a_0 et a_1 respectivement, les valeurs qui minimisent la somme des carrés des distances (verticales) des points à la droite.

Lorsque nous calculons par la MMC une estimation de la valeur y, soit $\hat{y}$, en se basant sur un modèle linéaire qui traduit la relation entre y et x, il est utile de se poser la question : *jusqu'à quel point peut-on se fier à ce modèle ?* Afin de répondre à cette question, il faut réaliser une analyse de la variance et des tests d'hypothèses sur les paramètres α_0 et α_1 de la droite de régression. Pour effectuer ces tests, nous devons poser les hypothèses suivantes :

- Chaque valeur x, y est une variable aléatoire distribuée selon la loi normale ;
- La variance σ^2 de y est la même pour tout x ;
- Les différentes observations sur y sont indépendantes les unes des autres mais conditionnées par les valeurs de x [6].

L'analyse de la variance (ANOVA : ANalyses Of VAriance) est réalisée sur le modèle de régression linéaire simple aura pour objectif de prouver ou non l'existence d'une relation statistiquement significative entre y et x mettant ainsi en évidence la prédiction de K par le modèle étudié. L'ANOVA permet de tester l'hypothèse nulle H_0 : $a_1 = 0$ contre l'hypothèse alternative : H_1 : $a_1 \neq 0$. La statistique F_{obs} doit être comparée avec la valeur $F_{\alpha,1,n-2}$ (F_{theo} ,théorique) de la table de Ficher, où α (5%) est le seuil de signification du test. Si la valeur de F_{obs} est inférieure ou égale à la valeur de F_{theo}, on accepte H_0, donc le modèle est non significatif ce qui implique qu'il n'y a pas de lien entre x et y. Dans le cas contraire, le modèle est significatif : on rejette l'hypothèse H_0 au profit de H_1 [8]. Nous qualifierons un modèle de statistiquement non significatif si la probabilité est supérieure à 0,05. C'est-à-dire que la probabilité du hasard dans le modèle de régression linéaire simple est très élevée (CM_{res} élevé). Le modèle sera qualifié de statistiquement significatif si la probabilité est inférieure à 0,05 (noté par *), de hautement significatif pour une probabilité égale ou inférieure à 0,001(**) et de modèle très hautement significatif pour une probabilité égale ou inférieure à 0,0001(***) [8].

Le coefficient de détermination R^2 mesure la proportion de la variation de la variable y, qui est traduite par l'équation de régression .Plus la valeur de R^2 se rapproche de 1, plus la variation inexpliquée est petite. Si la valeur du cœfficient de détermination R^2 est faible, cela signifie que le modèle n'explique pas convenablement la variation [5], [6], [20].
Après l'ANOVA, la validation du modèle, ou ce qui est aussi appelé le diagnostic du modèle et accommodation (analyse des résidus, outliers…etc) est une étape nécessaire. L'analyse des résidus constitue une étape primordiale de la régression linéaire, elle est essentiellement fondée sur des méthodes graphiques. Il est donc difficile d'avoir des règles strictes de décision. L'analyse des résidus permet de tester la validité d'un

modèle de régression par rapport aux hypothèses relatives aux résidus. Cette analyse permet aussi de détecter d'éventuelles observations aberrantes [8]. Une fois détectées, il est utile de comprendre pourquoi ces valeurs sont aberrantes (erreur de mesure, d'enregistrement...etc). En général, il est recommandé de supprimer ces valeurs de l'analyse [16]. Dans notre cas, le levier peut être utilisé pour détecter les valeurs aberrantes. Toute prédiction y_i* peut s'exprimer comme une combinaison linéaire des observations y_j :

$$y_i^* = \sum_j h_{ij} y_j \quad (4)$$

Le coefficient h_{ii} de l'observation y_i, est dit le levier de l'observation i. Sa valeur est comprise entre 0 et 1 [16].

Les hypothèses les plus importantes sur les résidus aléatoires non observables ε_i (équation 4.2) sont [8]: leur distribution suit une loi normale et leur variance σ^2 est constante (homoscédasticité).

Si le modèle de régression choisi est adéquat, la distribution des résidus $e_i = y_i - \hat{y}_i$, doit confirmer les hypothèses que les résidus suivent une loi normale, leur moyenne est égale à zéro et leur variance est constante. Si la distribution normale des résidus est vérifiée, les points doivent suivre une droite. La représentation graphique des résidus ($e_i = y_i - \hat{y}_i$) en fonction de $\hat{y}_i$ est l'un des graphiques les plus utilisés dans l'analyse des résidus. Si le modèle choisi est adéquat, les résidus sont distribués de manière uniforme sur une bande horizontale du graphique [8].

Nous concluons qu'un modèle empirique est bon si les valeurs prédites de $K_{modèle}$ se rapprochent le plus aux valeurs mesurées avec le minimum d'erreur. Dans ce cas, le modèle de régression ajusté est une droite (*modèle d'ordre 1*) avec une pente positive passant par l'origine (*cas idéal : modèle prédictif*).

4. Résultats

4.1. Evaluation des modèles de régression linéaire simple (R^2 et ANOVA) et accommodation.

L'analyse de régression simple montre qu'à l'exception des modèles de Rawls ($Rawls_{1983}$ et $Rawls_{1993}$ respectivement $p= 0,0249$ et $0,0179$), tous les autres modèles sont non significatifs (tableau 2). Le coefficient R^2 montre que l'ensemble des modèles de régression n'explique pas la variation totale (tableau 2). L'analyse des résidus montre que les hypothèses (distribution normale, homoscidasticité) concernant les paramètres des modèles ne sont pas vérifiées. Ce qui nous a poussé à réaliser une accommodation de ces modèles.

L'accommodation du modèle de régression consiste à supprimer les observations aberrantes c'est-à-dire présentant une valeur du levier importante ou à transformer les données de SoilVision 3.0., selon une formule mathématique donnée par le logiciel STATGRAPHICS (Centurion XV version 15.2.05). L'accommodation du modèle est réalisée d'une manière itérative en procédant à chaque fois à une analyse de la variance et des résidus jusqu'à atteindre une valeur maximale de R^2. En général, l'accommodation des modèles de régression linéaire a permis d'améliorer les valeurs de R^2 pour tous les modèles prédictifs (tableau 2).

Cette étude fais ressortir que : pour les sols argileux, le meilleur modèle est ce lui de $Kozney_{1962}$ (R^2 = *19.39%*). Dans le cas des sols limoneux-sableux, le meilleur modèle prédictif est celui de $Zamarin_{1992}$ (R^2 = *57.62%*). En ce qui concerne les sols sableux, le meilleur modèle prédictif et celui de $Kruger_{1992}$ (R^2 = *22.96%*) (tableau 2).

Tableau 2. ANOVA et R^2 des modèles avant et après accommodation.

(Légendes : * *: Significatif ;* ** *: Hautement significatif ;* *** *: Très hautement significatif*).

	AVANT ACCOMMODATION		APRÈS ACCOMMODATION	
MODELES	**ANOVA (*probabilité - signification*)**	***R²*** (%)	**ANOVA (*probabilité - signification*)**	***R²*** (%)
	Sols argileux			
***Kozeny*$_{1962}$**	0,6627	0,40	0,0031**	19,39
***Slichter*$_{1962}$**	0,6998	0,31	0.0740	16,25
***Beyer*$_{1964}$**	0,7140	1,57	0,8249	0,65
***Terzaghi*$_{1981}$**	0,8021	0,13	0,0318*	10,75
***Rawls*$_{1983}$**	0,9392	0,01	0,0545	8,71
***Zamarin*$_{1992}$**	0,4551	1,22	0,2939	2,56
***Kruger*$_{1992}$**	0,4849	1,02	0,0421	8,68
***USBR*$_{1992}$**	0,3261	2,01	0,2993	3,09
***Rawls*$_{1993}$**	0,9774	0,00	0,0725	7,66
	Sols limoneux – sableux			
***Kozeny*$_{1962}$**	0,3417	1,85	0,01102*	13,80
***Slichter*$_{1962}$**	0,9268	0,02	0,5980	0,58
***Beyer*$_{1964}$**	0,7775	0,22	0,3941	2,21
***Terzaghi*$_{1981}$**	0,8929	0,04	0,5725	0,67
***Rawls*$_{1983}$**	0,0249 *	9,85	0,0062**	14,60
***Zamarin*$_{1992}$**	0,3613	1,70	0,0000***	57,62
***Kruger*$_{1992}$**	0,3771	1,60	0,0000***	35,19
***USBR*$_{1992}$**	0,2763	2,41	0,1825	3,6721
***Rawls*$_{1993}$**	0,0179 *	10,91	0,0047**	15,49
	Sols sableux			
***Kozeny*$_{1962}$**	0,5188	1,00	0,4725	1,27
***Slichter*$_{1962}$**	0,7443	0,26	0,5743	0,78
***Beyer*$_{1964}$**	0,5468	0,87	0,3954	1,77
***Terzaghi*$_{1981}$**	0,5997	0,66	0,4411	1,45
***Rawls*$_{1983}$**	0,2117	3,69	0,0320*	16,50
***Zamarin*$_{1992}$**	0,5132	1,03	0,0449*	14,59
***Kruger*$_{1992}$**	0,4966	1,11	0,0027**	22,96
***USBR*$_{1992}$**	0,6872	0,39	0,3610	2,25
***Rawls*$_{1993}$**	0,2171	3,60	0,0458*	14,48

L'accommodation nous a permis d'améliorer le modèle de régression (figure 4), toutefois on remarque aussi de faibles valeurs de R^2 notamment pour les sols argileux où pour le meilleur modèle, celui de Kozeny$_{1962}$, R^2 = 19% (tableau 2). Ceci s'explique par la difficulté de mesurer la perméabilité notamment pour les faibles valeurs de K comme le montre la figure 4.

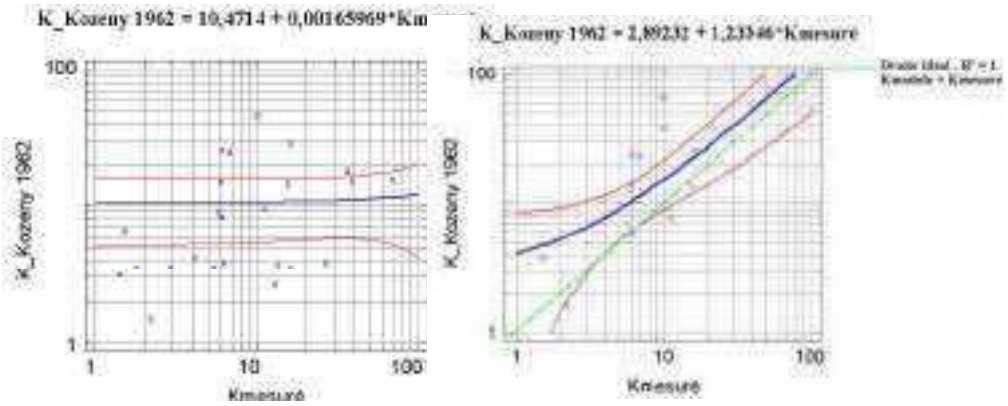


Figure 4. Droite de régression de K_Kozeny_{1962} (m/s x 10^{-6}) en fonction de $K_{mesuré}$ (m/s x 10^{-6}) pour les sols argileux - gauche : avant accommodation et droite : après accommodation.

5. Discussion.

Pour les sols argileux, les hypothèses de la distribution normale et de l'homoscidasticité sont vérifiées pour tous les modèles étudiés. Donc nous pouvons nous prononcer quant à leur prédictivité ou non, en fonction de leur signification statistique et du R^2. Les modèles non prédictifs de la perméabilité (K) sont ceux de : $Slichter_{1962}$, $Beyer_{1964}$, $Rawls_{1983}$, $Zamarin_{1992}$, $USBR_{1992}$ et $Rawls_{1993}$.

Concernant les modèles de $Slichter_{1962}$ (Figure 6) et $USBR_{1992}$, nos résultats rejoignent les conclusions de Odong (2007) [21] et Ishaku *et al*. (2011) [12]. En effet, la comparaison de K pour différents types de sols estimés à partir des modèles prédictifs, révèle que les prédictions des modèles $USBR_{1992}$ et $Slichter_{1962}$ sont, dans tous les cas, inférieures aux autres modèles ($Terzaghi_{1981}$, Kozeny-Carman, Hazen, $Beyer_{1964}$). Selon les travaux de Ishaku *et al*. (2011), le modèle $USBR_{1992}$ peut ne pas convenir pour la détermination de K des matériaux hétérogènes, car ce modèle peut sous-estimer la valeur de K.

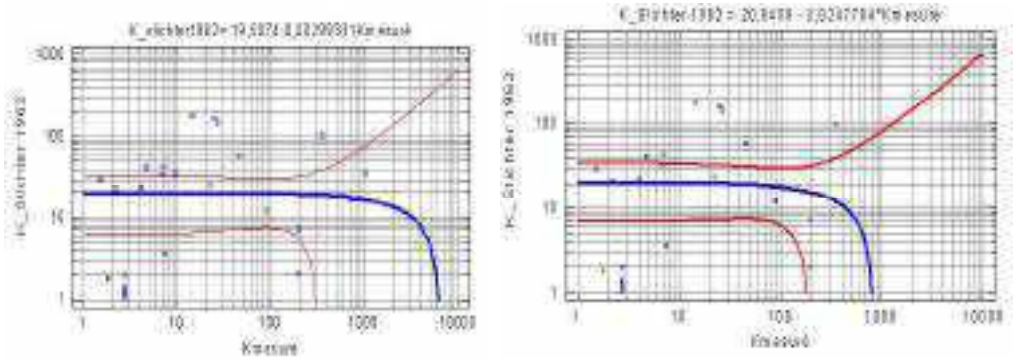


Figure 6. Droite de régression de $K_Slichter_{1962}$ (m/s x 10^{-6}) en fonction de $K_{mesuré}$ (m/s x 10^{-6}) pour les sols argileux - gauche : avant accommodation et droite : après accommodation.

Pour les deux autres types de sols, les hypothèses ne sont pas vérifiées pour tous les modèles qui sont statistiquement non significatifs ; à savoir ceux de Slichter$_{1962}$, de Beyer$_{1964}$, de Terzaghi$_{1981}$, USBR$_{1992}$ pour les sols limoneux-sableux et de Kozeny$_{1962,}$ de Slichter$_{1962}$, de Beyer$_{1964}$, de Terzaghi$_{1981}$ et USBR$_{1992}$ pour les sols sableux. Donc, nous ne pouvons pas nous prononcer sur l'évaluation de leur prédictivité.

Les modèles de Kozeny$_{1962}$, de Terzaghi$_{1981}$ et de Kruger$_{1992}$ sont prédictifs de la perméabilité *K* pour les sols argileux (statistiquement significatifs ; ditribution normale, homoscidasticité, vérifiées). Concernant les sols limoneux-sableux, les modèles prédictifs sont ceux de Kozeny$_{1962}$, de Rawls$_{1983}$, de Zamarin$_{1992}$, de Kruger$_{1992}$ et de Rawls$_{1993}$. Enfin, pour les sols sableux, les modèles prédictifs sont ceux de Rawls$_{1983}$, de Zamarin$_{1992}$, de Kruger$_{1992}$ et de Rawls$_{1993}$ (*cf.* Tableau 2).

Selon les résultats de Ishaku *et al*. (2011)[12], le modèle de Terzaghi$_{1981}$ a donné la plus haute valeur moyenne. Ce modèle est le plus utile pour les sols limoneux-sableux et sableux. Les valeurs de *K* calculées par les modèle de Hazen, Kozeny-Carman et Beyer$_{1964}$ donnent des valeurs similaires. L'utilisation du modèle de Beyer$_{1964}$ est adaptée à la taille effective des grains, allant de 0,06 à 0,6 mm (sols à tendance sableuse). Les moyennes globales de *K* estimées par les différents modèles dans l'ordre décroissant sont Terzaghi$_{1981}$ > Kozeny-Carman> Hazen > Beyer$_{1964}$ > Slichter$_{1962}$ > USBR$_{1992}$. Selon Odong (2007)[21] le modèle de Beyer$_{1964}$ est le meilleur prédicteur de *K* en ce qui concerne les sols limoneux-sableux. Dans notre cas, les modèles prédictifs les plus performants pour chaque type de sol sont : Kozeny$_{1962}$ pour les sols argileux, Zamarin$_{1992}$ pour les limoneux-sableux et Kruger$_{1992}$ pour les sols sableux (figure 7).

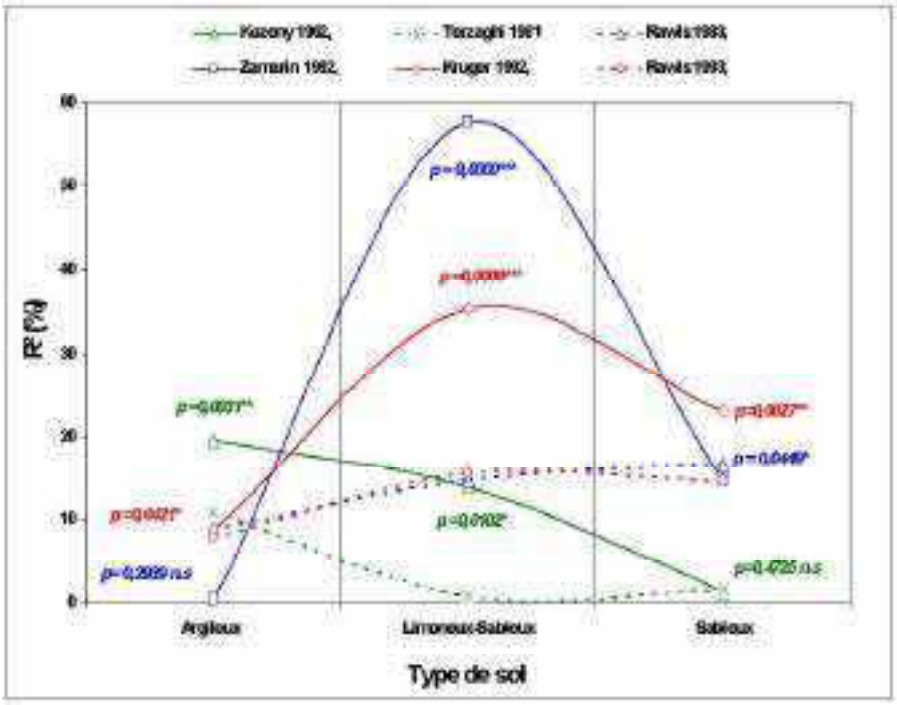


Figure 7. Représentation graphique du classement selon R² des modèles prédictifs de K en fonction du type de sol.

En comparant l'évolution de la prédictivité des modèles en fonction du type de sol (figure 7), nous observons que les mêmes modèles prédictifs (Kozeny$_{1962}$, Zamarin$_{1992}$ et Kruger$_{1992}$) sont les plus performants. Ces trois modèles présentent des caractéristiques communes quant à leur formule mathématique. En effet, les trois

modèles tiennent tous compte des prédicteurs : diamètre effectif d_e et porosité n sous la même forme (tableau 3).

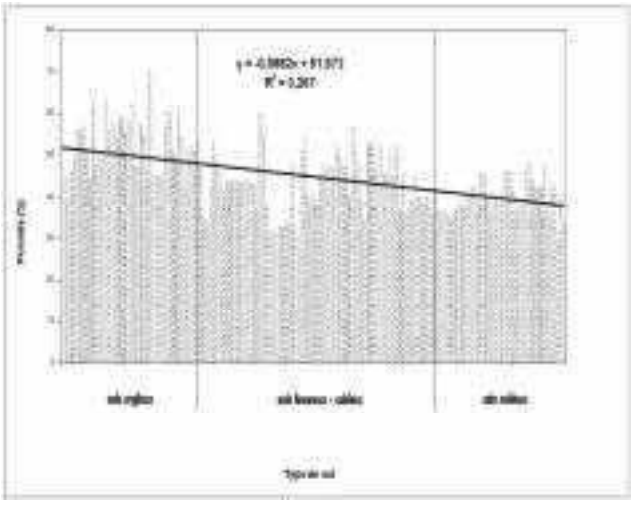
Tableau 3. Comparaison des formules des trois meilleurs modèles prédictifs de K.

MODELES PREDICTIF DE K	*PREDICTEURS*
$K_{Kozeny1962}$ =	$[d_e^2/(1-n)] * n * 7{,}94 * n^2 * \tau$
$K_{Zamarin1992}$ =	$[d_e^2/(1-n)] * n * 8{,}07 * n^2 * \tau * C_n$
$K_{Kruger1992}$ =	$[d_e^2/(1-n)] * n * 240$

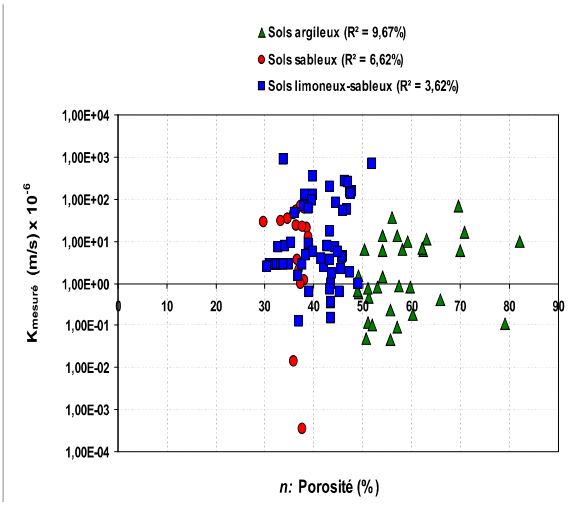
n : *porosité* ; τ : *coefficient empirique de température*; $C_n=(1{,}275 - 1{,}5*n)^2$:*coefficient empirique de porosité.* d_e (d_{60}/d_{10}) : *Diamètre effectif des grains en* (*mm*).

Nous montrons dans la figure 8 que contrairement à ce qui est intuitivement admis, les valeurs de la porosité sont plus importantes pour les sols argileux que pour les sols sableux du moins telles qu'elles ressortent des sols de la base de données utilisée. Toutefois, la relation entre la porosité et la perméabilité est faible (figure 9). Ce résultat a été trouvé par Detmer (1995)[7]. Cependant dans notre cas, cette relation est plus importante pour les sols argileux par rapport aux deux autres prédicteurs (d_e, d^2_e x e) à en juger par les coefficients de détermination obtenus. En effet, le R^2 est de 9,66% pour n, 1,33% pour d_e et 1,15% pour le produit $d_e^2 x\ e$.

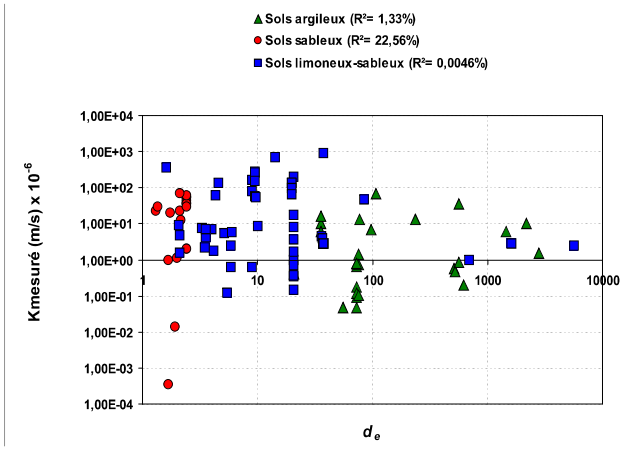
D'après la figure 10, la relation entre le diamètre effectif (d_e) et la perméabilité est plus prépondérante par rapport aux deux autres concernant les sols sableux. En effet, le R^2 est de 22,56%. L'importance de cette relation a été déjà rapportée par Alaymani et Sen (1993)[2] ainsi que Detmer (1995) [7] concernant les sols limoneux-sableux. Detmer (1995) [7] rajoute que le fait d'élever le d_e au carré, diminue l'importance de cette relation. Avec un R^2 égal à 21,12%, le produit $d_e^2 x\ e$ a quasiment la même importance que le d_e.



Figures 8. Représentation graphique de la relation entre la porosité et le types de sol.



Figures 9. Représentation graphique de la relation entre Kmesuré et la porosité n.



Figures 10. Représentation graphique de la relation entre Kmesuré et le diamètre effectif de (d60/d10).

Les formules des modèles de Kozeny$_{1962}$ et Zamarin$_{1992}$ sont identiques à la différence que le modèle de Zamarin$_{1992}$ prend en compte C_n (*cf.* tableau 3). Ceci pourrait expliquer sa predictivité performante par rapport à Kozeny$_{1962}$ pour les sols limoneux-sableux. Alors qu'il devient un inconvénient pour la prédictivité de K dans le cas des sols argileux. En effet, le modèle Zamarin$_{1992}$ est non prédictif pour ce type de sol.

Le modèle de Kruger$_{1992}$ est le seul a ne pas tenir compte du produit $n^2 * \tau * C_n$. Sa constante est très élevée (240) par rapport aux deux autres (*cf.* tableau 3). Ceci pourrait expliquer pourquoi ce modèle est le seul qui soit prédictif pour les trois types de sols (*cf.* figure 7).

Detmer (1995)[7] qui a réalisé une étude comparative de cinq modèles prédictifs de K sur des sols limoneux-sableux dans le bassin d'Albuquerque (Nouveau-Mexique, USA), conclut que les modèles de Kruger$_{1992}$ et de Zamarin$_{1992}$ sont les meilleurs et que la corrélation entre la perméabilité mesurée et celle prédite par ces deux

modèles s'améliore si on exclut les grains de diamètres supérieurs à 2 mm des échantillons analysés. C'est le cas de notre étude qui montre aussi que ces deux modèles sont les meilleurs pour les sols limoneux-sableux et que cette performance s'amenuise en passant aux sols sableux (*cf.* figure 7).

Cette étude fait ressortir que les trois meilleurs modèles (Kozeny$_{1962,}$ Kruger$_{1992}$ et de Zamarin$_{1992}$) parmi les neuf étudiés sont les seuls à tenir compte des diamètres de toutes les fractions qui composent la distribution granulométrique des sols (*cf.* tableau 3). Toutefois, certains auteurs rapportent que le modèle incluant la surface spécifique comme prédicteurs, donne une meilleure prédiction [4]. Cette surface peut être estimée à partir de la limite de liquidité d'un sol [17] {équation 6.1} :

$$\frac{1}{S} = 1{,}3513\left[\frac{1}{LL}\right] - 0{,}0089 \qquad (5)$$

Chapuis et Aubertin (2003)[4] montrent une bonne corrélation entre l'inverse de la surface spécifique et l'inverse de la limite de liquidité des sols argileux.

6. Conclusions et recommandations.

Selon les résultats obtenus, l'analyse de régression a permis de dégager les trois modèles les plus performants en fonction du type de sol. Conformément à ces résultats, il serait souhaitable de prédire les valeurs de la perméabilité en utilisant le modèle de Kozeny$_{1962}$ pour les sols argileux, le modèle de Zamarin$_{1992}$ pour les sols limoneux-sableux et le modèle de Kruger$_{1992}$ pour les sols sableux. Bien que ces trois modèles surestiment la perméabilité, ils n'en demeurent pas moins que ces surestimations sont négligeables si nous considèrons l'intervalle de précision de la mesure de la perméabilité. L'analyse géotechnique de K a permis de montrer que, relativement aux autres modèles analysés, ces trois modèles prennent en compte, en plus de la porosité, les diamètres des fractions de sol composant l'échantillon d'une manière détaillée. Ceci montre l'importance de ces deux prédicteurs pour la simulation de la perméabilité.

L'analyse de la régression linéaire simple des données à partir des données choisies dans SoilVision 3.0 a permis de mettre en évidence des R^2 faibles et ce pour tous les modèles analysés quelque soit le type de sol. Ceci pourrait être expliqué par une variabilité dans les valeurs des données de SoilVision 3.0, mise en évidence par l'analyse statistique, qui est due à la diversité des méthodes utilisées pour la mesure des différents paramètres. En effet, les faibles valeurs de R^2 sont dues probablement à la contribution non négligeable des résidus dans l'estimation de la valeur de K.

La richesse des données de SoilVision 3.0 permet à l'utilisateur de faire une étude préliminaire en exploitant ces données dans la simulation de la perméabilité avant toute autre étude approfondie en géotechnique, ce qui permet une économie et de temps aux projets. Toutefois, son utilisation n'est pas aisée pour la manipulation et la recherche des données. Afin de remédier aux problèmes rencontrés lors ce travail (variabilités des résultats, difficultés d'exploitation des données de SoilVision), il serait souhaitable de mettre au point une base de donnée Algérienne en prenant le soin d'homogénéiser, le plus possible, les méthodes de mesure et de les introduire dans un logiciel didactique pour en faciliter l'exploitation.

D'autres modèles de prédiction de K méritent d'être analysés tels que ceux de Hazen$_{1911}$, Kozney-Carman$_{1989}$, Chapuis$_{2004}$ [21], [12]. Nous pouvons déjà envisager de mettre au point un modèle s'inspirant des trois meilleurs modèles mis en évidence par notre étude.

Une autre perspective intéressante serait de réaliser une Analyse en Composante Principale (ACP) pour déterminer les paramètres du sol (porosité, surface spécifique…etc) les plus influents sur la perméabilité pour chaque type de sol. Par la suite, déterminer le poids et l'influence de chaque prédicteur retenus après l'ACP sur l'estimation de la perméabilité moyennant une analyse de régression multiple. Ces modèles de régression multiple seront validés par des mesures.

6. Bibliographie.

[1] Ait Saadi, L. (2003) - *Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses*. Thèse de Doctorat - Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. 302 p.

[2] Alyamani, M.S. and Sen. Z. (1993). *Determination of hydraulic conductivity from complete grain-size distribution curves*. Ground Water 31, no. 4: 551-555.

[3] Cassan, M. (2005) - *Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) 2e édition, 568 p.

[4] Chapuis, R.P., Aubertin M. (2003) – *On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*. Can. Geotech. J.40:616-628.

[5] Cornillon, P.A., Matzner-Løber, E. (2007) – *Régression Théorie et applications. Collection Statistiques et probabilités appliquées*. Paris, France 302 p.

[6] Dehon, C., Droesbeke, J.J. et Vermandele, C. (2008) - *Eléments de Statistique. – Statistique et mathématique appliquées*. 5ème edition de l'université de Bruxelles. Belgique, 666p.

[7] Detmer, D. M. (1995) - *Permeability, porosity, and grain-size distribution of selected Pliocene and Quaternary sediments in the Albuquerque Basin*. New Mexico Geology, vol. 17, no. 4, pp. 79-87.

[8] Dodge, Y. (1993) - *Statistique : Dictionnaire encyclopédique*. Edition DUNOD, Paris 409 p.

[9] Freeze, R.A., Cherry J.A. (1979) - *Groundwater*. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey. 604 p.

[10] Hamadache, K. (2012) – *Analyse statistique de quelques modèles prédictifs de la perméabilité des sols saturés (K) à partir de la base de données SoilVision 3.0*. Thèse de magistèr, Ecole Nationale Supérieure de travaux publics (ENSTP), 93 p.

[11] Hubbert, M.K., and Rubey, W.W. (1959) - *Role of fluid pressure in mechanical overthrust faulting*. Bulletin of geological society of America. Vol. 70, pp. 115.

[12] Ishaku, J.M., Gadzama, E.W. and Kaigama, U. (2011) - *Evaluation of empirical formulae for the determination of hydraulic conductivity based on grain-size analysis*. Journal of Geology and Mining Research Vol. 3(4) pp. 105-113.

[13] Kovacs, G. (1981) – *Development in water science*. Ed Elsevier.

[14] Lion, M. (2004) – *Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier, études expérimentales*. Thèse de Doctorat, Université des sciences et technologie de Lille.

[15] Lutz, J.F., Kemper, W.D. (1959) - *Intrinsic permeability of clay as affected by clay-water interaction*. Soil Science, vol. 88, pp. 83-90.

[16] Mason, R.L.; Gunst, R.F.; Hess, J.L. (2003) - *Statistical Design and Analysis of Experiments with Applications to Engineering and Science*, 2nd ed.; John Wiley & Sons, Inc.: New York, NY, USA.

[17] Mbonimpa, M., Aubertin M., Chapuis R.P., Bussiére B. (2002) - *Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity*. Geotechnical and Geological Engineering 20: 235–259.

[18] Milan, V., Andjelko S. (1992) – *Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size distribution*. Water Resources Publications.

[19] Miller, R.J., and Low, P.F. (1963). *Threshold gradient for ground water studies. Geotechnical and Environment Geophysics*, vol. 27, N° 6, pp. 605-609.

[20] Myers, R.H. & Montgomery D.C. (2009) - *Response surface methodology: Process and product optimization using designed experiments*. Nex York: John Wiley & Sons, Inc. 704 p.

[21] Odong J (2007). *Evaluation of Empirical Formulae for Determination of Hydraulic Conductivity based on Grain-Size Analysis*. J. Am. Sci., 3(3): 54-60.

[22] Olsen, H.W. (1965) - *Deviation from Darcy's law in saturated Clays*. Soil Sience Society Proceedings, vol. 29, pp. 135-140.

[23] Olsen, R.E., Daniel, D.E. (1981) - *Measurement of the hydraulic conductivity of finegrained soils, permeability and groundwater contaminant transport. In T.F. Zimmie, and C.O. Riggs Eds., Philadelphia* : American Society for Testing and Materials, pp. 18-64.

[24] Rawls, W.J., Brakensiek, D.L., Logsdon, S.D. (1993) - *Predicting saturated hydraulic conductivity utilizing fractal principles*. Soil Sci. Soc. Amer. J. 57:1193-1197.

[25] Rawls, W.J., Brakensiek, D.L., Soni B. (1983) - *Agricultural management effects of soil water processes: Part I - Soil water retention and Green ampt infiltration parameters*. Trans., Amer. Soc. of Agric. Engin. 26(6): 1752 1753.

[26] Schceller, H. (1962) – *Les eaux souterraines*. Ed Masson, Paris.

[27] Schwartz, FW., Zhang, H. (2003) - *Fundamentals of groundwater*. John Wiley & Sons, Inc.,583 p.

[28] Todd, D. K., Mays L.W. (2005) - *Groundwater Hydrology*. John Wiley & Sons, New York, 636 p.

[29] Uma, K.O., Egboka B.C.E., Onuoha K.M.(1989) - *New Statistical Grain-Size Method for Evaluating the Hydraulic Conductivity of Sandy Aquifers*. Journal of Hydrology, Amsterdam, Volume 108, 1989, p 343-366.

[30] Zacharias, S., Wessolek, G. (2007) - *Excluding Organic Matter Content from Pedotransfer Predictors of Soil Water Retention*. Volume 71: Number 1 • January –February : 43- 50.

[31] Zou, Y. (1996). *A non-linear permeability relation depending on the activation energy of pore liquid*. Geotechnique, vol. 46, N° 4, pp. 769-774.

SIMULATION NUMERIQUE DU MOUVEMENT DE L'EAU DANS LES SOLS NON SATURES: ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES TROIS FORMES DE L'EQUATION DE RICHARDS POUR LE CAS D'UNE INFILTRATION VERTICALE

BOUCHEMELLA Salima [1], ALIMI-ICHOLA Ibrahim[2]& SERIDI Ahcène[3]

sali_bouchemella@yahoo.fr

[1]*Département de Génie Civil, Université Mohamed Chérif Messaadia Souk Ahras, Laboratoire INFRARES, Souk Ahras , Algérie.*

[2]*Laboratire LGCIE, Insa de Lyon, France.*

[3]*Département de Génie Civil, Université M'hamed Bougerra, Boumerdes*

Résumé : L'écoulement des eaux dans les sols non saturés est représenté par l'équation de Richards (1931). Cette équation peut être écrite en fonction de la teneur en eau volumique (forme diffusive), ou en fonction de la succion (forme capacitive), comme elle peut être écrite en fonction de la teneur en eau volumique et la succion (forme mixte). Dans ce travail, ces trois formes d'équations ont été modélisées en utilisant la méthode de différences finies avec un schéma implicite. Une étude comparative entre les trois équations pour des différents types de sols, et sous des différentes conditions a été effectuée afin de présenter la capacité de chaque forme à présenter l'écoulement des eaux dans les sols non saturés; et les limites de chaque forme. Les résultats numériques de cette modélisation ont été confrontés aux résultats expérimentaux.

***Mots-Clefs** : écoulement des eaux, sol non saturé, modélisation numérique, équation de Richards.*

***Abstract** : water flow in unsaturated soil is represented by Richards's equation. This equation can be expressed depending the volumetric water content (diffusive form), or pressure head (capacitive form) although it can be expressed depending the both (mixed form). In this work, the three forms are modeled using the finite difference method with implicit scheme. In order to present the capacity and the limit of each for, a comparative study between the equations under the different conditions was been made. The modeling numerical results are confronted to the measured results*

***Key-Words**: water flow, unsaturated soil, numerical simulation, Richards's equation.*

1. Introduction

L'écoulement des eaux dans les sols non saturés joue un rôle important dans des différentes branches d'hydrologie, agriculture et environnement. Des méthodes différentes ont été utilisées pour décrire l'infiltration des eaux dans les sols. Les méthodes in situ et expérimentales utilisées pour mesurer l'évolution de la teneur en eau et la succion (TDR, tensiomètre et papiers filtres) sont généralement coûteuses et très lentes. Dans les dernières dicinées, un grand nombre des approches analytiques ont étés développées (Philip, 1969; Parlange, 1972; Broadsart, 1973, Warrick & al., 1991) pour fournir des moyens utiles pour l'étude des systèmes d'infiltration dans les sols non saturés. La majorité des solutions analytiques ont été testées pour des propriétés hydrauliques spécifiques. Cependant ces solutions ne peuvent pas fournir les profils hydriques sans de grandes simplifications dans la description des sols. Ainsi que des simples conditions aux limites et des conditions initiales sont considérées. Les méthodes analytiques les plus populaires sont celles développées par Philip (1969) and by Ross and Parlange (1972).

Cependant et dans le but de dépasser les limites des méthodes analytiques, minimiser le cout et le temps, la simulation numérique devient le moyen le plus utile dans plusieurs projets de recherches et d'engineering. Elle permet de résoudre beaucoup de problèmes d'écoulement des eaux pour des sols hétérogènes, des propriétés non linéaires de sols. Largement utilisées sont les méthodes de différences finies (Aschcroff et al., 1962; Celia et al., 1990; Ross, 1999; Belfort et Lehmann, 2005), et les méthodes des éléments finies (Neuman, 1973; Milly, 1985; Simulnek et al., 1998; Pan et al., 1996;). Malgré que d'autres méthodes aient été

développées, les méthodes de différences finies et des éléments finies restent les deux méthodes les plus populaires et les plus utilisées.

La simulation numérique est basée sur la résolution de l'équation de Richards (1931), qui gouverne l'écoulement des eaux dans les sols non saturés. Cette équation non linéaire peut être exprimée sous différentes formes: en fonction de la variable de la teneur en eau (la forme diffusive), en fonction de la succion (la forme capacitive) ou en fonction des deux variables précédentes (la forme mixte). Les trois formes de l'équation de Richards sont équivalentes mathématiquement, cependant, elles sont différentes à cause des approximations numériques nécessaires pour leur résolution. La forme diffusive est utilisée seulement pour décrire l'écoulement dans les sols non saturés et les milieux homogènes à cause de la discontinuité de la teneur en eau (Hills et al. 1989). Par contre le forme capacitive, peut être étendue à l'étude des zones saturées, mais présente des défaillances dans l'étude des sols relativement secs (Celia et al., 1990, Rathfelder et Abriola, 1994).

Dans ce travail, un model numérique a été développé sous Matlab pour la simulation d'une infiltration verticale dans les sols non saturés. L'équation de Richards sous sa forme capacitive et sa forme diffusive ont été résolues avec la méthode de différences finies, avec un schéma implicite. La solution de la forme mixte a été obtenue en utilisant le logiciel Hydrus 1D. La résolution de ces équations a été effectuée en utilisant le modèle empirique de *Van Genuchten–Mualem* (1981-1976) afin de décrire la courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique. Le but de ce travail est de montrer: i) la performance de chaque équation à décrire l'écoulement dans les zones non saturés. ii) l'effet de la texture du sol étudié. Les résultats de cette modélisation ont été confrontés aux résultats des essais expérimentaux.

2. Formulation

2.1. Équation d'écoulement vertical dans un sol non saturé

L'écoulement des eaux unidirectionnel, isotrope et isotherme dans les sols non saturés est décrit par l'équation de Richards (forme mixte) donnée par:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}[k(\theta)\frac{\partial}{\partial z}(h + z)] \tag{1}$$

L'équation de Richards (1) est une équation aux dérivées partielles, fortement non-linéaire, elle peut être exprimée en fonction de la teneur en eau appelée *forme diffusive* de l'équation de Richards exprimée par:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}(D(\theta)\frac{\partial \theta}{\partial z}) + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} \tag{2}$$

Où $D(\theta) = k(\theta)\partial h / \partial z$ est la diffusion [L^2/T] (Childs et Collis-Georges, 1948).

L'équation (1) peut être exprimée aussi en fonction de la succion, appelée la *forme capacitive* de l'équation de Richards, exprimée comme suit:

$$C(h)\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}(k(h)\frac{\partial h}{\partial z} + k(h)) \tag{3}$$

Où $C(h) = \partial\theta / \partial h$ est la capacité capillaire du sol [L^{-1}]

2.2. Propriétés hydrauliques

Dans le but de résoudre l'équation (2) et (3), la détermination des propriétés hydrauliques des sols est nécessaire. Ces propriétés sont présentées par la courbe de rétention θ(h) et la courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique θ, K(θ), ou en fonction de la charge hydraulique h, K(h). Plusieurs modèles empiriques ont été développés pour décrire ces deux propriétés. Dans notre étude nous utiliserons le modèle le plus populaire qui est le modèle de *Van Genuchten-Mualem* (1981-1976), exprimé par:

$$\theta_c = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \quad (4)$$

Et

$$K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{0.5} \left[1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{\frac{1}{m}}\right]^m\right]^2 \quad (5a)$$

Ou

$$K(h) = K_s \frac{\left\{1 - (\alpha h)^{n-1}[1 + (\alpha h)^n]^{-m}\right\}^2}{[1 + (\alpha h)^n]^{\frac{m}{2}}} \quad (5b)$$

Avec: θ_s= la teneur en eau volumique à saturation [L^3/L^3]; θ_r= la teneur en eau volumique résiduelle [L^3/L^3]; K_S= la conductivité hydraulique à saturation [$L.T^{-1}$]. α =paramètre relié à la pression d'entrée d'air, n= coefficient adimensionnel relié à la distribution des pores avec n ≥ 1; m= coefficient de Mualem défini par m = 1-1 / n (Mualem, 1976).

3. Conception du modèle

Pour résoudre l'équation (2) et (3), on utilise la méthode de différence finie avec le schéma implicite, avec un pas d'espace Δz constant et un pas de temps Δt constant. Le modèle présenté ne prend pas en considération l'effet d'hystérésis dans les propriétés hydrauliques de sol.

3.1. Discrétisation de l'équation d'écoulement

Pour la forme diffusive de l'équation de Richards, on obtient:

Étape 1

$$\frac{\theta_j^i - \theta_j^{i-1}}{\Delta t} = \left(\frac{D_{j-1}^i - D_j^i}{\Delta z} + KT_j\right)\left(\frac{\theta_j^i - \theta_{j+1}^{i-1}}{2\Delta z}\right) + \left(\frac{D_{j-1}^i + D_j^i}{2}\right)\left(\frac{\theta_{j-1}^i - 2\theta_j^i + \theta_{j+1}^i}{\Delta z^2}\right) \quad (6a)$$

Avec:

$KT_j^i = \frac{\partial K(\theta)}{\partial \theta}$; On pose $KT_j^i.\Delta z/2 = E_j^i$

Étape 2

$$\left(-D_{j-1}^i - E_j^i\right)\theta_{j-1}^i + \left(\frac{\Delta z^2}{\Delta t} + D_{j-1}^i - D_j^i\right)\theta_j^i + \left(-D_j^i + E_j^i\right)\theta_{j+1}^i = \frac{\Delta z^2}{\Delta t}\theta_j^{i-1} \quad (6b)$$

Et pour la forme capacitive de l'équation de Richards, on a

Étape 1

$$\left(\frac{C_j^{i-1} + C_j^i}{2}\right)\left(\frac{h_j^i - h_j^{i-1}}{\Delta t}\right) = -\left(\frac{K_{j-1}^i - K_j^i}{\Delta z} + KH\right)\left(\frac{h_{j-1}^i - h_{j+1}^i}{2\Delta z}\right) + \left(\frac{K_{j-1}^i + K_j^i}{2}\right)\left(\frac{h_{j-1}^i - 2h_j^i + h_{j+1}^i}{\Delta z^2}\right) \quad (7a)$$

Avec : $KH = \frac{\partial K}{\partial h}$, on pose : $S_m = \frac{KH.\Delta z}{2}$ and ${}^*C_j = \left(\frac{C_j^{i-1} + C_j^i}{2} \right)$

On obtient:

Étape 2

$$(-K_{j-1}^i - S_j^i)h_{j-1}^i + \left({}^*C_j^i \frac{\Delta z^2}{\Delta t} + K_{j-1}^i + K_j^i \right) h_j^i + \left(-K_j^i + S_j^i \right) h_{j+1}^i = {}^* C_j^{i-1} h_j^{i-1} \qquad (7b)$$

Avec: l'indice "i" désigne le temps, et l'indice "j" désigne le nœud croissant vers le bas.

3.2. Conditions initiales et conditions aux limites

Les conditions aux limites supérieures sont :

$\theta(z,0)=\theta_s^*$, pour z=0 et t≥0 pour la forme diffusive (8a)

$h(z,0)=h_0$, pour z=0 et t≥0 pour la forme capacitive (8b)

avec $\theta_s^* \simeq \theta_s$: la teneur en eau proche à la saturation

Les conditions aux limites inférieures sont

$\frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$, pour z=H et t≥0 pour la forme diffusive (9a)

$\frac{\partial h}{\partial z} = 0$, pour z=H et t≥0 pour la forme capacitive (9b)

Les conditions initiales sont le profil hydrique et le profil de charge, définis comme suit:

$\theta(z,0)=\theta_i$ ou $h(z,0)=h_i$ Pour z>0 and t=0 (10a, 10b)

4. Propriétés des sols

Différents sols ont été étudiés dans cette étude, les caractéristiques géotechniques de ces sols sont présentées dans le tableau 1

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des sols

Soil	% éléments < 80µm	% éléments < 2µm	LL	WL	IP	Wopt(%)	K_s(cm/mn)	θ_s	θ_r	(γ_d /γ_w)
Argile de Gault	100	69	40	19	21	17.5	$1.5\ 10^{-6}$	0.365	0.125	1.77
Limon de Givors	92	15	33	23	10	16.3	$1.2\ 10^{-4}$	0.355	0.025	1.73
Sable argileux	71	22	16.8	23.3	6.5	20	0.024	0.35	0.024	1.9

5. Paramètres du modèle empirique de Van Genuchten-Mualem

5.1. Courbe de rétention

La première étape de ce travail est d'estimer les valeurs des paramètres du modèle empirique, par ajustement du modèle de Van Genuchten-Mualem(1981,1976) avec les résultats expérimentaux obtenus par Bentoumi & Alimi-Ichola (1993) et Gaidi & Alimi-Ichola (2000). Les valeurs des paramètres ajustés de la courbe de rétention trouvés pour les sols étudiés sont présentées dans le tableau 2.

Tableau 2. Valeurs des paramètres du modèle de Van Genuchten-Mualem

paramètres	**α (cm^{-1})**	**N**	**m**	**r***
Argile de Gault	0.001975	1.163	0.140	0.971
Limon de Givors	0.002987	1.2845	0.221	0.994
Sable argileux	0.0150	1.38	0.275	0.989

r*: coefficient de corrélation

Le tableau 2 donne aussi le coefficient de corrélation. Les valeurs de ce coefficient montrent une bonne convergence des valeurs des paramètres ajustés dans la description des points expérimentaux, comme il est montré sur les figures de 1 à 3 pour l'argile de Gault, Limon de Givors et le sable argileux respectivement.

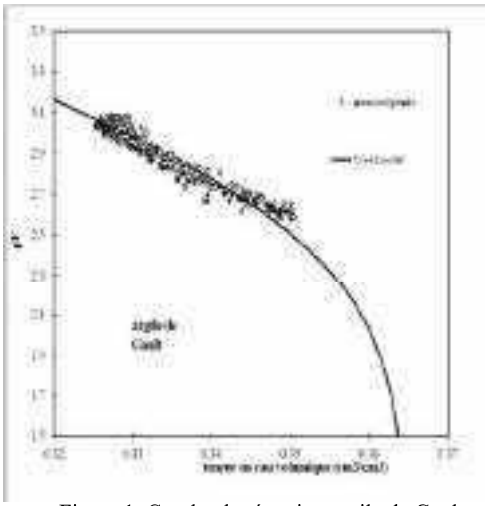


Figure 1. Courbe de rétention argile de Gault

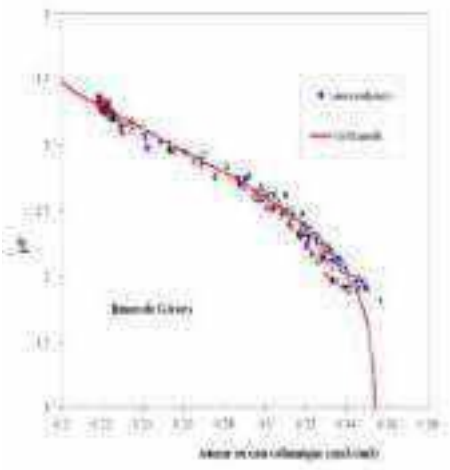


Figure 2. Courbe de rétention limon de Givors

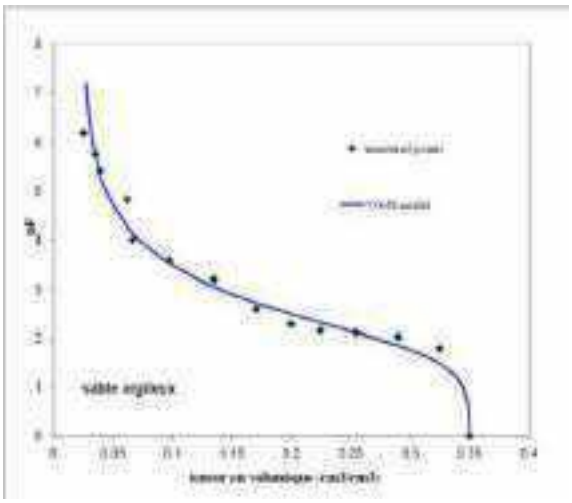


Figure 3. Courbe de rétention sable argileux

5.2. Courbe de conductivité hydraulique

Le modèle de Van Genuchten- Mualem (1981,1976) utilise les mêmes paramètres pour définir la courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique. Pour cela, nous avons utilisé les paramètres définis précédemment pour définir la courbe de la conductivité hydraulique, ensuite les comparer avec les courbes mesurées de la conductivité hydraulique. Cette comparaison a montré une faible corrélation entre les courbes calculées et mesurées. A fin d'obtenir une bonne corrélation entre les deux courbes, une nouvelle conductivité hydraulique a été adoptée selon le tableau 3.

Tableau 3. Valeurs de conductivité hydraulique

Models	**VG-M** K_s **mesurée (cm/mn)**	**R**	**VG-M** K_s **calculée (cm/mn)**	**r**
Argile de Gault	$1.5\ 10^{-6}$	-	$1.914\ 0^{-5}$	0.630
Limon de Givors	$1.2\ 10^{-4}$	-	$7.98\ 10^{-5}$	0.818

6. Résultats et discussion

6.1. Comparaison entre la forme diffusive, la forme capacitive et la forme mixte de l'équation de Richards

Différents essais numériques ont été effectués ci-dessous pour étudier la performance des trois formes de l'équation de Richards dans la modélisation d'une infiltration unidirectionnelle dans un sol non saturé.

Test problem 1

Le premier essai, consiste à simuler une infiltration verticale le long d'une colonne de sol de 25 cm d'hauteur. Le domaine d'écoulement est une argile de Gault homogène. Une charge nulle est imposée à la surface

supérieure, combinée avec un flux nul à la surface inférieure. L'état initial du sol est supposé humide avec une teneur en eau volumique initiale θ_i=0.325(cm^3/cm^3). Les profils hydriques et les profils de succion obtenus par la forme capacitive, la forme diffusive et la forme mixte sont montrés sur les figures 4a) et 4b).

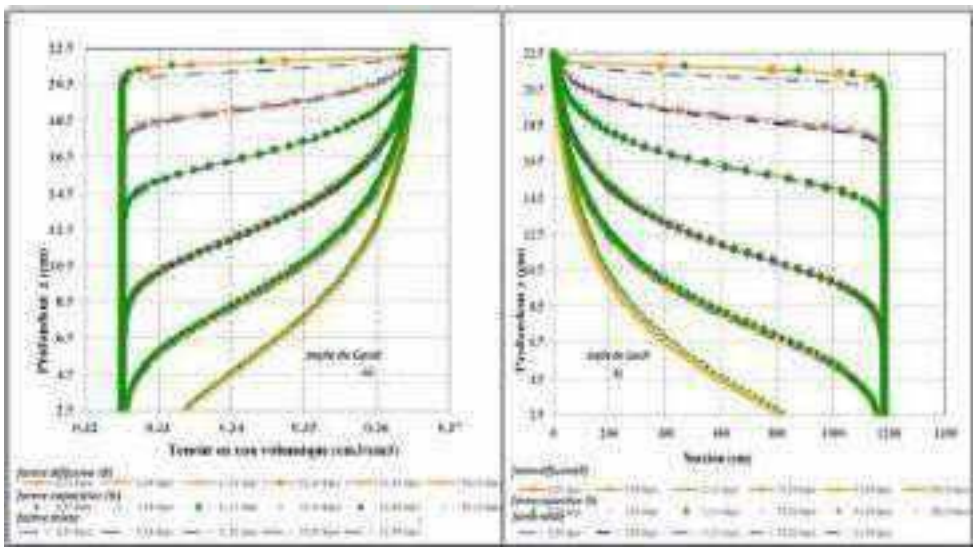


Figure 4. Profils calculés argile de Gault: a) profils hydriques, b) profils de succion

Les figures 4a et 4b montrent qu'au début, les profils obtenus par la forme capacitive sont en avance par rapport à ceux obtenus par la forme diffusive et la forme mixte. Au temps t= 61.98 jours les profils sont superposés. Après ce temps la différence est négligée. Pour les sols fins la forme des profils obtenus par les trois équations est la même, et correspond à un mouvement diffusif de l'eau le long des couches de sol.

6.2. Effet de la texture du sol

Test problem 2

Pour étudier l'effet de la texture du sol, deux autres simulations ont été effectuées sur deux sols de types différents. La première sur une colonne de limon de Givors et la deuxième sur une colonne de sable argileux. Les deux sols testés sont supposés dans un état initial humide identique.

Les profils hydriques et les profils de succion calculés par les trois formes de l'équation de Richards sont présentés sur les figures 5a et 5b pour le limon de Givors, et sur les figures 6a et 6b pour le sable argileux.

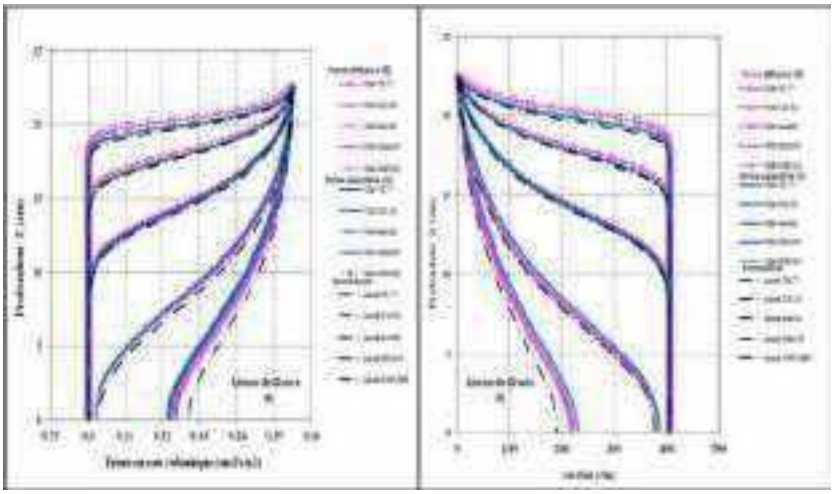


Figure 5. Profils calculés limon de Givors: a) profils hydriques, b) profils de succion

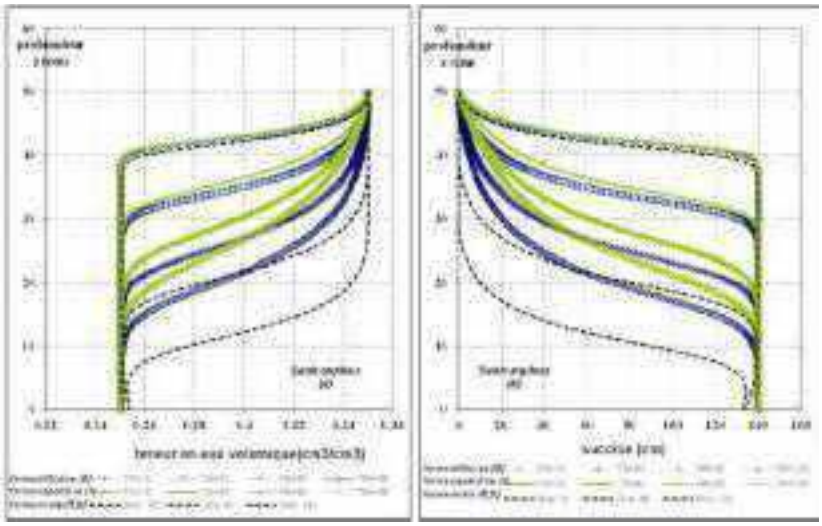


Figure 6. Profils calculés sable argileux: a) profils hydriques, b) profils de succion

Si une légère différence est signalée entre les solutions des trois équations pour le cas de l'argile de Gault, comme elle a été montrée dans le premier test, ce n'est pas le cas pour le limon de Givors et spécialement pour le cas du sable argileux, des différences significatives sont signalées dans la position du front d'humidité entre les trois équations. A cet effet on peut noter que la texture du sol a un grand effet dans le comportement des équations.

6.3. Confrontation avec les résultats expérimentaux

Test problem 3

Afin de connaitre quelle équation parmi les trois formes de l'équation de Richards représente correctement le mouvement de l'eau dans un sol non saturé, nous avons comparé les profils hydriques calculés par chaque équation avec les profils mesurés pour le cas de limon de Givors (Bentoumi et Alimi-Ichola, 1993). Pour ce

cas, la teneur en eau volumique initiale est θ_i=0.215 (cm^3/cm^3) comme celle utilisée dans l'essai expérimental. Les Résultats sont montrés sur la figure 7a

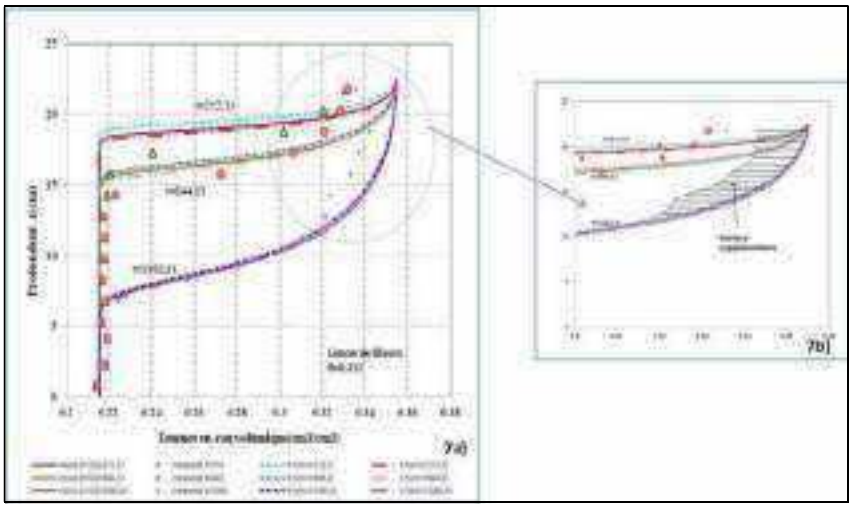


Figure 7. Comparaison entre les profils calculés et mesurés limon de Givors

La figure 7a montre que les profils calculés sont confondus avec les profils mesurés à partir du temps 3382.81mn, avant ce temps les profils obtenus par la forme capacitive et mixte sont les plus proches à ceux mesurés. On observe aussi une différence dans la saturation de la surface (figure 7b). Pour un bon jugement, la comparaison des courbes d'infiltration cumulée sera utile.

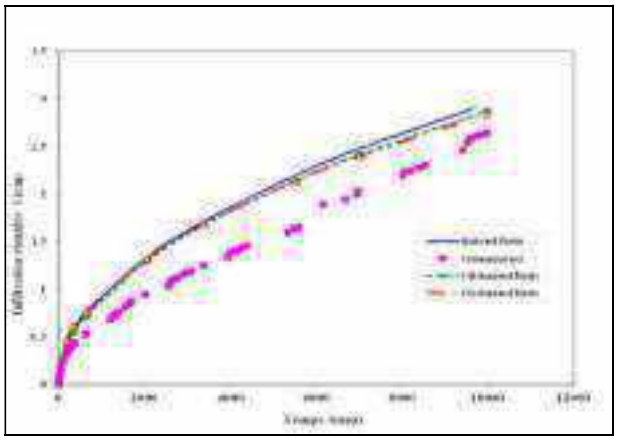


Figure 8. Courbes d'infiltrations calculées et mesurée limon de Givors

L'infiltration cumulée est simulée par une intégration des profils hydriques calculés donnée par le modèle de Green-Ampt. L'infiltration cumulée calculée est ensuite comparée à la courbe de l'infiltration cumulée mesurée, comme il est illustré sur la figure 8. Cette figure montre que pendant une période initiale transitoire, toutes les courbes se superposent. Après un certain temps d'écoulement, l'infiltration calculée devient plus rapide par rapport à celle mesurée, et les courbes calculées se séparent. Cette quantité supplémentaire est la conséquence de la surface additionnelle montrée sur la figure 7b. Cette surface surestime l'infiltration cumulée calculée. On constate d'après les profils hydriques mesurés que la saturation

de la surface n'est pas instantanée, pour cela l'hypothèse que $\theta_0 = \theta_s$ a un effet sur l'infiltration cumulée et peut entrainer une différence significative entre les courbes.

7. Conclusion

Le but de ce travail est l'évaluation de la performance des différentes formes de l'équation de l'écoulement de Richards dans la modélisation des écoulements des eaux dans les sols non saturés.

Dans ce travail, nous avons effectué une étude comparative entre les solutions obtenues par la résolution des trois formes de l'équation de Richards. Cette comparaison montre une différence significative dans la position du front d'humidité obtenu par chaque équation. Cette différence peut être négligée pour les sols fins (argile de Gault) seulement dans le cas d'un état initial humide, cependant, cette différence augmente lorsque l'état initial de ces sols est sec et pour le cas des sols grossiers, quelque soit leur état initial.

Les profils hydriques calculés par la forme diffusive de l'équation de Richards montrent que le comportement diffusif est mieux représenté que le comportement convectif; quelque soit le type de sol. Par contre les profils obtenus par la forme mixte présentent le même comportement seulement pour les sols fins.

L'hypothèse de la saturation immédiate de la surface peut entrainer des erreurs, ainsi que la surestimation des résultats, particulièrement pour les sols moyens à fins. L'hypothèse d'une saturation variable comme condition à la limite supérieure sera recommandée pour résoudre ce problème.

8. Bibliographie

[1] ASHCROFT, G., MARSH, D. D., EVANS, D. D. and BOERSMA, L. (1962) *Numerical method for solving the diffusion equation: 1. Horizontal flow in semi-infinite media*, Soil Sci. Soc. Proc, Vol. 26, 522-525.

[2] BELFORT, B. and LEHMANN, F. (2005) *Comparison of equivalent conductivities for numerical simulation of one-dimensional unsaturated flow*, Vadose Zone Journal, Vol. 4, 1191-2000.

[3] BENTOUMI, O., and ALIMI-ICHOLA, I. (1995) *Transfert par infiltration de l'eau dans les sols fins compactés non saturés. Etude de la diffusivité et de la conductivité*, Thèse INSA- LYON.

[4] CELIA, M. A., BOULOUTAS, E. T., and ZARBA, R. L. (1990) *A general mass conservation numerical solution for the unsaturated flow equation*, Water Resour. Res., Vol. 26, 1483-1496.

[5] GAIDI, L. and ALIMI-ICHOLA, I. (2002) *Transfert et infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés, utilisation de la méthode TDR*, Thèse INSA-LYON.

[6] HILLS, R. J., PORRO, I., HIDSON, D. B., WIERENGA, P. J. (1989) *Modeling one dimensional infiltration into very dry soils. 1. Model development and evaluation*, Water Resour. Res. , Vol. 25, NO. 6, 1259-1269.

[7] MILLY, P. C. D., (1985), *A mass-conservative procedure for time-stepping in models of unsaturated flow*, Adv. in Water Resour., Vol. 8, 32-36

[8] MUALEM, Y. (1976) *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*, Water Resour. Res., Vol. 12, 513-296.

[9] NEUMAN, S. P., (1973) *Saturated-unsaturated seepage by finite elements*, J. Hydraul., Am. Soc. Civil Eng. 99(HY12), 233-2250. (14)

[10] PAN, L., WARRICK, A. W. and WIERENGA, P. J. (1996) *Finite element methods for modeling water flow in variably saturated porous media: Numerical oscillation and mass-distributed schemes*, Water Resour. Res., Vol. 32 (6), 1883-1889.

[11] PARLANGE, J. (1972) *Theory of water movement in soils*, 6, effect of water depth over soil, Soil SCi., Vol. 113, 308-312. (14)

[12] PHILIP, J. R. (1969) *Theory of infiltration*, Adv. Hydroscience, Vol.5, 215-305.

[13] RATHFELDER, K. and ABRIOLA, L.M., (1994) *Mass conservative numerical solutions of the head based Richards equation*, Water Resour. Res., 1994, Vol.30, N°.9, 2579-2586.

[14] RICHARDS, L. A., (1931) *Capillary conductivity of liquids through porous medium*. Physics, Vol. 1, 206-209.

[15] ROSS, P. J., PARALANGE, J. Y., (1994) *Comparing exact solutions of Richards equation for one dimensional infiltration and drainage*, Soil Sci., Vol. 157, 341-344.

[16] ŠIMŮNEK, J., ŠEJNA, M., SAITO, H., SAKAI, M., VAN GENUCHTEN, M. .TH (2004) *Software Package for Simulating the One-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media*, The Hydrus 1-D. Version 4

[17] VAN GENUCHTEN, M. TH. (1980) *A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*, Soil SCi. Am. J., Vol. 44, 892-898.

[18] VAN GENUCHTEN, M. TH., NIELSON, D.R., (1985) *On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils*, Ann. Geophys., Vol. 3, 615-628.

[19] VAN GENUCHTEN, M. TH., LEIJ, F. J. and YATES, S. R. (1991) *The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils*. Report N0. EPA/600/2-91/065, R. S. Kerr. Environ. Res. Laboratory, US Environmental Protection Agency, Ada, Oklahoma.

[20] VOGEL, T., VAN GENUCHTEN, M. TH., CISLEROVA, M.(2001) *Effect of the shape of the soil hydraulic function near saturation on variably-saturated flow predictions*, Adv. In Water Resour., Vol. 24, 133-144.

[21] WARRIK, A. W., ISLES, A., LOMEN D. O. (1991) *An analytical solution to Richards equation for time varying infiltration*. Water Resour. Res., Vol. 27, 763-766.

SIMULATION DU TRANSFERT MULTIPHASE GENERE PAR LA VARIATION DE TEMPÉRATURE DANS LES PAROIS DE BATIMENT

MALIKI Mustapha[1], LAREDJ Nadia[1], BENDANI Karim[1] & MISSOUM Hanifi[1]

mus27000@yahoo.fr

[1]*Laboratoire Construction, Transport et Protection de l'Environnement (LCTPE), Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, Algérie*

Résumé *: Les matériaux de construction sont généralement considérés comme étant des milieux poreux, Les variations temporelles climatiques intérieures et extérieures induisent un transfert de chaleur et d'humidité à travers les parois de bâtiments et le sol de fondation. Dans cet article, un modèle mathématique intégrant le transfert couplé d'air et d'humidité dans les milieux poreux est développé et validé par la suite en utilisant un exemple de référence. Ceci nous permettra de déterminer les déperditions énergétiques dans les sols. La pression capillaire est considérée comme potentiel d'humidité afin d'inclure, à la fois, le transport de l'eau dans ses phases vapeur et liquide. L'implémentation de fonctions à base d'équations à dérivés partielles (PDE) permet de convertir certaines propriétés mesurables du milieu poreux en coefficients dépendants de la pression capillaire et de la température. Les résultats ainsi obtenus sont comparés à un exemple de référence établi dans le cadre du programme communautaire européen HAMSTAD.*

Mots-Clefs *: air, humidité, température, milieux poreux, simulation.*

Abstract*: Building materials are generally considered as porous media, the internal and outside climatic temporal variations lead a transfer of heat and humidity through the walls of buildings and the ground of foundation. In this article, a mathematical model integrating the coupled heat, air and moisture transfer in porous materials, is afterward developed and validated by using a reference example. This will allow us to determine the energy decreases in grounds. The capillary pressure is considered as moisture potential to include, at the same time, the transport of the water in its phases vapor and liquid. The implementation of functions based on partial differential equations (PDE) allows us to convert certain measurable properties of the porous material in coefficients dependent on the capillary pressure and temperature. The results so obtained are compared with benchmarking case established by the European HAMSTAD (Heat, Air and Moisture STAndarDization) program.*

Key-Words*: air, moisture, temperature, porous media, simulation.*

1. Introduction

L'enveloppe d'un bâtiment est soumise à un chargement climatique aléatoire sur la surface extérieure et une condition relativement stable sur sa face intérieure. Ces chargements génèrent un transport de Chaleur, d'Air et d'Humidité (HAM) à travers la structure. La direction du flux de ces entités dépend du gradient du potentiel directeur relatif à chaque entité.

En plus de la variation temporelle du chargement externe dû aux conditions climatiques changeantes, les caractéristiques thermiques et celles liées au stockage d'humidité des couches constituant la paroi, font du transport de chaleur et d'humidité dans l'enveloppe de bâtiment un processus transitoire et relativement complexe.

Le phénomène complexe incluant les processus dynamiques séchage-humification de la composante de l'enveloppe de bâtiment peuvent être représentés par des modèles informatiques.

Dans divers projets de recherches, les modèles hygrothermiques sont utilisés pour évaluer la performance d'un mur exposé aux conditions climatiques pour des lieux géographiquement différents [8, 9, 10].

Le modèle ici présenté fait partie de la classe récemment émergente de modèles de transfert couplé (HAM) faisant appel à certains logiciels commerciaux pour résoudre des problèmes multi-physiques propres aux bâtiments [5, 7].

Ces modèles sont plus clairs et flexibles pour de futures extensions (par exemple pour la 2D ou la 3D) et permettent l'ajout de nouvelles fonctionnalités ainsi que l'intégration avec d'autres modèles existants.

2. Développement des équations régissant le transfert couplé

Dans le transfert couplé, le transport d'humidité dans les matériaux de construction se présente sous deux phases distinctes : liquide et vapeur. Le flux de vapeur est séparé en deux parties dites diffusion et convection. En effet, le flux diffusif de vapeur est engendré par le gradient de pression de vapeur et la conductivité correspondante représente la perméabilité de la vapeur. Le flux convectif de vapeur est le flux de vapeur transporté par l'air mouvant.

L'implémentation du gradient de la pression capillaire comme potentiel conducteur et la perméabilité du liquide comme conductivité de transfert d'humidité, a été vérifiée et admise comme étant l'approche la plus appropriée par la majorité des chercheurs [1].

Les équations régissant le transfert couplé dans les matériaux de construction sont basées sur le principe de la conservation du transport combiné de chaleur et d'humidité d'un volume élémentaire représentatif.

2.1. Equation de conservation de transfert d'humidité

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \nabla\left(\delta_p \nabla p_v - K_l \nabla P_c\right) - v \cdot \nabla \rho_v + F_m \qquad (1)$$

où w (kg/m^3) est la teneur en humidité, t (s) est le temps, δ_P (kg/m.s.Pa) est la perméabilité de la vapeur d'eau, p_V (Pa) est la pression partielle de vapeur d'eau, K_l (s) est la perméabilité de l'eau liquide, P_C (Pa) est la pression capillaire, v (m/s) est la vitesse de l'air, ρ_V (kg/m^3) est la densité de la vapeur d'eau, et F_m est la source d'humidité.

2.2. Equation de conservation de transfert de chaleur

Les mécanismes gouvernants le transfert de chaleur sont la conduction thermique issue d'un gradient de température, et la convection due au mouvement de l'air et à la chaleur latente. L'équation de conservation est exprimée par :

$$\left(c_p \rho + c_{p,l} w\right)\frac{\partial T}{\partial t} = \nabla\left(\lambda \nabla T\right) + L_v \nabla\left(\delta_p \nabla p_v\right) - v L_v \cdot \nabla \rho_v - v \rho_a c_{p,a} . \nabla T + F_h \qquad (2)$$

où c_P (J/kg K) est la chaleur spécifique du matériau sec, ρ (kg/m^3) est la densité sèche du matériau, $c_{P,l}$ (J/kg K) est la chaleur spécifique de l'eau liquide, T (K) est la température, λ (W/m K) est la conductivité thermique, L_V (J/kg) est la chaleur latente d'évaporation, ρ_a (kg/m^3) est la densité de l'air sec, $c_{P,a}$ (J/kg K) est la chaleur spécifique de l'air sec, et F_h (W/m^3) est la source de chaleur.

2.3. Modélisation mathématique des équations de conservation

Dans la présente approche, les variables fonctions de l'humidité des équations (1) et (2) doivent être converties en une seule et unique variable d'humidité, en l'occurrence la pression capillaire Pc.

La relation entre la pression partielle de vapeur d'eau et l'humidité relative est exprimée par :

$$p_V = \phi P_{sat} \tag{3}$$

où ϕ est l'humidité relative (RH), et P_{sat} (Pa) la pression de saturation de la vapeur d'eau.

La relation entre l'humidité relative et la pression capillaire est donnée par la loi de Kelvin :

$$\phi = \exp\left(\frac{-P_C}{\rho_l R_V T}\right) \tag{4}$$

où ρ_l (kg/m^3) est la poids volumique de l'eau et R_V (J/kg K) est la constante des gaz parfaits pour la vapeur d'eau.

Il en découle que les équations de conservation du transfert combiné de chaleur et d'humidité peuvent être réécrites sous forme de coefficients, et ce en prenant la température comme variable indépendante pour le transfert de chaleur et la pression capillaire comme variable indépendante pour le transfert d'humidité, comme illustré en équations (5) et (6)

$$C_T \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla\left(C_{11}\nabla T + C_{12}\nabla P_C\right) + v\left(D_{11}\nabla T + D_{12}\nabla P_C\right) + F_h \tag{5}$$

$$\delta \frac{\partial P_C}{\partial t} = \nabla\left(C_{21}\nabla T + C_{22}\nabla P_C\right) + v\left(D_{21}\nabla T + D_{22}\nabla P_C\right) + F_m \tag{6}$$

avec :

$$C_T = c_P \rho + c_{P,l} w \quad ; \qquad \Omega = \left|\frac{\partial w}{\partial P_C}\right|$$

Ω est la capacité de stockage d'humidité, définie par la pente de la courbe de rétention d'eau.

Les équations (5) et (6) peuvent être écrites sous la forme matricielle suivante :

$$d_a \begin{bmatrix} \frac{\partial T}{\partial t} \\ \frac{\partial P_C}{\partial t} \end{bmatrix} = \nabla\left(C\,\nabla\begin{bmatrix} T \\ P_C \end{bmatrix}\right) + \beta\nabla\begin{bmatrix} T \\ P_C \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_h \\ F_m \end{bmatrix} \tag{7}$$

d_a est la matrice d'amortissement donné par :

$$d_a = \begin{bmatrix} C_T & 0 \\ 0 & \Omega \end{bmatrix} \tag{8}$$

C représente la matrice diffusion,

$$C=\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} \lambda+L_V\delta_P\phi P'_{sat} & -\dfrac{L_V\delta_P\phi P_{sat}}{\rho_l R_V T} \\ -\delta_P\phi P'_{sat} & K_l+\dfrac{\delta_P\phi P_{sat}}{\rho_l R_V T} \end{bmatrix} \quad (9)$$

où $P'_{sat}=\partial P_{sat}/\partial T$ est la dérivée de la pression de saturation de la vapeur d'eau.

β représente la matrice convection,

$$\beta=\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} -\left(\rho_a c_{P,a}+L_V\dfrac{\partial\rho_V}{\partial T}\right) & -\dfrac{L_V\phi}{\rho_l R_V T}\dfrac{\partial\rho_V}{\partial\phi} \\ \dfrac{\partial\rho_V}{\partial T} & -\left(\dfrac{\phi}{\rho_l R_V T}\dfrac{\partial\rho_V}{\partial\phi}\right) \end{bmatrix} \quad (10)$$

F_h et F_m représentent, respectivement, la source de chaleur et d'humidité.

Le modèle consiste donc à convertir, par le biais de MatLab, les propriétés physiques mesurables du matériau tel que K_l, ϕ, δ_P et λ qui dépendent de la teneur en humidité W, en coefficients aux dérivées partielles (PDE) tel que $C_{11}, C_{12}, D_{11}, D_{12}, \Omega$ et C_T qui dépendent de P_C et T. Ceci est schématisé sur la figure 1.

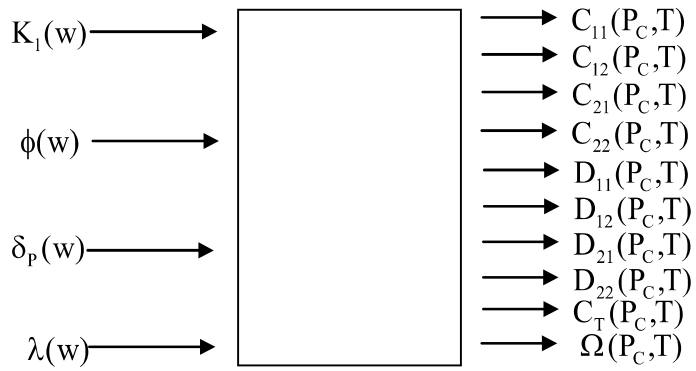


Figure 1. Conversion des propriétés mesurables du matériau en coefficients PDE

3. Conditions aux limites

Les conditions aux limites extérieures des enveloppes de bâtiments peuvent être regroupées en trois catégories [6] : saturation de l'humidité, flux chaleur/humidité constant, et flux chaleur/humidité à travers un film résistant apposé à la surface extérieure. Les équations (11) et (12) sont utilisées pour décrire les conditions aux limites à l'extérieur. Tandis que pour la surface intérieure de la paroi, les conditions de température et de pression son maintenues constantes.

3.1. humidité

Le flux d'humidité à travers la surface extérieure de l'enveloppe, $g_{n,e}$ (kg/m² s), est

$$g_{n,e} = \beta_{P,e}\left(p_{v,e} - p_{surf,e}\right) \tag{11}$$

où $\beta_{P,e}$ (kg/m² s Pa) est le coefficient de transfert de vapeur pour la face externe, $p_{v,e}$ (Pa) est la pression de la vapeur d'eau pour l'air extérieur, $p_{surf,e}$ (Pa) est la pression de la vapeur d'eau sur la surface extérieure.

Pour la surface intérieure de la paroi, le flux sera

$$g_{n,i} = \beta_{P,i}\left(p_{v,i} - p_{surf,i}\right) \tag{12}$$

où $\beta_{P,i}$ (kg/m² s Pa) est le coefficient de transfert de vapeur pour la face intérieure, $p_{v,i}$ (Pa) est la pression de la vapeur d'eau pour l'air intérieur, $p_{surf,i}$ (Pa) est la pression de la vapeur d'eau sur la surface intérieure.

3.2. Chaleur

Le flux de chaleur à travers la surface extérieure, $q_{n,e}$ (W/m²), incluant les effets de la conduction, convection et le flux de chaleur latente dû au transfert de vapeur, est exprimé par

$$q_{n,e} = \alpha_e\left(T^{eq} - T_{surf,e}\right) + L_V\beta_{p,e}\left(p_{v,e} - p_{surf,e}\right) \tag{13}$$

où α_e (W/m² K) est le coefficient de transfert convectif de chaleur pour la surface extérieure, T^{eq} (K) est la température équivalente de l'air extérieure, $T_{surf,e}$ (K) est la température de la surface extérieure.

Le transfert de chaleur à travers la surface intérieure de la paroi du bâtiment, $q_{n,i}$ (W/m²) est donné par

$$q_{n,i} = \alpha_i\left(T_i - T_{surf,i}\right) + L_V\beta_{p,i}\left(p_{v,i} - p_{surf,i}\right) \tag{14}$$

où α_i (W/m² K) est le coefficient de transfert convectif de chaleur pour la surface intérieure, T_i (K) est la température de l'air intérieure, $T_{surf,i}$ (K) est la température de la surface intérieure.

4. Validation du modèle

L'exemple de référence ici utilisé pour la validation de l'approche mathématique adoptée, est issu d'une série de cinq exercices établis dans le cadre du programme communautaire européen HAMSTAD (Heat, Air and Moisture STAndarDization) [3, 4]

L'exemple donné en figure 2, représente un plancher isolé analysé en une seule dimension, l'isolation thermique est placée vers l'intérieur et une barrière étanche est posée sur la face extérieure. La structure est considérée comme étant parfaitement étanche.

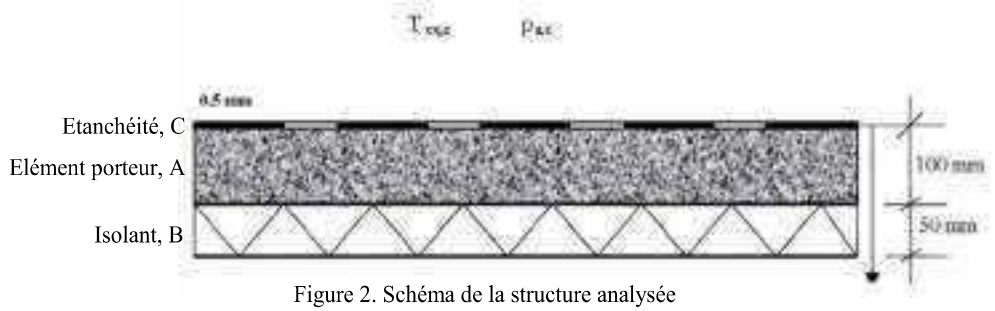


Figure 2. Schéma de la structure analysée

4.1. Conditions initiales

Elément porteur : $w = 145\,kg/m^3, T = 10^{\circ}C$

Isolant : $w = 0.065\,kg/m^3, T = 10^{\circ}C$

4.2. Conditions aux limites

- Pour la chaleur et l'humidité, un fichier de données fournis les valeurs horaires pour une période s'étalant sur une année. Pour les temps intermédiaires, les valeurs sont obtenues par interpolation.
- Les températures équivalentes extérieures intègrent à la fois la température de l'air ambiant et l'échange de radiation.
- Aucune différence de pression n'est prise en considération.
- Les coefficients de transfert surfaciques sont :

$$\alpha_{e,e} = 25\,W/m^2K, \alpha_{e,i} = 7\,W/m^2K, \quad \beta_{p,e} = 0\,s/m, \beta_{p,i} = 2.10^{-8}\,s/m$$

La simulation numérique a été réalisée par le biais du logiciel multi-physiques COMSOL V3.5 [2], les résultats obtenus sont les suivants :

- La pression capillaire Pc dans l'espace et le temps pour l'élément porteur A, et l'isolation B.
- La température T(x,t).
- La Masse totale d'humidité M(kg/m²) dans chaque couche
- Le flux de chaleur traversant la structure à partir de l'intérieur q (W/m²).

Le modèle simule sur une période d'une année les distributions de la pression capillaire Pc et la température T. Un résultat type de la distribution de la température est montré sur la figure 3.

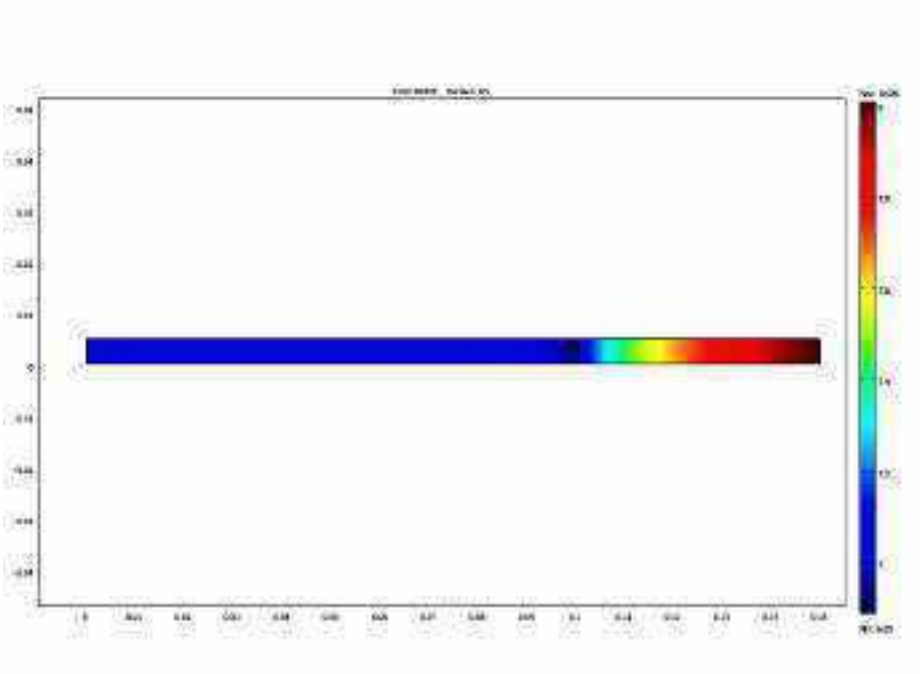


Figure 3. Distribution type de la température

4.3. comparaison des résultats

- ***Humidité***

La teneur totale en humidité peut être aisément calculée à partir de la distribution de la pression capillaire Pc en utilisant les propriétés du matériau. La figure 4 représente la fluctuation de la teneur totale en humidité durant la première année. Le résultat de la simulation COMSOL est tout à fait satisfaisant mise à part au niveau de quelques pics dû probablement à une instabilité numérique. L'erreur moyenne enregistrée reste faible, elle est de l'ordre de 1,65%.

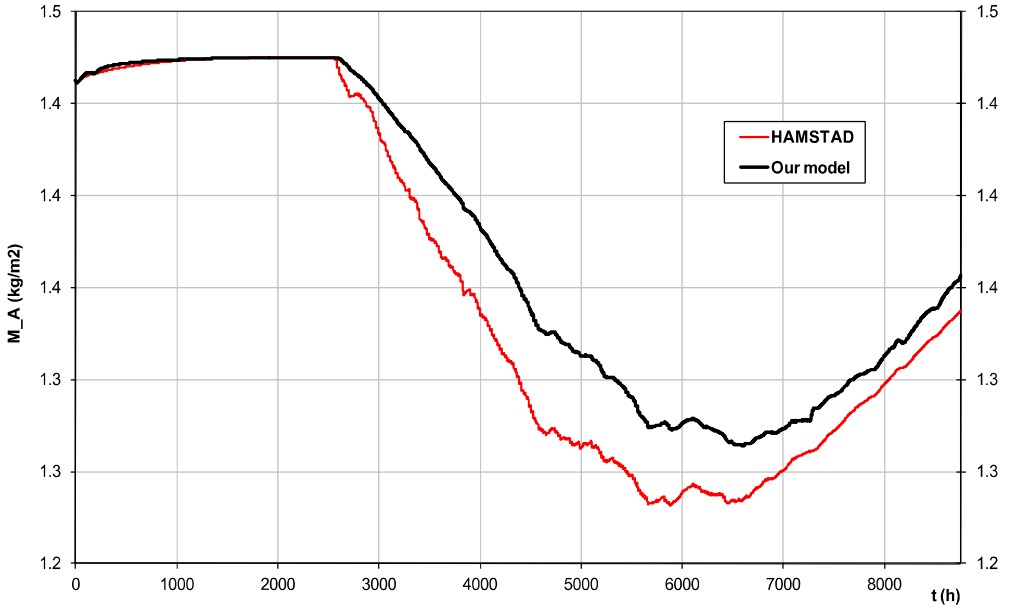


Figure 4. Variation de la teneur totale en humidité dans l'élément porteur

- ***Chaleur***

La figure 5 représente le flux de chaleur traversant la structure à partir de l'intérieur durant les 500 premières heures. L'allure du graphe obtenu par la simulation COMSOL est très proche des autres graphes issus de l'exercice de référence.

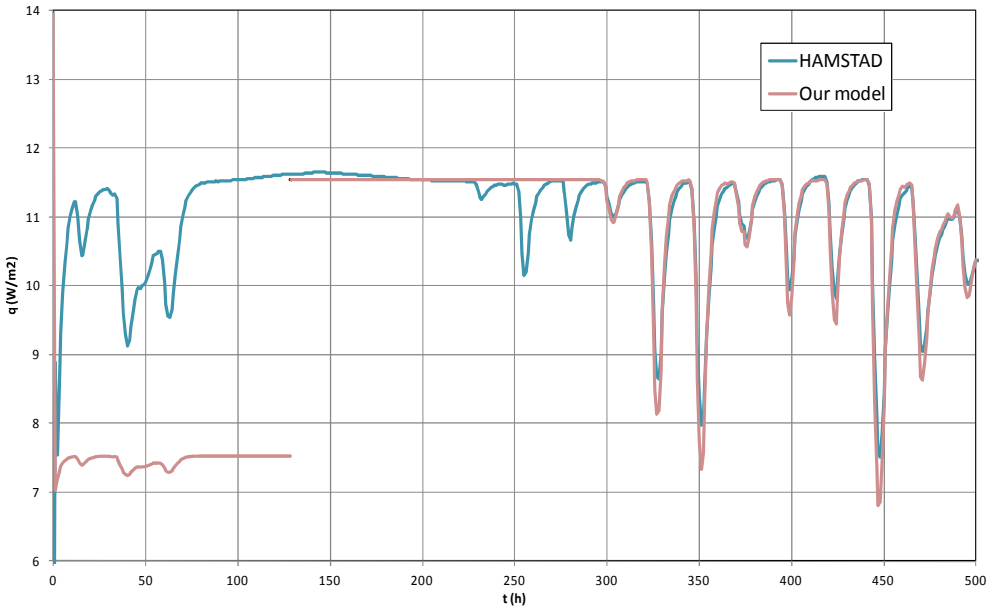


Figure 5. Flux de chaleur traversant la structure à partir de l'intérieur

5. Conclusion

Un outil de simulation numérique basé sur les équations à dérivés partielles a été établi dans le but d'étudier la performance hygrothermique des parois de bâtiments. Le programme permet de simuler le transfert couplé d'humidité, d'air et de chaleur dans les enveloppes multicouches des constructions. La convection de l'air est gouvernée par la loi de Darcy-Boussinesq et couplé ensuite aux équations de conservation. Les charges climatiques peuvent être extraites à partir des données météorologiques d'une quelconque région. Le modèle est validé sur la base d'un exercice type issu du projet européen HAMSTAD. Le logiciel commercial COMSOL a été utilisé comme interface (pré & post-processing) pour la visualisation des résultats du mécanisme de transport couplé. L'avantage de ce logiciel permettra de modifier ou d'adapter le modèle proposé vers d'autres extensions.

6. Références

[1] Carmeliet J, Hens H, Roels S, Adan O, Brocken H, Cerny R, et al. Determination of the liquid water diffusivity from transient moisture transfer experiments. Journal of Thermal Envelope and Building Science 2004;27:277‑305.

[2] Comsol-Multiphysics. Available from: <http://comsol.com/>; 2008.

[3] Hagentoft, C-E. (2002). HAMSTAD – Final report: Methodology of HAM-modeling, Report R-02:8. Gothenburg, Department of Building Physics, Chalmers University of Technology.

[4] Hagentoft, C-E.; Kalagasidis, A.; Adl-Zarrabi, B.; Roels, S.; Carmeliet, J.; Hens, H; Grunewald, J.; Funk, M.; Becker, R.; Shamir, D.; Adan, O.; Brocken, H.; Kumaran, K.; Djebbar, R. (2004). Assessment Method of Numerical Prediction Models for Combined Heat, Air and Moisture Transfer in Building Components: Benchmarks for One-dimensional Cases. Journal of Thermal Envelope and Building Science. Vol. 27 (4), pp. 327-352

[5] Kalagasidis, A. (2004). HAM-Tools: An Integrated Simulation Tool for Heat, Air and Moisture Transfer Analysis in Building Physics. Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Sweden

[6] Kunzel HM. Simultaneous heat and moisture transport in building components: one and two-dimensional calculation using simple parameters, Doctoral thesis. Germany: Institute of Building Physics; 1995.

[7] Schijndel, A.W.M. van (2007). Integrated Heat Air and Moisture Modeling and Simulation. Ph.D. Thesis, Eindhoven University, Eindhoven, The Netherlands.

[8] Tariku, F.; Cornick, S.; Lacasse, M. (2007). Simulation of Wind-Driven Rain Effects on the Performance of a Stucco-Clad Wall. Proceedings of Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Whole Buildings X International Conference. Dec. 2-7, Clearwater, FL

[9] Tariku, F.; Kumaran, M.K. (1999). Application of IRC's Advanced Hygrothermal Model to Assess the Role of an Air Cavity in a Drying Process, MEWS Consortium: Technical Report T7-02, (NRCC-44269)

[10] Tariku, F.; Kumaran, M. K. (2006). Hygrothermal Modeling of Aerated Concrete Wall and Comparison With Field Experiment. Proceeding of the 3rd International Building Physics /Engineering Conference, August 26-31, Montreal, Canada, pp 321-328

INFLUENCE DE LA NON SATURATION SUR LA HAUTEUR DE LA SURFACE DE SUINTEMENT

HAMZA Ali[1,2] , BOUDLAL Omar[1,2] & FEKHART Karima[1,2]

alihamza@mail.ummto.dz

[1]*Laboratoire de Geomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Algérie*

[2]*Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, UMMTO, Algérie*

Résumé *: L'estimation précise de la hauteur de la surface de suintement est très importante dans le calcul de stabilité des structures poreuses et à zones humides telles que les barrages en terre. Contrairement au modèle simple Dupuit-Forchheimer qui ne donne aucune surface de suintement (la position de la surface phréatique est en continuité avec la surface libre de l'eau au fossé aval), les modèles « saturé » et « saturé-non saturé » donnent des valeurs approchées de la hauteur de celle-ci. Le premier modèle, en négligeant l'écoulement non saturé, sous estime cette hauteur par rapport au deuxième qui prend en compte à la fois les deux écoulements. Il est reconnu, généralement, que cette prise en compte de l'écoulement couplé saturé-non saturé passe par l'utilisation de l'équation de Richards(1931). Dans ce travail, la prise en compte, à la fois, de ces deux écoulements saturé et non saturé est simulée par le logiciel FLAC qui n'utilise pas l'équation de Richards. En contre partie, des équations et algorithmes empiriques sont proposés afin d'assurer la continuité entre la saturation totale et la saturation partielle. Les résultats obtenus sont comparés aux solutions analytiques et aux modèles saturés négligeant l'effet de la non saturation.*

Mots-Clefs *: Surface de suintement, saturé, non saturé, FLAC.*

Abstract *: The accurate estimation of the seepage face height is very important in the calculation of the stability of porous structures with humid zones such as earth dams. In the opposite of the Dupuit-Forchheimer simple model which allows no seepage face (the position of the phreatic surface is in continuity with the downstream free surface water), the "saturated" and "saturated-unsaturated" models give approximate value of the height of this latter. The first model by neglecting the non saturated flow underestimates this height compared to the second model which considers both the two flows. It is generally recognized that the combined saturated and unsaturated flow uses the Richard's equation (1931). In this work, both the saturated and unsaturated flows are simulated by the code FLAC without using the Richard's equation. As an alternative, empirical equations and algorithms were proposed in order to insure continuity between total saturation and partial saturation. The results obtained are compared with analytical solutions and saturated models neglecting the effect of the non saturation.*

Key-Words*: Seepage face, saturated, unsaturated, FLAC.*

1. Introduction

Lorsqu'une digue d'un barrage reposant sur un substratum horizontal est en contact avec un fossé drainant, il existe une surface à travers laquelle l'eau sort du système directement en contact avec l'air, appelée surface de suintement. Le phénomène de suintement est assez mal connu, et n'est pas toujours pris en compte dans la modélisation des barrages et des nappes superficielles. Négliger ce phénomène induit une sous estimation de la position de la surface libre de la nappe, notamment à proximité du fossé drainant, mais le prendre en compte rend obligatoire l'utilisation de modèles d'écoulement 2D, qui sont difficiles à mettre en œuvre. Des solutions analytiques permettant de l'estimer existent, mais elles ont été définies dans un cadre théorique restreint, et ne fournissent pas une estimation exacte.

2. Caractéristiques géométriques et mécaniques de la digue

La digue étudiée est homogène et isotrope et repose sur un substratum imperméable. Elle a les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes :

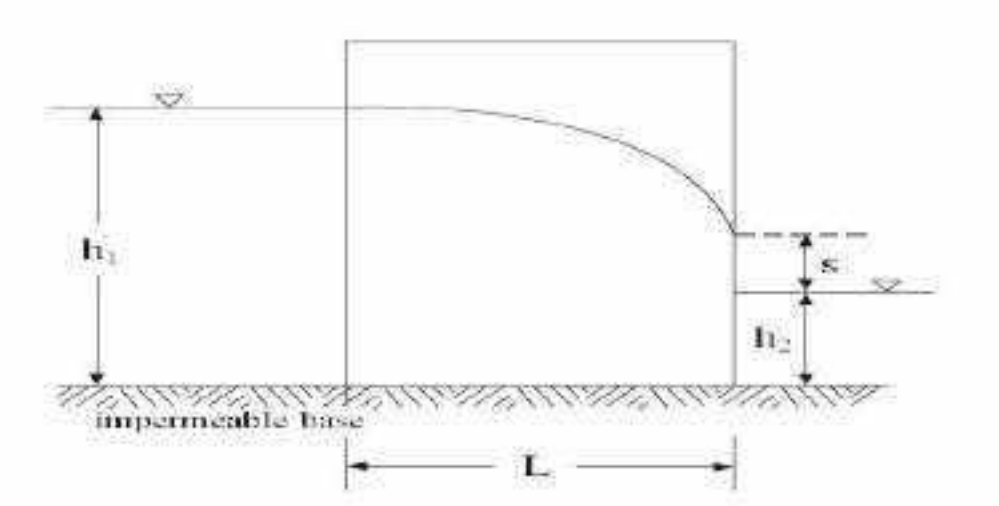


Figure 1. Caractéristiques géométriques de la digue

L : la largeur de la base de la digue,
h1: le niveau de l'eau en amont,
h2: le niveau de l'eau en aval,
S : la surface de suintement.

Les Caractéristiques mécaniques utilisées dans la simulation sont :

Perméabilité (k)	10-10 (m/sec)/(Pa/m)
Porosité (η)	0,3
Densité de l'eau (ρ_w)	1000 Kg/m^3
Module de compressibilité de l'eau	1000 Pa
Densité sèche du sol (ρ)	2000 Kg/m^3
Accélération de la pesanteur (g)	10 m/sec^2

La formule de Dupuit (voir par exemple, Davis et De Wiest (1966), p. 186) donne la solution analytique exacte du débit total d'écoulement en régime permanent :

$$Q = k\rho_w g \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (1)$$

La hauteur, *S,* de la surface de suintement est donnée graphiquement par Polubarinova-Kochina comme indiqué à la figure 2 (voir par exemple, Harr (1991), pp. 206-207).

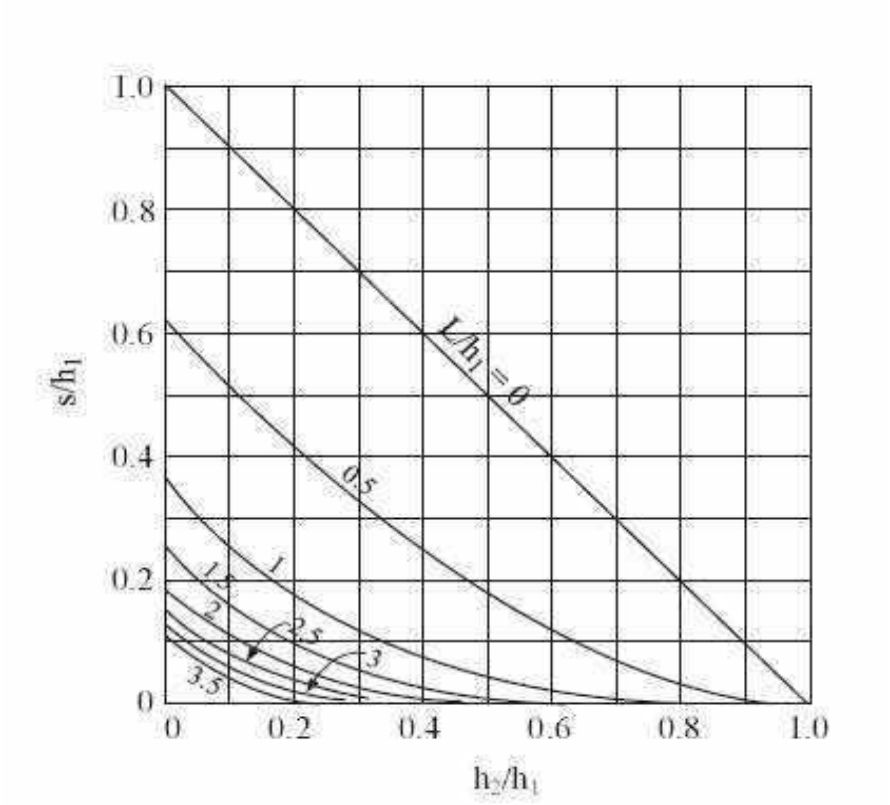


Figure 2. Abaque pour la détermination de la surface de suintement (d'après Polubarinova-Kochina)

3. Formulation de la loi d'écoulement

La loi d'écoulement est décrite par la loi de Darcy :

$$q_i = -k_{ij}\hat{k}(S)\frac{\partial}{\partial x_j}(P - \rho_w g_k x_k) \quad (1)$$

Où q_i : vecteur débit.
k_{ij} : tenseur de perméabilité ou coefficient de mobilité,
$\hat{k}(S)$: Perméabilité relative fonction de la saturation S,
P : pression du fluide.
ρ_w : masse volumique du fluide (eau dans notre cas),
g_k, k = 1,2 sont les composantes de l'accélération de la pesanteur.

En négligeant, pour le moment, l'effet de la pesanteur la loi de Darcy (Equation (1)) se réduit pour un milieu poreux anisotrope à :

$$q_i = -k_{ij}\frac{\partial P}{\partial x_j} \quad (2)$$

Chaque élément quadrilatère est divisé en triangles de deux façons (Figure 3.a). La pression interstitielle est supposée variant linéairement et le vecteur q_i est dérivé à l'aide du théorème de divergence de Gauss pour le triangle de surface A (Figure 3.b). On obtient alors :

$$q_i \cong \frac{k_{ij}}{A} \sum P \eta_j S \tag{3}$$

Où $\sum$: somme sur les trois côtés du triangle,
η : normale au côté,
S : longueur du côté.

Les deux composantes de q sont :

$$q_1 \cong \frac{1}{A}\left[k_{11} \sum P \eta_1 S + k_{12} \sum P \eta_2 S\right] \tag{4.a}$$

$$q_2 = \frac{1}{A}\left[k_{21} \sum P \eta_1 S + k_{22} \sum P \eta_2 S\right] \tag{4.b}$$

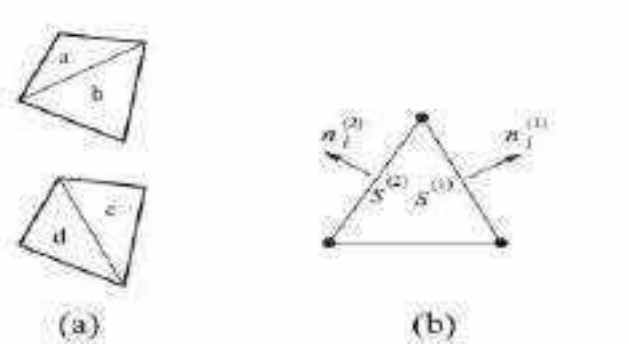


Figure 3. Discrétisation en éléments triangulaires

Considérant la contribution du côté (ab) du triangle (abc) à la somme :

$$q_1^{(ab)} = \frac{1}{2A}\left[-k_{11}(P^{(b)} + P^{(a)})(x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{12}(P^{(b)} + P^{(a)})(x_1^{(b)} - x_1^{(a)})\right] \tag{5.a}$$

$$q_2^{(ab)} = \frac{1}{2A}\left[-k_{21}(P^{(b)} + P^{(a)})(x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{22}(P^{(b)} + P^{(a)})(x_1^{(b)} - x_1^{(a)})\right] \tag{5.b}$$

Similairement, en considérant la contribution à q_i des autres côtés (bc) et (ca), on obtient l'expression générale.

$$Q = q_i \eta_i S \tag{6}$$

Par exemple, le débit à travers le nœud (a) est donné par

$$Q^{(a)} = \left\{-q_1(x_2^{(b)} - x_2^{(c)}) + q_2(x_1^{(b)} - x_1^{(c)})\right\} / 2 \tag{7}$$

La valeur 2 du dénominateur indique que le nœud (a) capte les débits passant par la moitié des deux cotés adjacents. Les mêmes expressions s'appliquent aux nœuds (b) et (c) et la matrice de « rigidité » [M] de l'élément quadrilatère global est définie par la relation pressions-débits des quatre nœuds.

$$\{Q\} = [M]\{P\} \tag{8}$$

avec :
$$[M] = -\frac{k}{2}\begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & -1 \\ -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 \\ -1 & 0 & -1 & 2 \end{bmatrix} \tag{9}$$

où k est le coefficient de mobilité isotrope.

Considérant, maintenant, l'effet de la pesanteur. Si les pressions aux nœuds autour d'une zone conforme au gradient $\partial P/\partial x_i = g_i\rho_i$, où g_i est le vecteur de l'accélération de la pesanteur, alors les débits nodaux $\{Q\}$ doivent être nuls. L'équation (8) est alors modifiée comme suit :

$$\{Q\} = [M]\left\{P - (x_i - x_i^{(1)})g_i\rho_w\right\} \tag{10}$$

Prise en compte de l'écoulement non saturé :

L'équation (10) indique que l'écoulement peut se produire dans une zone même si toutes les pressions aux nœuds sont égales à zéro. Dans ce cas, la pesanteur peut provoquer le déplacement d'un fluide à travers une zone qui n'est pas entièrement saturée. Cependant, deux facteurs sont à considérer :

La perméabilité apparente doit décroitre lorsque la saturation décroit, en particulier, la perméabilité doit être égale à zéro lorsque la saturation est égale à zéro.
Le fluide ne peut pas être extrait d'un nœud ayant une saturation égale à zéro.
Afin de satisfaire le point (a), les débits d'écoulements (comme aussi la perméabilité apparente) calculés par l'équation (10) sont multipliés par un facteur, $\hat{k}$, fonction de la saturation, S.

$$\hat{k}(S) = S^2(3 - 2S) \tag{11}$$

Cette fonction est empirique mais elle indique que $\hat{k} = 0$ si S = 0 , et $\hat{k} = 1$ si S = 1. Ce qui signifie aussi que la perméabilité ne varie pas pour une saturation totale et égale à zéro pour une saturation égale à zéro. Aussi, le gradient de l'équation (11) est zéro pour S = 0 et S = 1, ce qui est acceptable physiquement. Dans l'équation (11), S est prise comme étant la saturation moyenne de tous les nœuds où se produit le débit entrant. Aussi, ce dernier ne peut pas se produire à travers ces nœuds s'ils sont tous totalement non saturés. Les débits entrants sont alors donnés par

$$Q'_\eta = \frac{\sum Q(i\eta)}{\sum S(i\eta)} S_\eta \tag{12}$$

Où η est le numéro du nœud.
Σ somme sur les nœuds des débits entrants.

Les équations proposées ici sont empiriques mais permettent d'assurer la continuité entre la saturation totale et la saturation partielle.

4. Résultats et interprétation

Un modèle idéalisé de barrage rectangulaire de largeur a=1, sans recharge et reposant sur un substratum imperméable, comme indiqué à la figure 8.1.4 de Bear (1972) et repris par Knight (2005), a été simulé dans cette étude en utilisant le logiciel FLAC et son implémentation par l'introduction d'équations empiriques pour la prise en charge de l'écoulement non saturé. A l'amont (x=0), la hauteur libre de l'eau est de h1=1. A l'aval (x=a), la hauteur libre de l'eau est de h2=0,25.
L'écoulement est transitoire et les résultats obtenus en régime permanent, atteint après un temps égal à 2,943x106 secondes, sont montrés dans les figures suivantes :

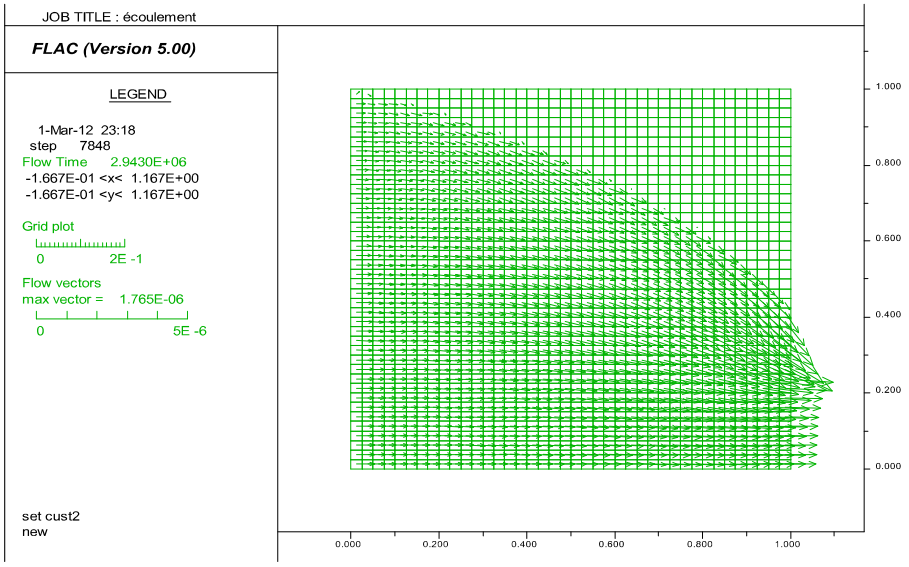


Figure 4. Vecteurs d'écoulement

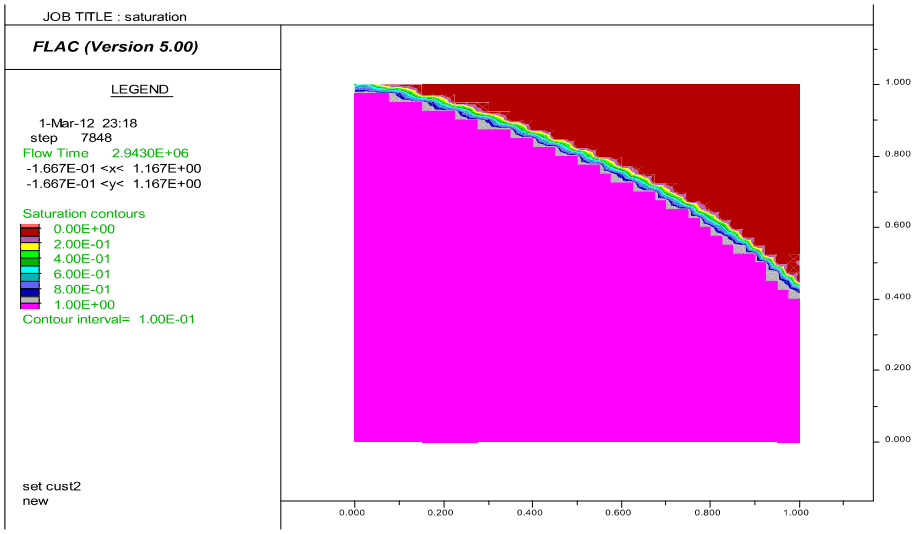


Figure 5. Contours de saturation

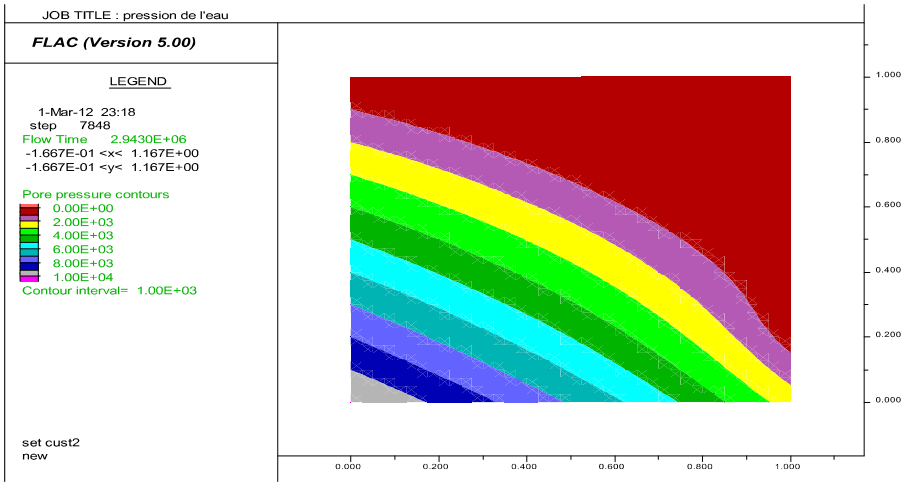


Figure 6. Contours de pression interstitielle

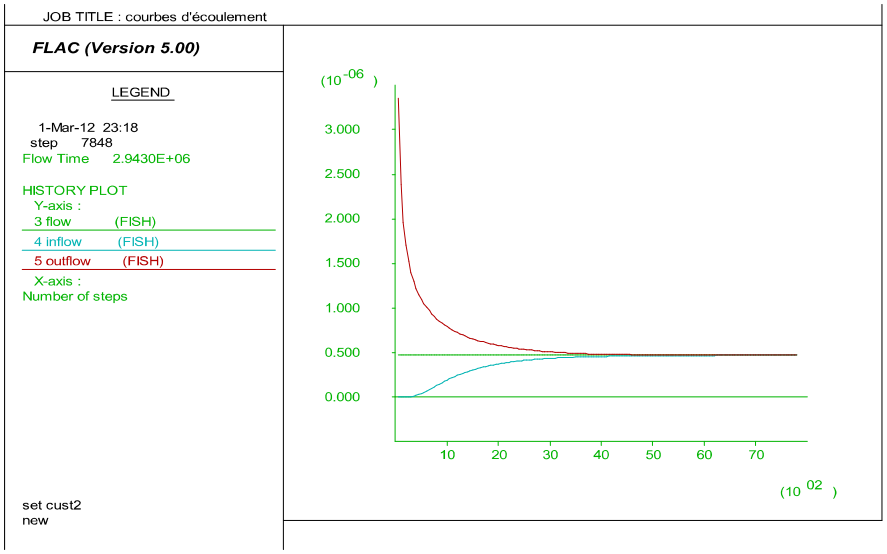


Figure 7. Débits d'écoulement

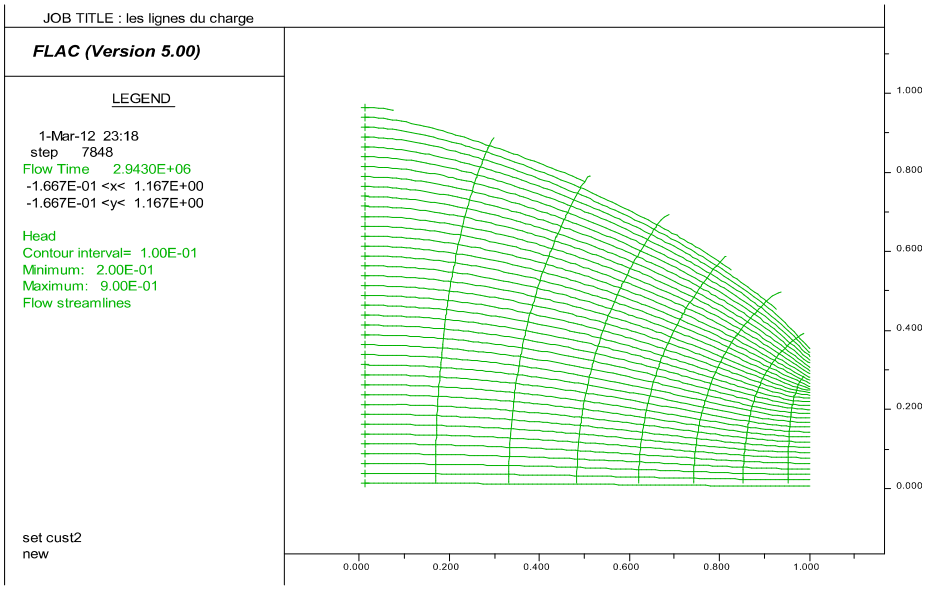


Figure 8. Lignes de charges et équipotentielles

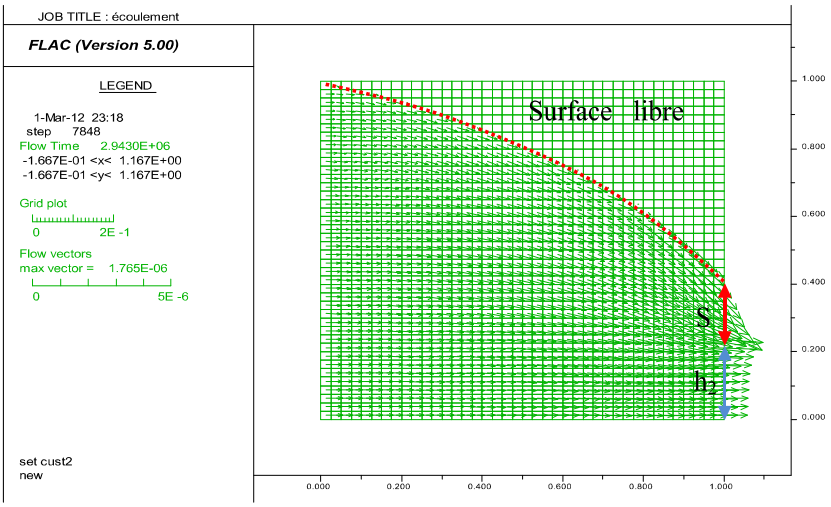


Figure 9. Position de la surface libre et de la surface de suintement S

L'objectif de ce travail est :
En premier lieu, de comparer les résultats de la simulation numérique à ceux des solutions analytiques exactes.
Pour ce cas particulier de problème d'écoulement : la valeur du débit d'écoulement en régime permanent est égal à : Q = 0,47 x 10-6 m^3/sec. On remarque à la figure 7 que les débits rentrants et les débits sortants convergent bien vers cette valeur. Aussi le débit rentrant est égal au débit sortant ; on a donc atteint le régime stationnaire ou permanent.
En ce qui concerne la surface de suintement, pour ce cas particulier :
h_2/h_1 = 0,25 et S/h_1 = 0,135, ce qui donne une valeur de S = 0,135. On remarque à la figure 9 que la hauteur de la surface de suintement donnée par la simulation numérique est de S = 0,135.
En deuxième lieu, c'est de comparer les résultats obtenus par la simulation avec les travaux d'autres chercheurs sur la surface libre, en particulier, les résultats obtenus par la méthode des différences finies (modèle saturé) afin de voir l'influence de la non saturation sur la hauteur de la surface de suintement. Pour ce faire, nous avons superposé les résultats obtenus avec ceux présentés à la figure 5 par Knight (2005). Cette superposition est montrée à la figure 10 dans ce travail. On remarque dans cette figure que, contrairement à l'approximation de Dupuit-Forchheimer qui ne donne aucune surface de suintement, la méthode des différences finies sous-estime la hauteur de la surface de suintement et par conséquent la position de la surface libre. Par contre la simulation faite dans ce travail, en prenant en compte l'effet de la non saturation, donne une bonne approximation et à un degré moindre celle de Baiocchi.

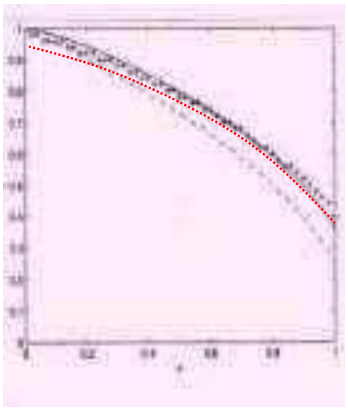


Figure 10. Superposition des résultats

_ _ _ _ _ : Surface libre donnée par l'approximation de Dupuit-Forchheimer,
——— : Surface libre donnée par la méthode des différences finies (modèle saturé).
xxxx : L'allure de la surface libre donnée par la théorie de Baiocchi.
..... : Surface libre donnée par la simulation par FLAC

5. Conclusion

Les résultats trouvés par la simulation, que ça soit pour le débit ou pour la surface de suintement, concordent très bien avec les solutions analytiques exactes. On peut conclure que les équations empiriques proposées pour la prise en compte de l'effet de non saturation sont fiables. On conclue aussi que le modèle saturé sous-estime la hauteur de la surface de suintement et par conséquent la position de la surface libre.

6. Bibliographie

[1] C. Baiocchi,, "Sur un problème à frontière libre traduisant le filtrage de liquides à travers des milieux poreux," C.R. Acad. Sci. Paris, Série. A 273, pp. 1215–1217, 1971.

[2] Itasca consulting group, Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Mineapolis: 2005.

[3] J. Bear, Dynamics of fluids in porous media, New York: Elsevier, 1972.

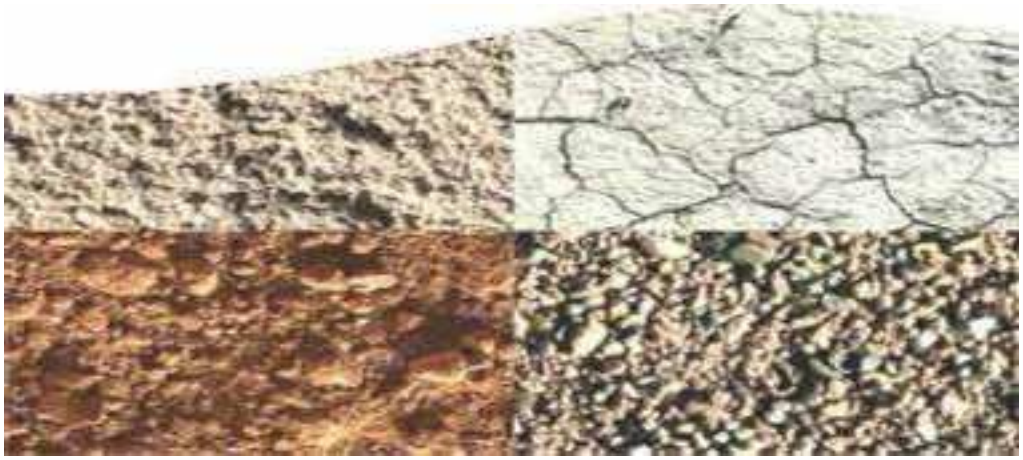
[4] J. H. knight, "Improving the Dupuit-Forchheimer groundwater free surface approximation," Advances in water resources. London, vol. 28, pp. 1048–1056, October 2005.

[5] M. E. Harr, Groundwater and Seepage, UK: Dover, 1991.

[6] S. N. Davis and R. J. De Wiest, Hydrogeology, New York: John Wiley and Sons, 1966.

Thème 3

Etude de cas in-situ



RESULTATS D'ESSAIS DE GONFLEMENT: COMPARAISON DE METHODES

MEDJNOUN Amel[1], KHIATINE Mohamed[2,3], LACHEBI Kamel[1] & BAHAR Ramdane[1,2]

medjnounamel@yahoo.fr

[1]*Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Tizi-Ouzou*

[2]*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Faculté du Génie Civil, LEEGO, Bab Ezzouar, Alger*

[3]*Construction and Testing Engineering Laboratory, Birkhadem, Alger*

Résumé *: La reconnaissance géotechnique des sols gonflants nécessite la connaissance de deux paramètres, l'amplitude de gonflement et la pression de gonflement. Ces deux paramètres peuvent être estimés empiriquement à partir des caractéristiques physiques de ces sols ou déterminés directement par la réalisation d'essais de laboratoire sur des échantillons intacts en utilisant différentes méthodes. Cependant, certaines de ces méthodes ne donnent pas l'amplitude de gonflement d'où le recours aux méthodes de gonflement libre qui donnent le maximum d'informations sur le sol étudié malgré leur surestimation. La communication proposée présente et discute les résultats de la campagne d'essais de gonflement réalisés sur des échantillons intacts d'argiles gonflantes prélevés dans la région de Médéa, et compare quelques méthodes expérimentales d'estimation des caractéristiques de gonflement des sols. Un dispositif asservi d'essai oedométrique est utilisé.*

Mots-Clefs *: Argile, pression de gonflement, amplitude de gonflement, oedomètre.*

Abstract *: The geotechnical investigation of expansive soils requires knowledge of two parameters: the amplitude of swelling and swelling pressure. These two parameters can be estimated empirically from the physical characteristics of soil or determined directly by conducting laboratory tests on undisturbed samples using different methods. However, some of these methods do not give the magnitude of swelling, where the use of the methods of free swelling give more information on the soil studied despite their overestimation. The proposed paper presents and discusses the results of swelling tests performed on undisturbed samples of clays collected in the central region of Algeria, and compares some experimental methods. A fully automated device to conduct oedometer test is used.*

Key-Words*: clay, swelling pressure, swelling amplitude, oedometer.*

1. Introduction

Les sols argileux sont très répandus en Algérie. Certains de ces sols, qui comportent une forte proportion de particules argileuses telles que la montmorillonite, l'illite, etc., subissent des gonflements importants quand on les humidifie à partir d'un état sec. Ce gonflement dépend des conditions de pression dans le sol et des conditions hydriques. Inversement, si l'on désature le sol, il subit une diminution de volume aussi importante, qui provoque en particulier le développement de réseaux de fissures de retrait à partir de la surface. Ce phénomène retrait-gonflement, vaste et complexe, a fait l'objet de nombreuses recherches qui concernent de nombreuses disciplines scientifiques. Elles indiquent que les principales raisons sont liées aux spécificités des sols argileux (composition, texture, environnement climatique et géotechnique), mais également à leur répartition importante dans la nature induisant à la fois des difficultés dans la compréhension de mécanismes physiques complexes et le développement d'analyses aussi diverses que les domaines scientifiques concernés [10].

En génie civil, ce phénomène de gonflement et de retrait est à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface que pour les ouvrages enterrés. En Algérie, ce phénomène est responsable de nombreux cas de pathologie d'ouvrages [6], [8] et continue encore à se manifester dans des zones arides et semi-arides. Ce phénomène est donc loin d'être anodin et sa complexité n'a pas encore permis d'atteindre des solutions rationnelles pouvant le résoudre.

La quantification du phénomène du gonflement est donc essentielle pour le dimensionnement des ouvrages pour prévenir ou du moins réduire les risques d'apparition des désordres. Comprendre ce phénomène est important et toute la difficulté réside dans la définition des paramètres sensés le représenter et par la suite caractériser les sols gonflants. La caractérisation des sols gonflants nécessite la connaissance de deux paramètres, l'amplitude et la pression de gonflement. Ces deux paramètres peuvent être estimés empiriquement à partir des caractéristiques physiques de ces sols ou déterminés directement par la réalisation d'essais de laboratoire sur des échantillons intacts en utilisant différentes méthodes qui se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette. Elles tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé et d'une longue pratique empirique. La communication proposée présente et discute les résultats de la campagne d'essais de gonflement réalisés sur des échantillons intacts d'argiles gonflantes prélevés dans la région de Médéa, et compare quelques méthodes expérimentales. Un dispositif asservi et automatisé d'essai oedométrique est utilisé.

2. Description du site

Le site de Sidi Amar, où les échantillons ont été prélevés, se trouve à la sortie nord de la ville de Médéa. Il est limité au nord par la nouvelle route qui contourne Médéa et au sud par le plateau des grés de Médéa. Cette zone fait partie du bassin de Médéa dont le plateau gréseux surplombe ce site. Il constitue le revers nord d'un synclinal de direction axiale W-N-W-E-S-E dont le revers sud a été érodé. Sur le plan lithostratigraphique les terrains rencontrés sur le plateau sont d'âge Miocène appartenant à l'étage Vindobonien et au faciès Helvétien. L'examen des affleurements de surface et de la carte géologique à l'échelle régionale montre l'existence d'un faciès assez homogène sur l'ensemble du site. Il s'agit de la formation marneuse argileuse de l'Helvétien (Miocène moyen), série grisâtre et très épaisse (plus de 150 m). Cette épaisse série constitue le substratum des formations gréseuses sableuses du plateau de Médéa.

3. Essais d'identification

Les échantillons intacts prélevés à l'aide d'une sondeuse dans la couche d'argile marneuse bariolée ont été soumis à des essais d'identification physiques. L'ensemble des résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 1. Ces résultats permettent de mettre en évidence des sols argileux (la fraction argileuse >50%), denses et détrempés, très plastiques et actifs (Ac >1.25).

Tableau 1. Résultats d'essais d'identification de l'argile de Médéa

Sondage	Prof . (m)	w(%)	γ_d *(kN/m^3)*	e_0 *(%)*	S_r *(%)*	w_l *(%)*	*Ip (%)*	*Ac*	*%<2 µm*	*%<74µm*
S4	3.35 – 3.60	17.40	17.87	0.483	95.43	49.7	27.32	1.90	52	95
S5	5.00 – 5.50	21.17	16.92	0.566	99.13	58.02	32.96	1.69	56	80
S5	6.20 – 7.00	21.84	17.34	0.528	100	55.63	29.94	2.07	62	97
S7	2.40 – 2.85	20.55	16.96	0.528	96.89	51.6	28.22	2.12	60	90

4. Potentiel de gonflement

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie [4], [5], [11], [15], etc. Pour ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à un gonflement libre (exprimé en pourcentage) supérieur à 25%, un potentiel élevé, à un gonflement compris entre 5 et 25 %, un potentiel moyen, à un gonflement compris entre 1.5 et 5 % et un potentiel faible, à un gonflement inférieur à 1.5%. Pour les argiles présentées ci-dessus, le potentiel de gonflement est analysé à l'aide des méthodes de BRE, Royaume uni (1980), Chen [4], Komornik et David [9], Seed et al. [11], Snethen [13], Vijayvergiya et Ghazzaly [14] et Williams & Donaldson [15]. Seed et al. (1962) proposent une classification des sols en fonction de la teneur en argile F_2 (éléments inférieurs à 2 µm) et l'activité corrigée, définie par $A_{cor} = I_p/(F_2\text{-}10)$. Chen (1988) relie le potentiel de gonflement respectivement à la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Pour ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à une limite de liquidité supérieure à 70 et un indice de plasticité supérieur à 35. Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité et propose une classification donnant le potentiel de gonflement en fonction de

l'indice de plasticité et la teneur en argile. Le tableau 2 donne la comparaison entre les différents résultats obtenus à partir de ces différentes méthodes. Ces classifications conduisent à des potentiels de gonflement moyens à élevés traduisant clairement le caractère potentiellement gonflant des argiles examinées.

Tableau 2. Potentiel de gonflement des sols examinés selon différentes classifications.

Méthode d'estimation du potentiel de gonflement	Paramètres de classification	Potentiel de gonflement
Seed et al., 1962	A_C , % <2 µm	Moyen
Snethen (1980)	I_p	Moyen
Chen (1988)	w_l (%) , % <74 µm	Elevé
BRE, Royaume uni (1980)	I_p , % <2 µm	Moyen
Komornik et David (1969)	w_l, I_p	Elevé
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	w_l, I_p	Elevé
Williams et Donaldson (1980)	I_p , %<2 µm	Moyen

5. Essais de gonflement

La complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées ont entrainé l'apparition de nombreuses méthodes pour caractériser le gonflement qui peuvent être classées en quatre catégories [12] : les essais de gonflement libre, les essais sous plusieurs paliers de charge imposés, les essais de gonflement en parallèle et les essais à volume constant. En effet, il semble difficile de caractériser le gonflement des sols par une procédure unique. Chaque méthode d'essai tente de ramener les conditions in situ au laboratoire. Les essais de gonflement présentés dans cette communication sont réalisés conformément à la norme Américaine ASTM D-4546-90 [3]. Trois méthodes sont proposées.

Méthode A : La procédure ASTM-D adopte une correction de l'effet du remaniement par l'application d'un cycle de chargement-déchargement, la contrainte finale de ce cycle étant l'équivalent du poids des terres avant l'extraction de l'échantillon (Fig. 1). Le gonflement de ce dernier, obtenu par imbibition, sera poursuivi jusqu'à stabilisation des déformations. La pression de gonflement sera la contrainte qui aurait remis l'échantillon à sa hauteur initiale. L'amplitude du gonflement correspond à la déformation verticale maximale de l'échantillon.. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement. De plus, cette procédure peut entrainer une modification de la structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle.

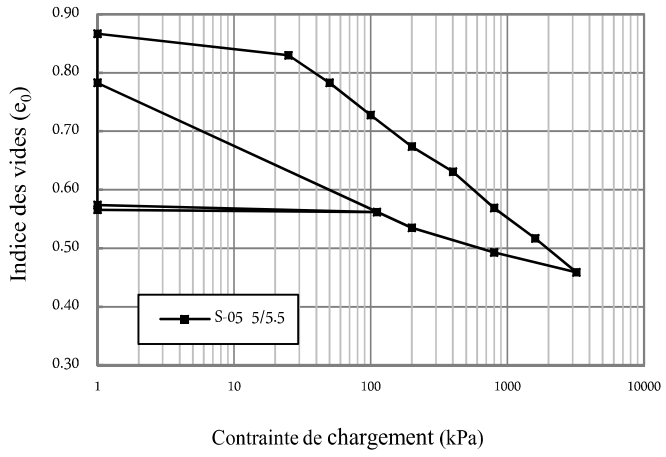


Figure 1. Courbe de Gonflement libre (méthode A) selon ASTM D-4546-90.

Méthode B : Cette méthode ne corrige pas l'effet de remaniement, l'échantillon est soumis dès le départ à la contrainte de service (Fig. 2). Ensuite, l'échantillon est mis en contact avec l'eau, ce qui provoque le

gonflement. Ce dernier est poursuivi jusqu'à la stabilisation. Un chargement selon la procédure de l'essai oedométrique est ensuite appliqué. La pression de gonflement est égale à la pression qui aurait remis l'échantillon à sa hauteur initiale. L'amplitude de gonflement correspond à la déformation maximale entre le début et la fin de la phase de gonflement.

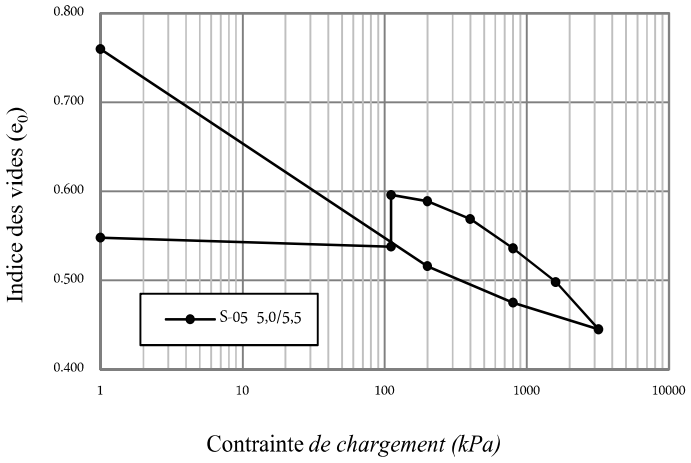


Figure 2. Courbe de gonflement (méthode B) selon ASTM D-4546-90 (1985).

Méthode C : Cette méthode propose une procédure où l'échantillon est empêché de gonfler (Fig. 3). Une contrainte initiale est appliquée à l'échantillon, cette contrainte est prise égale soit à la contrainte des poids des terres soit à la pression de gonflement estimée par ailleurs. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes puis l'éprouvette est humidifiée. Le gonflement est empêché par application de faibles charges. Les déformations maximales tolérées entre deux paliers de chargements consécutifs doivent être comprises entre 0.005 mm et 0.01 mm. Une fois le gonflement stabilisé, l'essai est poursuivi par un essai oedométrique conventionnel avec boucles de chargement-déchargement, afin d'évaluer le potentiel de gonflement, suivant la norme ASTM D-2435-90. La pression de gonflement est corrigée selon la procédure décrite par Rama et al, (1988) [2]. Elle correspond au point d'intersection de l'horizontale correspondant à l'indice des vides du point de courbure maximal et de la tangente à la courbe de consolidation [2]. La pression de gonflement (P_g) est la seule information tirée de cette méthode.

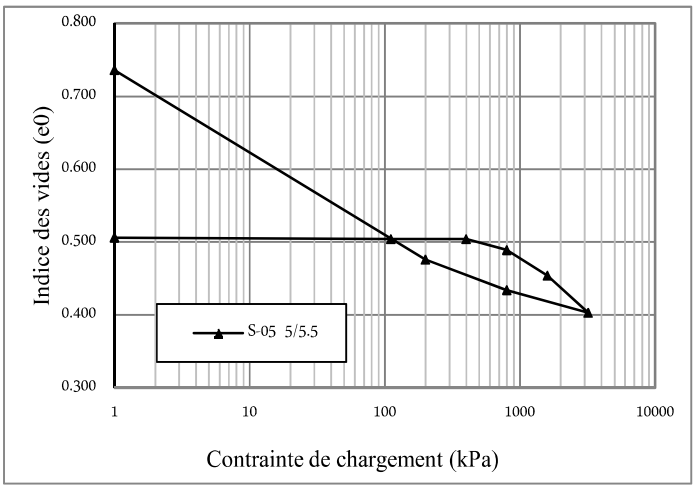


Figure 3. Courbe de gonflement à volume constant (méthode C) selon ASTM D-4546-90.

5.1. Equipement utilisé

Pour la réalisation de ces essais avec les différentes méthodes nous avons utilisé un appareil œdométrique asservi de type Geocomp (Fig. 4). Grâce à son système de chargement, nous avons pu appliquer un chargement continu et croissant de manière à garder le volume de l'échantillon constant (sans qu'il y ait une variation de volume causé par le gonflement), problème souvent rencontré pour la méthode de gonflement empêché. Ce dispositif nous a permet aussi d'enregistrer plusieurs lectures de l'ordre de 1/1000 seconde pour la variable temps et 1/1000 millimètre pour le déplacement, chose qu'on ne peut pas faire avec l'oedomètre classique. Un programme sous forme d'un tableau destiné pour l'utilisateur est à remplir en introduisant les données de l'essai et le programme chargement-déchargement avec tous les détails. À la fin de l'essai, les résultats de l'essai de consolidation sont donnés sous forme de graphiques et de tableaux.



Figure 4. Appareil oedométrique GEOCOMP utilisé pour les essais de gonflement.

5 .2. Préparation de l'échantillon

Le principe consiste à tailler un échantillon d'argile intact suivant la norme AFNOR XP P94-091 [1], de manière à épouser la forme de la bague œdométrique. Nous enfonçons la pierre poreuse d'une épaisseur connu à l'intérieur de la bague afin de laisser un espace pour d'éventuelle déformation verticale de échantillon, tout en faisant attention à l'épaisseur de l'échantillon qui doit être au moins égale à 20 mm, le surplus de l'échantillon est enlevé. L'échantillon est ensuite taillé de manière à avoir l'horizontalité de la surface (Fig. 5), puis on le met dans la cellule œdométrique (Fig. 5). Les étapes suivantes sont suivies : (a) déparaffiner et repérer le sens du bas sur l'échantillon ; (b) taillage de l'échantillon ; (c) mise du papier filtre ; (d) position de la pierre poreuse ; (e) mise en place de la bague dans la cellule et (f) mise en place du piston et la bille de contact.



Figure 5. Préparation des échantillons.



Figure 6. L'échantillon après gonflement.

5 .3. Présentation et discussion des résultats

La figure 6 montre un échantillon du sol à la fin de l'essai de gonflement. Les résultats obtenus en utilisant les trois méthodes A, B et C pour trois échantillons de sols prélevés à différents endroits et profondeurs sont présentés sur les figures 7, 8 et 9. La figure 10 et le tableau 3 présentent une comparaison des résultats obtenus pour l'échantillon S5 prélevé à 5.50 m de profondeur. Cette comparaison montre que les trois méthodes donnent pratiquement la même valeur pour les indices de compressibilité et de gonflement, cela implique que le chemin de chargement-déchargement est préservé par les trois méthodes, c'est-à-dire que les méthodes étudiées n'influent pas sur la boucle de chargement-déchargement après la remise de l'échantillon d'argile à son état initial. Par contre nous remarquons une dispersion des valeurs déterminées dans la phase de gonflement de la courbe oedométrique. La pression de gonflement obtenue est différente d'une méthode à une autre, elle est importante pour la méthode A, moyenne pour la méthode B et moindre pour la méthode C. La même observation est notée pour le taux de gonflement A_g, il est très important pour la méthode A et moindre pour la méthode B. Les mêmes observations ont été constatées pour les essais effectués sur d'autres sondages à des profondeurs différentes. Ces résultats peuvent être expliqués principalement par l'effet de l'eau sur les argiles gonflantes, et l'état initial de l'échantillon. Pour les méthodes A et B, l'eau s'infiltre à l'intérieur de la structure argileuse, et elle rentre dans des réactions physico-chimique avec la structure des feuillets argileux (Fig. 11), ce qui engendre l'augmentation de volume de l'échantillon sous l'effet d'imbibition. La dissipation de cette eau demande l'application d'une grande contrainte sur ce dernier. Pour la méthode C, la déformation verticale de l'échantillon est empêchée par l'augmentation continue de la contrainte verticale appliquée sur l'échantillon, ce qui se traduit par l'empêchement de l'eau de pénétrer à grande quantité à l'intérieur de l'échantillon, donc il n'y a pas de liaisons chimiques fortes qui se forment au niveau des feuillets argileux ; la structure des particules argileuses n'a donc pas été modifiée. La contrainte appliquée augmente jusqu'à ce qu'elle élimine les forces d'attraction des particules d'eau.

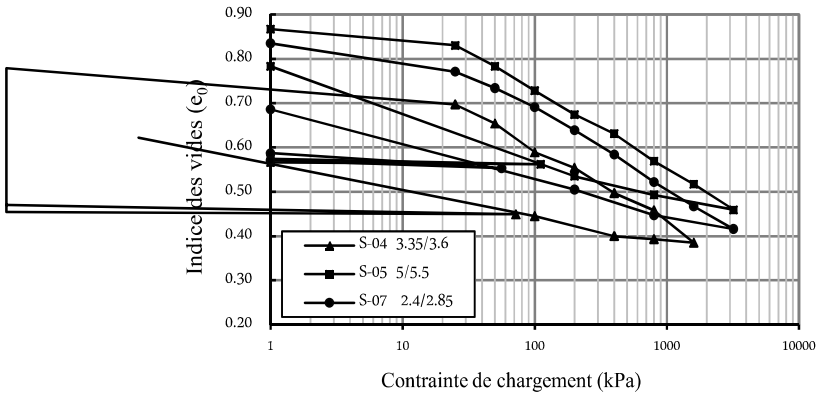


Figure 7. Courbes de gonflement libre (méthode A) selon ASTM D-4546-90.

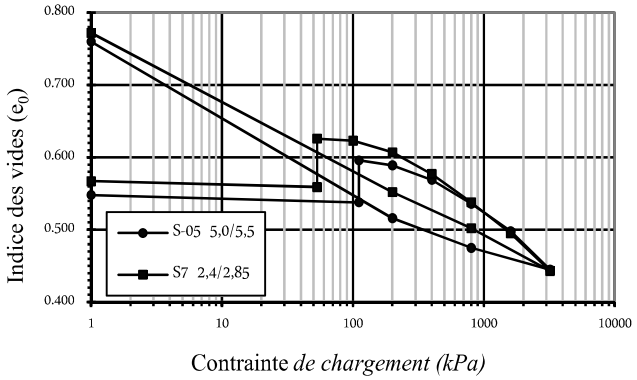


Figure 8. Courbe de Gonflement (méthode B) selon ASTM D-4546-90.

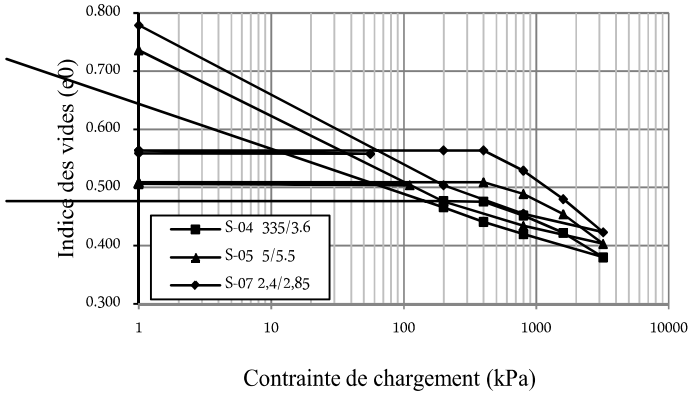


Figure 9. Courbes de gonflement à volume constant (méthode C) selon ASTM D-4546-90.

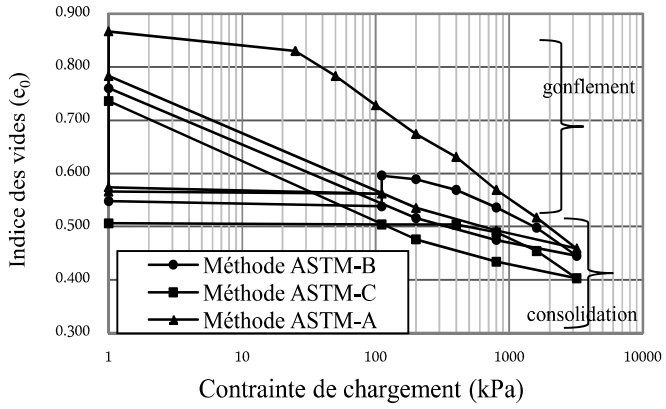


Figure 10. Courbes de gonflement obtenues à partir des différentes méthodes pour l'échantillon S5 prélevé à 5.00/5.50 m de profondeur

Tableau 3. Caractéristiques obtenues par les trois méthodes A, B et C selon la norme ASTM D-4546-90

Paramètres	**Méthodes**		
	A	B	C
Indice des vides initial	0.566	0.548	0.506
Contrainte initiale σ_{V0} (kPa)	111	111	111
Indice des vides initial sous σ_{V0}	0.562	0.538	0.504
Pression de gonflement Pg (kPa)	880	750	500
Pression de préconsolidation σc (kPa)	420	600	770
Indice de compressibilité Cc (%)	19.26	17.60	16.94
Indice de gonflement Cg (%)	10.77	10.60	11.29
Amplitude de gonflement Ag (%)	19.04	2.96	-

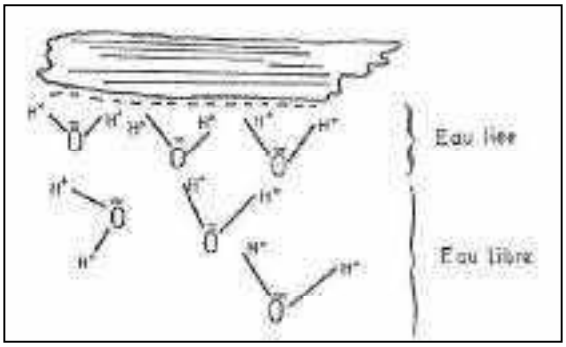


Figure 11. Schéma illustrant les formes de présence de l'eau dans feuillets argileux.

Pour les méthodes A et B nous remarquons que la pression de gonflement est inferieure à la pression de pré-consolidation (Pc<Pg), Fig. 12, c'est-à-dire que les tassements seront enregistrés avant de remettre l'échantillon à son état initial, chose logique car l'échantillon est en pleine expansion pour la méthode A et à expansion partielle pour la méthode B. nous enregistrons donc, sous le moindre chargement, des tassements parce que dans cet état le sol argileux gonflant a perdu complètement sa résistance ou sa réaction à la compression (processus de gonflement soit lui-même accompagné, dans certains cas, de modifications de structure (réarrangement des particules, compensation des vides, etc.) [12]. Cette observation n'est pas notée

pour la méthode C ; l'échantillon d'argile gonflante a gardé sa résistance à la compression donc $P_c > P_g$, la phase de consolidation débute après stabilisation des pressions de gonflement.

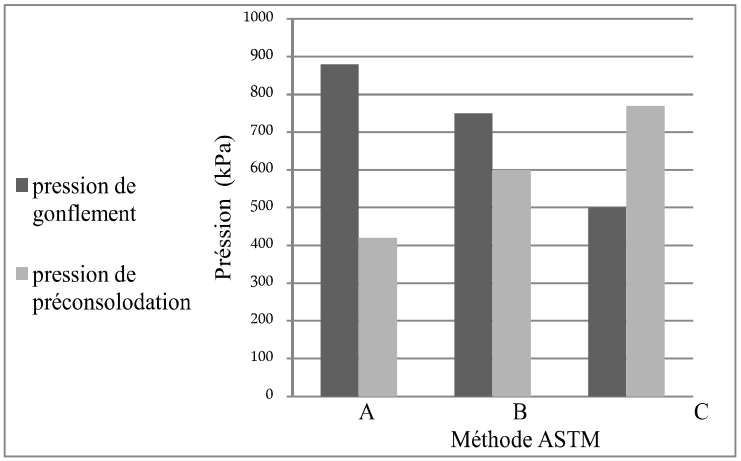


Figure 12. Pressions de gonflement et de préconsolidation obtenues par les trois méthodes selon la norme ASTM.

A partir des résultats obtenus à l'aide des trois méthodes, la question qui se pose est la suivante: quelles sont les bonnes valeurs de P_g, de P_c et de A_g? Ce qui nous conduit à poser encore une autre question : qu'elle est la bonne méthode d'essai qui donne des valeurs réalistes ?
Afin de répondre à cette question nous avons d'abord confirmé les résultats obtenus pour la pression de gonflement données par les trois méthodes de la norme ASTM et cela en effectuant des essais sur le même sondage de même nature de sol étudié précédemment et avec pratiquement les mêmes conditions initiales et une pression initiale différente (la vérification se fait sur trois échantillons en appliquant pour chaque échantillon une pression initiale égale à l'une de des pressions de gonflement obtenues respectivement pour les méthodes C, B et A). Les résultats obtenus sont représentés respectivement sur la figure 13 et le tableau 4.

Ces résultats nous donnent globalement la même déformation sous l'effet des différentes pression de gonflement (Pg) ; or, les valeurs de Δh données par les méthodes A et B se rapprochent beaucoup de celle obtenue par la méthode C et qui avoisine $\Delta h=0$ mm donc si nous prenons la valeur de $P_g=500$ kPa nous n'aurons pas le risque de soulèvement des fondations à construire sur cette couche, par contre cette méthode ne nous informe pas sur le taux de gonflement, paramètre donné par les autres méthodes. La méthode A est réputée pour sa surestimation des deux paramètres caractérisant le gonflement car elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement. De plus cette procédure peut entrainer une modification de la structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle [16].

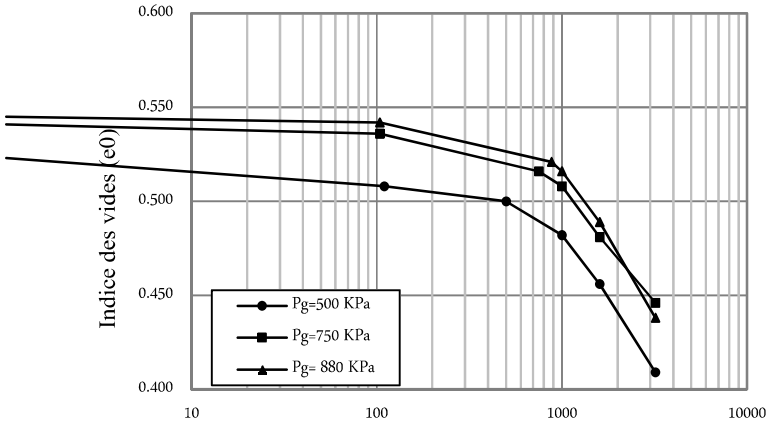


Figure 13. Courbes oedométriques réalisées sous différentes pressions de gonflement.

Tableau 4. Valeurs de pression de gonflement du sondage S5 5.00/5.50 m

Paramètres	500 kPa	750 kPa	880 kPa
Teneur en eau W (%)	20.34	21.3	20.85
Densité sèche γ_d (kN/m^3)	17.38	17.12	17.22
Densité humide γ_h (kN/m^3)	20.92	20.77	20.81
Saturation Sr (%)	100	100	100
Indice des vides initial	0.523	0.541	0.545
Contrainte initiale σ_{V0} (kPa)	110	104	104
Indice des vides sous σ_{V0}	0.500	0.516	0.521
Variation de volume Δh (mm) le signe (-) représente le tassement	- 0.1	- 0.24	- 0.26

6. Conclusion

Les méthodes de classification du potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres d'identification physique indiquent clairement le caractère potentiellement gonflant des argiles du site de Sidi Ammar situé dans la région de Médéa. Les essais de gonflement réalisés sur trois échantillons prélevés à différents endroits et profondeurs ont donné des pressions de gonflement élevées variant de 500 à 880 kPa et un taux de gonflement compris entre 3 et 19% confirmant le potentiel de gonflement élevé des argiles analysées. Les trois méthodes montrent que le chemin de contrainte suivi par l'échantillon au cours du gonflement influence fortement les valeurs de la pression de gonflement. Parmi les trois méthodes, la méthode C a donné la pression de gonflement qui a remis l'échantillon à l'état initial avec une déformation négligeable d'environ 0.52%, mais celle-ci ne permet pas la mesure du taux de gonflement. La méthode B fournit une valeur moyenne de pression de gonflement par rapport aux autres méthodes ; elle nous semble la plus réaliste puisqu'elle tient compte du chargement qu'un ouvrage peut appliquer sur une couche de sol.

7. Référence bibliographique

[1] AFNOR "*Sols- Reconnaissance et essais- Essai de gonflement à l'oedomètre*", 1995.

[2] Aissa Mamoune S. M. "*Caractérisation et modélisation des argiles de la région de tlemcen en utilisant les réseaux de neurones*", thèse doctorat de l'université Aboubekr Belkaid de Tlemcen, 2009.

[3] ASTM Standards (D4546-96). "*Standard test methods for one dimensional swell or settlement properties of cohesive soil*". ASRM standards annual book, 04.08, 1997.

[4] Chen F.H. "*Foundations on expansive soils*". Developments on Geotechnical Engineering». Vol. 54, Elsevier Publishing Co., Amsterdam, 1988, p 464.

[5] Dakshanamurthy V., Raman V. "*A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations*", 13:1, 1973, pp. 97-104

[6] Derriche Z., Iguechtal L., Tas M. "*Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Amenas*". Revue Française de Géotechnique. n° 89, 1999, pp. 55-65.

[7] Gaombalet J. "*le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage*". Thèse doctorat de l'Ecole Polytechnique de Palaiseau, 2004, p 126.

[8] Hachichi, Fleureau. "*Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*". Revue Française de Géotechnique. No 86, 1999, pp. 37-51.

[9] Komornik, A., David D. "*Prediction of swelling pressure of clays*". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Divison, ASCE, Vol. 95, n°1, 1969, pp. 209- 225.

[10] Michell J.K. "*Fundamentals of soil behavior*". John Wiley and Sons, 1976, pp 422.

[11] Seed M.B., Woodward R.J., Lundgren R. "*Prediction of swelling potentiel for compacted clays*". J. Soil Mech and Found. Eng. Div., ASCE, 88, 1962, pp. 107-131.

[12] Serratrice J.F., Soyez B. " *Les essais de gonflement* ". Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n° 204, 1996, pp. 65-85

[13] Snethen, D. R. " *Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils*", Proceedings of the Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, (1984), 22-26.

[14] Vijayvergiya et Ghazzaly "*Prediction of swilling potentiel for naturel clays*". Proc. 3nd Int. Conf. Expansive soils, Denver, vol.2, 1973, pp 227-236.

[15] Williams A.B., Donaldson G.W. "*Developments related to building on expansive soils in South Africa*". Proc. 4th Int. Conf. On Expansive soils, Denver, vol. 2, 1980, p. 834-844

[16] Windal T. "*Etude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un oeudometre flexible et etude du gonflement tridimensiommel* ". Thèse doctorat de l'Université des Sciences et Technologie de lille, 2001, pp 16-19.

CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA DE RETRAIT-GONFLEMENT DE LA COMMUNE DE SOUK AHRAS

HADJI Riheb[1], BOUMAZBEUR Abd Errahmane[5] DEMDOUM Abdeslem4 LIMANI Yacine[3], BAGHEM Mustapha[2]

hadjirihab@gmail.com

[1-2-4] *Département des sciences de la terre, Institut de l'architecture et des sciences de la terre, Univ. Sétif,*
[3]*-Département des sciences agronomiques, Fac des sciences de la nature et de la vie, Université de Sétif,*
[5]*- Dép. de géologie, Fac.des sciences exactes et sciences de la nature et de la vie, Université de Tébessa,*

Résumé : *Le phénomène de retrait-gonflement provoque chez certaines formations argileuses une déclinaison irréversible de la qualité du sol. Elle se manifeste par des tassements différentiels, et des dommages affectant le bâti individuel, le réseau d'eau potable et d'assainissement, et la voirie... Souk Ahras fait partie des localités sensibles à cet aléa, les désordres ont pris une réelle ampleur lors des périodes sèches des années 93-94, 2000-2001, 05-06 et 07-08. À partir de la carte géol.77 en 1/50000. 17 formations ont été identifiées comme argileuses ou marneuses. Elles ont ensuite fait l'objet d'une hiérarchisation quant à leur susceptibilité vis-à-vis du phénomène. Cette classification a été établie sur la base des propriétés lithologiques, la combinaison minéralogique de sa phase argileuse (par diffractométrie au Rayon X), et son comportement géotechnique, ce qui a conduit à l'établissement d'une carte de susceptibilité à ce phénomène. Sur cette carte, les formations sont caractérisées par trois niveaux d'aléa (fort, moyen, et faible).*

Mots-Clefs *: Changements climatiques, retrait-gonflement, Minéralogie, Diffractométrie, sol argileux.*

1. Introduction

Les phénomènes de retrait-gonflement sont causés essentiellement par les variations de volume de formations argileuses sous l'effet de la variation de leur teneur en eau. Ces changements de volume se traduisent par des mouvements différentiels de terrain, susceptibles de provoquer des désordres au niveau des édifices. [1]
L'aléa retrait-gonflement est la probabilité d'occurrence spatiale et temporelle des conditions nécessaires à la survenance d'un tel phénomène [2]. Parmi les facteurs de causalité, on note des facteurs de prédisposition et des facteurs de déclenchement.

2. Facteurs de prédisposition

2.1 Nature du sol

La procédure d'étude de la nature du sol, basée sur l'exploitation de la carte géologique de Souk Ahras N°77 en 1/50000, comporte à inventorier, puis à cartographier les formations affleurantes, à composante argileuse ou marneuse [3].

2.2 La végétation

La végétation dans la commune de Souk Ahras est assez développée, mais mal entretenu à cause du réchauffement climatique, on enregistre chaque année d'importantes pertes dans le patrimoine forestier [4].

2.3 Facteurs géomorphologiques

Le facteur géomorphologique (fig. 01)a été pris en compte dans la cartographie, car il s'agit d'un élément pouvant conditionner la survenance d'un sinistre, dans la mesure où des défauts de réalisation et de conception de fondations sont plus fréquents sur des terrains en pente et s'ajoutent à de fortes variations de teneur en eau entre l'aval et l'amont de la construction [5].

3. Facteurs de déclenchement

3.1 Phénomènes climatiques

L'étude hydro-climatologique est basée essentiellement sur la mesure des précipitations, températures et l'évapotranspiration [6].

. Les déficits pluviométriques saisonniers dus aux changements climatiques, atteignant ces dernières années des ampleurs maximales sont l'essentiel facteur de déclenchement, ces désordres ont pris une réelle ampleur lors des périodes sèches des années 93-94, 2000-2001, 2005-2006 et 2007-2008 (fig.2).

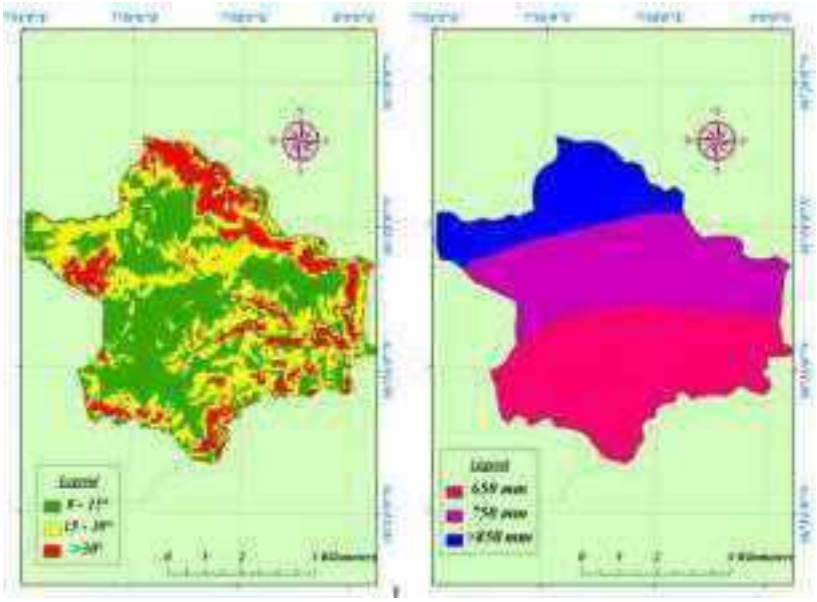


Fig. 1 : carte des classes de pente de la zone d'étude

Fig. 2 : Carte de répartition des précipitations moyennes annuelles de la commune de Souk Ahras.

L'analyse des conditions météorologiques à été considéré dans la modélisation, tandis que la répartition des déficits pluviométriques n'est pas apparue comme un élément discriminant à l'échelle de la commune.

3.2 Facteurs anthropiques

Il s'agit de facteurs qui ne sont pas liés à un phénomène climatique, mais plutôt à une action humaine comme les terrassements, le drainage mal approprié, la rupture des canalisations…[7].

4. Méthodologie

La méthodologie de cartographie de l'aléa retrait-gonflement développée par le BRGM a été mise au point à partir d'études développées graduellement par [8], [9], [10].

4.1 Cartographie des formations argileuses ou marneuses

La cartographie des formations argileuses et marneuses a été réalisée et numérisée à partir de la carte géologique N° 77de Souk Ahras en 1/50000, des coupes de forage, et des données des différents bureaux d'études et organismes publiques (L.T.P.Est, ORGM, Géoconseil, DTP, service technique de la commune…). La première étape consiste à cartographier toutes les formations argileuses, marneuses de la commune, cela a permis de produire une carte synthétique des formations argileuses au sens large. [11]

4.2 Caractérisation lithologique, minéralogique et géotechnique des formations

L'étude des formations argileuses retenues a amené à qualifier la proportion de matériau argileux présent dans la formation, ce qui constitue sa caractérisation lithologique. L'analyse de la notice de la carte géologique, a permis de définir les caractéristiques minéralogiques des formations retenues, et de répertorier la présence et la proportion des minéraux gonflants [12].

5. Contexte géographique de Souk Ahras

D'une superficie totale de 43 km², la commune de Souk Ahras possède une forme hexagonale allongée du N-W au S-E, ses coordonnées 36° 17′ 15″ N 7° 57′ 15″ E (fig3). Sa population (157329 h/ 2010), se caractérise par un taux d'accroissement annuel moyen de 2,9 % et une forte densité estimée à 191 habitants au km^2.

6. Identification et cartographie des formations à dominance argileuse et marneuse

6.1 Documents et méthodologie utilisés

L'objectif de la méthode est de disposer d'une carte des formations géologiques à dominante argileuse, et marneuse de la commune de Souk Ahras, afin d'identifier les zones sensibles au retrait-gonflement.

La carte géologique N° 77 de Souk Ahras à l'échelle 1/50000, constitue avec sa notice explicative, le document de base pris en compte pour la réalisation de cette synthèse cartographique. A partir de cette carte, nous avons identifié les formations argileuses et marneuses dans la zone d'étude (fig. 4).



Fig. 3 Position géographique de la zone d'étude.

Fig. 4 : La carte lithologique simplifiée à l'intérieur des limites administratives de la commune de Souk Ahras

Table 1 : légende géologique simplifiée de la commune de Souk Ahras

N°	Code		Formation
1	Af		Alluvions fluviales des terres submersibles, des basses terrasses : galets gravier sable, limons.
2	q^3		Alluvions des moy.s terrasses : galets graviers, sables.
3	q^2_{dp}		Formations déluvio-proluviales de couverture : cailloux sable limons.
4	q^2_{dg}		≈ déluvio-gravitationelles éboulis de pente : brèches cailloux, sables, limons.
5	pq		Conglomérats, grés, argiles. A dominance gréseuse dans notre zone
6	g^3-m^1		Grés quartzeux à patine rousse, argile grise.
7	g^{1-2}		Argiles verdâtres.
8	e_f^{4-5}		Calcaire bitumineux noir et brun à Globigérines, Marno-calcaire noire.
9	m^{2-3}		Siltstones marne argileuse, grés.
10	m^{1-2}		Grés, marne conglomérats.
11	c^{6a}		Calcaires blancs crayeux, calc. marneux, Marne grise
12	c^{5b}_M		Marne argileuse et marno-calcaire en dehors de périmètre d'étude.
13	c^{5b}		Calcaire, calcaire gréseux et marno-calcaire.
14	C^{4b-5a}		Marne et marne argileuse grises, et marno-calcaires.
15	t		Formations argilo-gypso-grèseuses à fragments et blocs de roches diverses.
16	t_{ca}		Calcaire gris et noirs en plaquettes à rares intercalations de dolomies jaunes.
17	t_{gy}		Gypse pur.

18	t^2		Calcaire gris foncé à Modiola, Marnes, Dolomies.
19	t^3		Alternance de grés, Argilites, et marne rouge et bleuâtre
20	**hr**		Grés micacée versicolores à calamites, argilites.

6.2 Établissement de la carte des formations argileuses au sens large

Dans certains cas, les argiles ou les marnes constituent la majeure partie de la formation retenue. Mais, dans la majorité des cas, les formations géologiques argileuses ou marneuses sont plus ou moins hétérogènes ; il peut s'agir :

- soit de formations intrinsèquement hétérogènes, qui sont constituées d'un mélange de différents matériaux dont des argiles ou des marnes, mais également des éléments plus grossiers (limons, sables, graves…).

- soit de formations à la base très peu argileuses, mais qui, du fait de leur altération, présentent en de nombreux secteurs des faciès argileux, notamment dans les premiers mètres de sol.

La carte des formations argileuses constitue une représentation interprétée des zones susceptibles au phénomène de retrait-gonflement. Parmi 20 formations géologiques de différent faciès et âges, allant du Permocarbonifères à l'actuel représenté sur la carte géologique à l'intérieur du secteur d'étude, seulement dix sept formations, sont finalement représentées sur cette carte (fig. 5).



Fig. 5 : carte numérique synthétique des formations argileuses et non argileuses de Souk Ahras.

7. Caractérisations lithologique, minéralogique et géotechnique des formations retenues

7.1 Critères de hiérarchisation

Les critères retenus pour l'élaboration de la carte de susceptibilité au phénomène de retrait-gonflement sont : la nature lithologique des formations affleurantes, la caractérisation de ces formations en fonction de la nature minéralogique des argiles, et le comportement géotechnique du matériau. La carte de susceptibilité ainsi élaborée correspond donc à une hiérarchisation des formations géologiques identifiées, en prenant en compte ces trois critères.

La carte synthétique des formations argileuses et marneuses constitue le document de base utilisé pour élaborer la carte de susceptibilité. La carte des formations argileuses a été établie en tenant compte fondamentalement de la nature lithologique des formations.

La seconde étape de cette cartographie consiste à hiérarchiser les formations argileuses et marneuses ainsi identifiées, en fonction de leur plus ou moins grande susceptibilité vis-à-vis du phénomène de retrait-

gonflement. Cette hiérarchisation est basée sur la prise en compte de caractéristiques quantifiables, estimées pour chacune des 17 formations sélectionnées. [13]

7.2 Critère lithologique

Ce premier critère, de nature qualitative, est utilisé pour caractériser la lithologie des matériaux dominants dans la formation. Il permet de distinguer les terrains essentiellement argileux, de ceux où l'argile est minoritaire. Ce critère intègre donc l'hétérogénéité des formations. L'épaisseur de la formation entre également en ligne de compte, puisque les formations argileuses peu épaisses présentent un potentiel de retrait ou de gonflement moindre que les formations puissantes.

Par convention, la note maximale est attribuée à une argile ou une marne épaisse et continue et la note minimale à une formation hétérogène, présentant des termes argileux non prédominants et discontinus.

Table 2 : barème conventionnel utilisé pour distinguer les différentes classes lithologiques.

Type de formation	Susceptibilité	Note
Formation non argileuse mais contenant localement des passées ou des poches argileuses (ex : alluvions avec lentilles argileuses, calcaire avec poches karstiques…	Faible	1
Formation présentant un terme argileux non prédominant calcaire argileux, sable argileux	moyenne	2
Formation à dominante argileuse, présentant un terme ou unepassée non argileuse (ex : alternance marno-calcaire ousablo-argileuse) ou très mince (moins de 3 m)	Forte	3
Formation essentiellement argileuse ou marneuse, d'épaisseur ≥ à 3 m et continue	très forte	4

Les descriptions établies dans la notice de la carte géologique N° 77, et les critères étalé dans le tableau 2, permettent d'exclure les formations à priori non argileuses, ainsi que de synthétiser les différentes notes lithologiques attribuées aux 17 formations potentiellement favorables au retrait-gonflement.

Table 3 : Note lithologique des différentes formations de la commune de Souk Ahras.

N°	Code	âge		Surface	Note litho.	%
1	Af	Actuel		1,797	1	12,5
2	q^3	Quaternaire récent		0,449	Non	3,13
3	q^2_{dp}	Quaternaire moyen		1,378	1	9,62
4	q^2_{dg}			0,639	1	4,46
5	pq	villafranchien		2,238	1	15,6
6	g^3m^1	Oligocène sup. Miocène inf.		1,013	2	7,11
7	g^{1-2}	Oligocène inf-moy		0,206	4	1,43
8	e_t^{4-5}	Eocène supérieur		0,413	2	2,88
9	m^{2-3}	Miocène moy-sup		0,114	3	0,79
10	m^{1-2}	Miocène inf -moy		0,116	2	0,80
11	c^{6a}	Maestrichtien inf.		0,201	2	1,40
12	c^{5b}_M	Campanien supérieur		0,26	4	1,82
13	c^{5b}			0,313	2	2,18
14	C^{4b5a}	Santonien sup.-Campanien inf.		0,068	4	0,47
15	t	Trias		2,915	3	20,2
16	t_{ca}			0,701	Non	4,89
17	t_{gy}			0,294	Non	2,05
18	t^2	Trias moyen		0,993	1	6,94
19	t^3	trias supérieur		0,062	4	0,44
20	hr	Permocarbonifère		0,17	1	1,18

7.3 Critère minéralogique

Les phénomènes de retrait-gonflement s'expriment préférentiellement en présence des minéraux argileux appartenant au groupe des Smectites (montmorillonite, beidellite, Nontronite, Saponite, Hectorite, Sauconite) et, dans une moindre mesure, au groupe des interstratifiés. La caractérisation minéralogique des argiles est déterminée par analyse diffractométrique aux R. X. [14].

Les bornes retenues pour la classification minéralogique, basée sur le pourcentage de minéraux gonflants (Smectites et interstratifiés) contenus dans la phase argileuse du matériau:

Tableau 4 : barème d'appréciation du critère minéralogique appliqué.

% moyen de minéraux gonflants	Susceptibilité	Note
< 25 %	**Faible**	**1**
25 à 50 %	**Moyenne**	**2**
50 à 80 %	**Forte**	**3**
> 80%	**Très fort**	**4**

Dix huit échantillons prélevés spécifiquement pour l'étude (dont Cinq du Trias argilo-gypso-grèseux à dominance argileuse, étant le faciès majoritaire dans la commune de Souk Ahras) ont fait l'objet d'une caractérisation des minéraux argileux qui les composent par analyse diffractométrique aux rayons X dans le Laboratoire de mécanique, université de Sétif. Les dépôts carbonatés aussi ont fait l'objet d'une analyse minéralogique portant notamment sur leur phase argileuse. Celle-ci, bien que très réduite, renferme essentiellement de la kaolinite, de la chlorite et de l'illite. On a exclut les échantillons : (1, 2, 3, 4, 16, 17) à cause de leur très faible teneur en argile dont l'échantillon : 2, 16, 17 guère argileux.

La synthèse de ces données aboutit à l'attribution des notes minéralogiques suivantes :

Table 5 : Note minéralogique des formations argileuses retenues.

N°	Code	Nbre. d'ech.	Minéraux gonflants interstratifiés	Sm	K	I	C	Note
			../10		**../n**			
1	**Af:**	0						**1**
2	**q^3 :**	0						/
3	**q^2_{dp}**	0						**1**
4	**q^2_{dg}**	0						**1**
5	**Pq**	1		Traces		8,5	1,5	**1**
16	**g^3-m^1**	1	M/V en traces	2 : de M	8			**1**
7	**g^{1-2}**	1		8,5	1	0,6		**4**
8	**e_t^{4-5} :**	1	I/Sm	7,1	1,3	1	0,6	**3**
9	**m^{2-3}**	1	I/Sm	3	1,3	3,6	2,1	**2**
10	**m^{1-2}**	1			3,2	5,4	1,4	**1**
11	**c^{6a}**	1		2 de M	5	3		**1**
12	**c^{5b}_M**	1	I/Sm	8,5	0,7	0,6	0,2	**4**
13	**c^{5b}**	1		4,9	5,1	traces		**2**
14	**C^{4b-5a}**	1	I/Sm	4	1,8	2,9	1,3	**3**
15	**T**	5	I/Sm	8,1	1,1	0,8		**2**
			I/Sm	5,2	4,3	0,5		
			I/Sm	4,8	4,1	1,1		
			I/mica	5,1	4,2	0,7		
			I/mica	1,5	6,6	1,9		
			moyenne	**4,9**	**4,7**	**1**		
16	**t_{ca}**	0						/
17	**t_{gy}**	0						/
18	**t^2**	1	I/Sm	2,4	0,3	5,1	2,2	**1**
19	**t^3**	1		8,6	0,6	0,8	4	**n**
20	**Hr**	1			0,8	5,4	1,4	**1**

7.4 Critère géotechnique

Ce critère permet d'intégrer dans l'analyse de la susceptibilité le comportement géotechnique du matériau vis à vis du retrait-gonflement [15].
Généralement, la reconnaissance de sol se fait par sondage à la tarière, parfois en fouille directe. Les essais géotechniques remplissent deux objectifs :

-Déterminer les caractéristiques intrinsèques du sol : les essais utilisés sont généralement les limites d'Atterberg (qui permettent de déterminer l'indice de plasticité, IP), le retrait linéaire, l'essai au bleu de méthylène (qui traduit la capacité d'adsorption du sol) et le coefficient de gonflement, éventuellement complétés par une analyse granulométrique pour déterminer le passant à 80 µm. Les analyses sédimentométriques, qui permettraient de déterminer la fraction argileuse du matériau (inférieure à 2 µm).

-Caractériser l'état du sol, et notamment son état de dessiccation en effectuant des mesures de teneurs en eau, généralement à plusieurs profondeurs. En comparant ces valeurs avec les limites d'Atterberg du matériau, il est possible de savoir dans quel état de consistance se trouve le matériau in situ (état solide avec ou sans retrait, plastique ou liquide). [16]

Teneur en eau

Les profils de teneur en eau en fonction de la profondeur de prélèvement donnent des indications intéressantes sur la teneur en eau des couches superficielles au moment de la mesure, et par conséquent de leur éventuel état déficitaire [17].
D'une manière générale, les courbes de profil hydrique sont assez hétérogènes, en «dents de scie», en raison de l'hétérogénéité des matériaux de surface. Les teneurs en eau sont généralement plus faibles en surface, jusqu'à 3 m de profondeur, ce qui traduit bien un assèchement (réversible) des couches superficielles. Pour de nombreux sinistres cependant, la teneur en eau est supérieure en surface (1 à 2 m de profondeur), ce qui indique qu'il y a eu ré-humidification des couches superficielles.

Indice de plasticité (Ip)

Il est calculé à partir des limites d'Atterberg, se qui met en évidence l'influence de la teneur en eau sur la consistance du matériau fin. Cet indice correspond à la différence entre la limite de liquidité (Wl) et la limite de plasticité (Wp) du matériau. Il représente donc l'étendue du domaine plastique et donne une indication sur l'aptitude du matériau argileux à acquérir de l'eau. On considère généralement que la susceptibilité d'une argile au retrait-gonflement varie en fonction de l'indice de plasticité Ip [18].

Essai au bleu de méthylène (Vb)

Cet essai permet d'évaluer la surface spécifique d'échange d'un matériau argileux, ce qui constitue un bon indicateur de sa susceptibilité au phénomène de retrait-gonflement. [19], [20].
Ce paramètre permet, avec le concours avantageux des limites d'Atterberg, une analyse statistique du comportement au retrait-gonflement.

Chassagneux et al. (1996) considèrent généralement que la sensibilité d'un matériau argileux en fonction de la valeur de bleu (Vb), varie de la manière suivante [21]:

Table 6 : critère d'évaluation de l'indice de plasticité.

Indice de plasticité	Susceptibilité	**Note**
IP < 12	faible	**1**
12 ≤ IP < 25	moyenne	**2**
25 ≤ IP < 40	forte	**3**
IP ≥ 40	très forte	**4**

Table 7: critère d'évaluation par les valeurs de bleu.

Valeur de bleu	Susceptibilité	**Note**
< 2,5	faible	**1**
2,5 à 6	moyenne	**2**
6 à 8	forte	**3**

7.5. Caractérisation géotechnique

Les principales données géotechniques recueillies lors de l'étude sont issues de la consultation des très nombreux rapports d'expertise auxquels nous avons eu accès. Elles ont été synthétisées dans le tableau 9.

Table 8 : critère d'évaluation par Retrait linéaire.

Retrait linéaire	Susceptibilité	Note
Rl< 0,4	faible	1
0,4 ≤ Rl< 0,65	moyenne	2
0,65 ≤ Rl< 0,75	forte	3
Rl ≥ 0,75	très forte	4

Table 9 : Note géotechnique des formations argileuses.

Note moyenne	Degré de susceptibilité
valeur ≤ 2	Faible
2 < valeur ≤ 3	Moyen
valeur > 3	Fort

En définitive, les données dont nous avons pu disposer permettent de caractériser la presque totalité des formations argileuses, sauf l'échantillon 8 composé de Calcaire bitumineux, Marno-calcaire noire (e^{t4-5}). Cependant seulement une seule valeur pour le Retrait linéaire à été collecté correspondant à la formation prédominante (Trias) de la commune de Souk Ahras.

8. Élaboration de la carte de susceptibilité

8.1 Détermination du degré de susceptibilité

Au total, chaque formation a donc été caractérisée par trois notes, une pour chacun des critères pris en compte selon les classifications présentées précédemment. La moyenne des trois notes obtenues permet de calculer, pour chaque formation, un degré de susceptibilité générale vis à vis du retrait-gonflement.

Pour les formations dont l'une des caractéristiques n'a pu être évaluée, la moyenne est effectuée à partir des deux autres notes. La moyenne ainsi obtenue est potentiellement comprise entre 1 et 4. Les classes de susceptibilité déterminées à partir de la valeur moyenne ainsi calculée sont les suivantes.

Table 10 : classes de susceptibilités en fonction de la moyenne des trois caractéristiques.

N°	Code	Note litho.	Minéralog	Géotech	Moy	Susceptibilité
1	Af	1	1	1	1	Faible
2	q^3	Non	/	/	/	/
3	q^2_{dp}	1	1	1	1	Faible
4	q^2_{dg}	1	1	2	1,33	Faible
5	pq	1	1	1	1	Faible
6	g^3-m^1	2	1	2	1,66	Faible
7	g^{1-2}	4	4	2	3,33	Forte
8	e_f^{4-5}	2	3	Non	2,5	Moyenne
9	m^{2-3}	3	2	2	2,33	Moyenne
10	m^{1-2}	2	1	2	1,66	Faible
11	c^{6a}	2	1	2	1,66	Faible
12	c^{5b}_M	4	4	2	3,33	Forte
13	c^{5b}	2	2	1	1,66	Faible
14	C^{4b-5a}	4	3	1	2,66	Moyenne
15	t	3	2	2	2,33	Moyenne
16	t_{ca}	Non	/	/	/	/
17	t_{gy}	Non	/	/	/	/
18	t^2	1	1	3	1,66	Faible
19	t^3	4	4	3	3,66	Forte
20	hr	1	1	1	1	Faible

8.2 Carte de susceptibilité

En définitive, la carte de susceptibilité au retrait-gonflement de la commune de Souk Ahras a été établie à partir de la carte synthétique des formations argileuses et marneuses, après évaluation du degré de sensibilité de ces formations. Les critères utilisés pour établir cette hiérarchisation sont les caractérisations lithologique, minéralogique et géotechnique de ces formations [22].

La carte de susceptibilité (fig. 6) interprète les formations potentiellement favorables au phénomène de retrait-gonflement en attribuant à chacune des formations géologiques la classe de susceptibilité. Les formations sont représentées par trois couleurs (jaune, orange et rouge) selon leur degré de susceptibilité vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement [23].
Les zones blanches de la carte correspondent aux formations a priori non argileuses.

9. Synthèse

Les formations fortement susceptibles couvrent deux petites zones au nord de la commune.

Trois formations ont été rattachées à cette catégorie, il s'agit :

-De l'alternance de grés, Argilites, et marne rouge et bleuâtre (car on est en présence d'une formation perméable (grés) sur une argileuse (marne) t^3, (ech. 19)

-De la Marne argileuse (avec des marno-calcaire mais en dehors de périmètre d'étude) (c^{5b}_M).(12)

-Et des Argiles verdâtres (g^{1-2}). (7).

Les formations moyennement susceptibles se voix à travers la majorité de l'étendu la commune surtout dans le trias Argileux. Quatre formations ont été rattachées à cette catégorie, il s'agit de :

-Des formations Triasiques argilo-gypso-grèseuses à fragments et blocs de roches diverses, couvrant la majorité de la surface de la commune (t), (15).

-De la marne et marne argileuse grises avec des passées de marno-calcaires, (C^{4b-5a}). (14).

-De la marne argileuse à Siltstones, ou grés, (m^{2-3}), (9).

-Des Marno-calcaire avec traces de calcaire bitumineux noir et brun à Globigérines (e_t^{4-5}), (8).

Les formations faiblement susceptibles sont localisés essentiellement au nord de la commune, dix formations ont été rattachées à cette catégorie, il s'agit de :

-Grés micacée versicolores à calamites, argilites, (hr), (20).

-Calcaire gris foncé à Modiola, Marnes, Dolomies (t^2), (18).

-Gypse pur, (t_{gy}), (17).

-Calcaire gris et noirs en plaquettes à rares intercalations de dolomies jaunes (t_{ca}), (16).

-Calcaire, calcaire gréseux et marno-calcaire, (c^{5b}), (13).

-Calcaires blancs crayeux, calcaires marneux, Marne grise (c^{6a}), (11).

-Grés, marne conglomérats, (m^{1-2}), (10).

-Grés quartzeux à patine rousse, argile grise, (g^3-m^1), (6).

-Conglomérats, grés, argiles du plioquaternaire, avec une prédominance gréseuse dans zone d'étude, (pq), (5).

-Ainsi que trois autres formations principalement alluvioneuses, du quaternaire et l'actuel (q^2_d), (q^2_{dp}), (Af), constituant les lit de l'Oued Medjerda, et Edjedra.

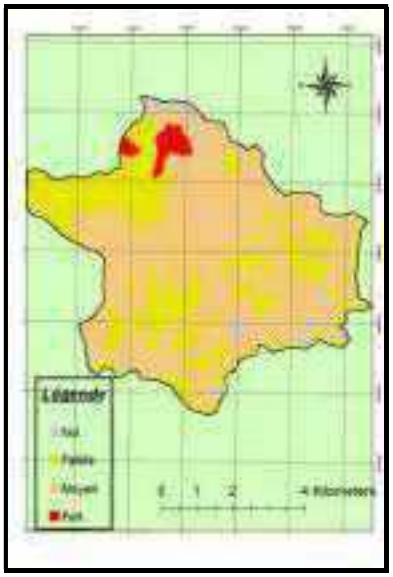


Fig. 6 : Carte de susceptibilité au retrait-gonflement de Souk Ahras.

Il est à noter que les formations a priori non argileuses occupent des petits ilots isolé de la surface de la commune. Représentée principalement par :

-Gypse pur, (t_{gy}), (17).

-Calcaire gris et noirs en plaquettes à rares intercalations de dolomies jaunes (t_{ca}), (16).

-Et des Alluvions des moyennes terrasses (galets graviers, sables), (q^3), (2).

Les surfaces figurant en blanc sur la carte de susceptibilité ne peuvent être cependant considérées comme présentant en tous points une susceptibilité nulle, car desplacages argileux ponctuels non figurés sur les cartes géologiques actuelles peuvent être rencontrés localement [24].

10. Conclusion

L'objectif de cette étude était d'établir une carte de l'aléa lié au phénomène de retrait-gonflement; des sols argileux dans la commune de Souk Ahras, essentiellement basée sur une interprétation de la carte géologique, associée à la synthèse d'un grand, nombre d'informations concernant la susceptibilité au phénomène des formations à, dominante argileuse, liés aux mouvements de terrain différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols.

Cette démarche s'inscrit dans le cadre d'une méthodologie générale développée par le BRGM. La démarche de l'étude a d'abord consisté en l'établissement d'une cartographie synthétique des formations argileuses et marneuses, à partir de la synthèse des cartes géologiques à l'échelle 1/50 000 et d'observations bibliographiques existantes. La carte synthétique recense en définitive 17 formations, dont l'une des caractéristiques est la forte hétérogénéité, liée à leurs conditions de dépôts ou leur altération superficielle.

Les formations ainsi identifiées ont été hiérarchisées vis-à-vis de leur susceptibilité au phénomène de retrait-gonflement. Cette classification a été établie sur la base de trois caractéristiques principales quantifiables : la nature lithologique dominante des formations, la composition minéralogique de leur phase argileuse (proportion de minéraux gonflants de type Smectites et interstratifiés) et leur comportement géotechnique (évalué principalement à partir de la valeur de bleu et de l'indice de plasticité).

Trois niveaux d'aléa (fort, moyen et faible) ont été distingués afin de caractériser les formations argileuses et marneuses vis à vis du phénomène de retrait-gonflement conceptualisés respectivement en rouge, orange jaune, indiquant que 3,25 % de la superficie communale est classée en aléa fort ; 31,70 % en aléa moyen ;61,48 % en aléa faible ; alors que 03,57 % de la surface correspond à des zones a priori non argileuses.

Cette carte d'aléa retrait-gonflement des terrains argileux de la commune de Souk Ahras, dont l'échelle de validité est le 1/50 000, pourra servir de base à des actions d'information préventive dans la commune. en vue d'attirer l'attention des constructeurs et maîtres d'ouvrages sur la nécessité de respecter certaines règles constructives préventives dans les zones soumises à l'aléa retrait-gonflement, en fonction du niveau de celui-ci. Cet outil réglementaire devra insister sur l'importance d'une étude géotechnique à la parcelle comme préalable à toute construction nouvelle dans les secteurs concernés par les formations géologiques à aléa fort, moyen ou faible, notamment en raison de la forte hétérogénéité des formations du département. A défaut, il conviendra de mettre en œuvre des règles constructives type par zones d'aléa, visant à réduire le risque de survenance de sinistres [25].

11. Références bibliographiques

[1]. Chamley H. (1988) – Minéralogie des argiles dans le Givétien de Ferques (Boulonnais – France). Nature et signification. In D. Brice (Éd.) : Le Dévonien de Ferques.., coll. Biostratigraphie du Paléozoïque, 7, p. 1-520.

[2]. Barchi P., Delcourt L., Ducoin C., Vincent M. (2003) - Cartographie de l'aléa retraitgonflement des argiles dans le département du Nord. Rapport BRGM/RP-52107- FR, 139 p., 25 fig., 9 tabl., 3 ann., 3 cartes hors-texte.

[3]. Coquet Y. (1995) – Étude in situ des phénomènes de retrait-gonflement des sols. Application à deux sols tropicaux peu gonflants. Thèse Univ. Orléans.

[4]. Driscoll R. (1983) – The influence of vegetation on the swelling and shrinking of claysoils in Britain. Geotechnique. Vol. XXXIII, pp. 93-105.

[5]. Magnan D. (1993) – Caractérisation in situ des sols gonflants. Thèse de doctorat Univ. Joseph Fourier, Grenoble 1.

[6]. Angulo R., Gaudet J.P., Thony J.L., Vauclin M. (1993) – Détermination expérimentale des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol gonflant non saturé pour la modélisation des écoulements. Rev. Fr. Géotech., 62, p. 49-57.

[7]. Gillot J.S. (1987) – Clay in engineering geology. In Elsevier (Éd.): Developments in Geological Engineering, 41, 469 p.

[8]. Chassagneux D., Meisina C., Vincent M., Ménillet F., Baudu R. (1998) – Guide synthétique pour la prise en compte de l'aléa retrait-gonflement à l'échelle nationale.

[9]. Chassagneux D., Stieljes L., Mouroux P., avec la coll. de Ducreux G.H. (1995) – Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols (sécheresse/pluie) dans la région de Manosque (Alpes de Haute Provence). Échelle communale et départementale. Approche méthodologique. Rapport BRGM R 38695.

[10]. (Meisina C., Chassagneux D., Leroi E., Mouroux P. (1998) – Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux. Proposition de méthodologie. Article et présentation au 8e Congrès de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement.

[11]. Lefrançois A., Deconinck J.F., Mansy J.L., Proust J.N. (1993) – Structure,sédimentologie et minéralogie des argiles des Formations de Beaulieu et d'Hydrequent. Ann. Soc. Géol. Nord, T. 2, 2s, p. 159-169.

[12]. Leplat J., avec la collaboration de Czernichowski I., Caille M., Vinchon C., Denis L., Leprêtre J.P. (1996) – Inventaire des formations argileuses du Nord – Pas-de- Calais destinées à la mise en oeuvre des centres de stockage des déchets industriels spéciaux. Rapport BRGM R 39102, 25 p.

[13]. M., Le Nindre Y.M., Meisina C., Chassignol A.L. (1998) – Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département des Deux-Sèvres. Rapport BRGM R 39967, 89 p.

[14]. Bouquillon A., Chamley H., Debrabant P., Meilliez F. (1987) – Données minéralogiques et géochimiques sur les forages de Jeumont-1 et Épinoy-1. Doc. BRGM, 139, p. 35-47.

[15]. Debrabant P, Adida B., Painset J., Deconinck J.F., Récourt P. (1994) – Comportement géotechnique des Argiles de Châtillon (Kimmeridgien/Tithonien du Bas-Boulonnais). Ann. Soc. Géol. Nord, T. 4, 2s, p. 145-153.

[16]. Parcevaux P. (1980) – Étude microscopique et macro. du gonflement de sols argileux. Mém. Univ. Paris VI, 266 p.

[17]. Pejon O.J., Le Roux A., Guignard D. (1997) – Comportement à l'eau des roches argilomarneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures. Bull. Int. Eng. Geol., 55, p. 105-119.

[18]. Philiponnat G. (1991) – Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. Rev. Fr. Géotech., 57, p. 5-22.

[19]. Lautrin D. (1989) – Utilisation pratiques des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 160, p. 29- 41.

[20]. Madsen M.T., Müller-Vonmoos M. (1989). The swelling behaviour of clays. In Elsevier (Éd.) : Applied Clay Science, 4, p. 143-156.

[21]. AFNOR (1993) – Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse : détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. Norme française NF P18-592.

[22]. Flavigny E. (1992) – Discussion de l'article « Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie ». Rev. Fr. Géotech., n° 57, 59, p. 75-78.

[23]. Habib P. (1992) – Les sécheresses de 1989 et 1990. Rev. Fr. Géotech., 58, p. 7-30.

[24]. [24] CEBTP sous l'égide de l'AQC, l'APSAD, l'AFAC, la CCR et la FNB (1991) – Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse. Guide pratique CEBTP, 3 fascicules.

[25]. [25] Norie A., Vincent M. (2000) - Établissement de Plans de Prévention des Risques Naturels prévisibles : « mouvements différentiels de terrain liés au phénomène de retrait-gonflement des sols argileux » - Approche méthodologique dans le département des Deux-Sèvres. Rapport BRGM/RP-50591-FR, 14 p., 4 fig., 4 ann.

TRAITEMENT D'UN SOL A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR LE CIMENT EN UTILISANT LA METHODE DOUBLE CONSOLIDATION

LAHMADI Azzeddine, ABBECHE Khelifa, BAKIR Nassima

lahmadiazz@yahoo.fr

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée (LARHYA), Algérie
Département de Génie Civil, Institut Génie Civil, Architecture et Hydraulique, Université de Batna, Algérie

Résumé *: Avec l'évolution technologique et démographique de l'homme et son besoin vital des zones arides et semi arides, il envahit le désert pour exploiter ses richesses, ce qui conduit à une présence des eaux plus importante qu'avant ; que ce soit pour les besoins agraires ou pour les besoins industriels. La présence des eaux dans ces régions favorise la création de l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et, par conséquent, la ruine des constructions. Ceci nous oblige à proposer des solutions de traitement économique et faciles à mettre en œuvre. Cette étude expérimentale présente le cas de traitement par le ciment d'un sol affaissable, reconstitué au laboratoire, en utilisant la méthode double consolidation. Les résultats obtenus montrent qu'il est possible de diminuer le potentiel d'affaissement de ce sol à un niveau acceptable par l'ajout d'une faible teneur en ciment avec différentes teneurs en eau initiales et sous l'effet de plusieurs énergies de compactage.*

Mots-Clefs *: Affaissement, stabilisation, saturation, énergie de compactage, zone aride.*

Abstract*: With the technological and demographic evolution of the man and his vital need of the arid and semi-arid region, it invades the desert to exploit its richness's, which conducted to a presence of water more important than before; whether it is for the agrarian needs or the industrial needs. The presence of water in these regions supports the creation of the ideal environment for the collapse of the soils and consequently the ruin of constructions. This obliges us to propose economic solutions of treatment and easy to implement. This experimental study presents the case of treatment by cement of a collapsible soil, reconstituted to the laboratory, by using the doubles consolidation method. The results obtained show that it is possible to decrease the potential of collapse of this soil on an acceptable level by the addition of a low content of cement with various initial water contents and under the effect of several energies of compaction.*

Key-Words*: Collapse, stabilization, saturation, energy of compaction, arid zone.*

1. Introduction

Les sols à effondrement brusque sont des sols partiellement saturés qui subissent des déformations potentielles importantes après saturation avec ou sans chargement. La majeure partie de ces sols sont des lœss, dépôts éoliens formés de silts et de sable localisés dans les zones arides ou semi arides.

À l'état sec, une cimentation normale entre les grains est responsable d'un raccordement inter-granulaire important et qui peut soutenir des charges très élevés. Cependant, la saturation, même sans chargement additionnel, cause la désintégration des raccordements, donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement brusque des particules de sol. Les cycles de sécheresse prolongée qui ont répété des dernières années à plusieurs occasions et dans plusieurs régions du monde modifient les paramètres régissant le comportement du sol et provoquent de nouvelles zones de sol affaissable. Les sols suivants sont considérés en tant que affaissable : les dépôts alluviaux et éoliens, les écoulements de boue, les sols résiduelles, les rejets de volcans, les lœss, et les remblais légèrement compactés ou compactés dans la pente sèche de la courbe de compactage [6].

La littérature a indiqué que la majorité des recherches sur l'effondrement ont été consacrées à l'identification, aux mécanismes, à la prévision et aux méthodes de traitement. Les recherches de Booth [2], Ting [13] et Ganeshan [12] expliquent que l'effondrement dépend de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré

de saturation. D'autres recherches confirment que la teneur en eau est l'une des causes de l'effondrement, citant : Morgenstern et Matos [10] et Ganeshan [12]. En outre, Markin [3] propose un intervalle de degré de saturation entre 60% et 65% au-delà desquels l'effondrement n'apparaît pas plus. L'effondrement brusque se produit quand la densité sèche et la teneur en eau initiale sont basses (Cui et al., [14]) et (Loiseau et al., [4]). Si la densité relative est plus haute que 0.65% et la teneur en eau est proche de l'optimum Proctor, là, il n'y a aucun risque d'effondrement [5]. Une nouvelle méthode de prédiction a été proposée par Abbeche et al. [6], basée sur des essais de pénétration à cône et des essais ultrasoniques. Plusieurs recherches sur le traitement des sols à effondrement brusque ont été réalisées, citant les travaux de : Abbeche et al. [7] et [8], Ayadat et al. [11].

Cette recherche expérimentale présente les résultats d'une série d'essais œdométriques en laboratoire. L'objet de ces essais est la mesure directe de potentiel d'affaissement des sols avec et sans traitement, par le ciment, basant sur la méthode de double consolidation, afin de déterminer les conditions idéales de traitement par le ciment d'un sol à effondrement brusque situé en zones arides ou semi-arides, où la nécessité de minimiser l'humidification et le compactage du sol s'impose. Les résultats obtenus montrent le rapport entre le potentiel d'affaissement et les paramètres : teneur en ciment, teneur en eau initiale et l'énergie de compactage.

2. Travail expérimental

2.1. Matériaux

Le sol utilisé dans la présente étude est, un échantillon reconstitué, composé de 80% de sable et 20% d'argile, pour qui l'application des différents critères d'effondrements, rapportés par Lutenegger et al. [1], montrent que celui-ci est affaissable.

Le sable (particules < 2 mm) employé pour la reconstruction de sols extrait à partir du Oued Liwa, situé dans la région de Biskra (Algérie), a été lavé et séché au 105 C° pendant 24 heures. En raison d'un petit pourcentage des particules fines qu'il contienne, ce type de sable est employé pour la fabrication de béton. La quantité des particules supérieures à 2 millimètres est de 3%.

Le kaolin utilisé (particules < µm 80) est extrait à partir de la mine d'Elmilia de la région de Mila (Algérie). Il est généralement employé dans la fabrication de la porcelaine fine, de la poterie et des produits en céramique.

Les caractéristiques géotechniques et chimiques du sable et du kaolin sont présentées sur les Tableaux 1 et 2.

Tableau 1. Propriétés géotechniques du sable et du kaolin

Matériaux	Sable	Kaolin
Équivalent de sable, *ES* (%)	74.55	-
% des particules < 80 µm	4.12	100
Coefficient d'uniformité, C_U	3.35	-
Coefficient de courbure, C_C	1.06	-
Densité spécifique, G_S	2.70	2.65
Limite de liquidité, w_L (%)	-	48.03
Limite de plasticité, w_P (%)	-	27.23

Tableau 2. Composition chimique du sable et du kaolin

Matériau	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PAF
Sable	88.12	0.95	1.75	1.73	0.26	0.05	0.37	0	6.13
Kaolin	54.22	30.67	2.12	0.44	0	0.31	4.32	0.07	7.42

Les caractéristiques géotechniques du sol reconstitué sont présentées sur le tableau 3. La courbe granulométrique du sol reconstitué est présentée sur la Figure 1.

Tableau 3. Propriétés géotechniques du sol reconstitué

Matériau	Sol reconstitué
Kaolin (%)	20
Sable (%)	80
Densité spécifique, G_S	2.68
Densité sèche maximum, γ_{dmax} (g/cm^3)	2.04
Teneur en eau optimale, w_{opt} (%)	7.15
Limite de liquidité, w_L (%)	18.35
Limite de plasticité, w_P (%)	15.74
Particules < 2 µm (%)	6.13

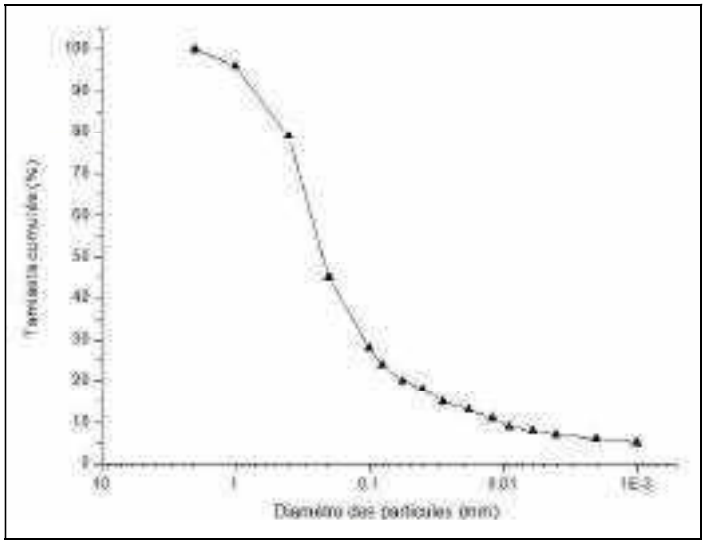


Figure 1. Courbe granulométrique du sol reconstitué

Le ciment utilisé dans cette étude est de classe CHF-CEM III/A 42,5 N -ES-, provenant de la cimenterie de Hammam Dalaa (Wilaya de M'sila). Sa surface spécifique entre 3500 et 4300 cm^2/g. Ce ciment répond aux exigences des normes Algériennes NA 442 et la NA 443.

2.2. Préparation et programme d'essais

Le principe consiste à reconstituer et à placer, dans la cellule oedométrique, un sol non traité ou un sol traité au ciment ayant une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche.

La fabrication des éprouvettes et la procédure d'exécution des essais sont décrites dans Abbeche et al. [5], [6] et [7].

Les échantillons avec différentes conditions initiales ont été obtenus en variant

- la teneur en ciment (T_C = 0%, 2%, 4% et 6%),
- la teneur en eau (w_0 = 2%, 4% et 6%),
- et l'énergie de compactage (E_C = 20, 40 et 60 coups).

2.3. Méthodes

Après pesage, l'échantillon a été remis en position dans l'œdomètre afin d'effectuer l'essai de compressibilité décrit par Jennings et Knight [9], pour déterminer le potentiel d'affaissement.

La méthode double consolidation a été choisie. Elle est se compose, de deux œdomètres conduisent simultanément sur deux échantillons identiques ; un essai est à la condition sèche, et le deuxième essai est dans la condition saturée.

La mesure du potentiel d'affaissement est présentée sur la figure 2.

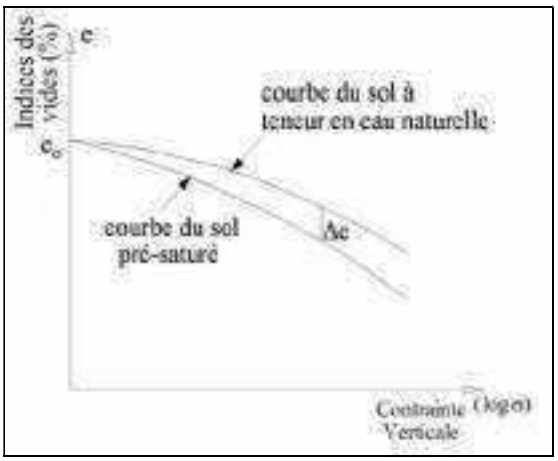


Figure 2. La courbe œdométrique par la méthode double consolidation

Le potentiel d'affaissement C_P est défini par la formule suivante :

$$C_P(\%) = \left[\frac{\Delta e}{1+e_0}\right] \times 100 \quad (1)$$

Où : Δe est la différence entre l'indice des vides de l'échantillon sec et celle de l'échantillon saturé, et e_0 est l'indice des vides initial.

3. Résultats et discussion

3.1. Mise en évidence de l'affaissement

Les résultats obtenus à partir des essais effectués sur des échantillons non traités sont présentés sur le tableau 4. Elles montrent une tendance à l'effondrement du sol non traité, qui correspond dans la classification de Jennings et Knight (Tableau 5) à un potentiel d'affaissement allant de 1.61 à 14.66%, ce qui correspond aux rubriques allant de troubles modérés à troubles sévères.

Tableau 4. Potentiel d'affaissement(C_P) pour une teneur en ciment = 0%

w_0 (%)	2	2	2	4	4	4	6	6	6
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
C_P (%)	14.66	11.08	9.37	11.93	8.57	4.46	6.06	3.41	1.61

Tableau 5. Valeurs du potentiel d'affaissement (d'après Jennings et Knight 1975).

C_P (%)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévères
> à 20	Troubles très sévères

3.2. Variation du C_P en fonction de la teneur en eau w_0

L'influence de la variation de la teneur en eau, pour les différentes énergies de compactage et teneurs en ciment, est clairement visible sur la figure 3. On remarque que la valeur de C_P décroît lorsque la teneur en eau augmente. Il atteint le niveau de 0.13% pour une teneur en ciment maximum associée au niveau de compactage le plus haut.

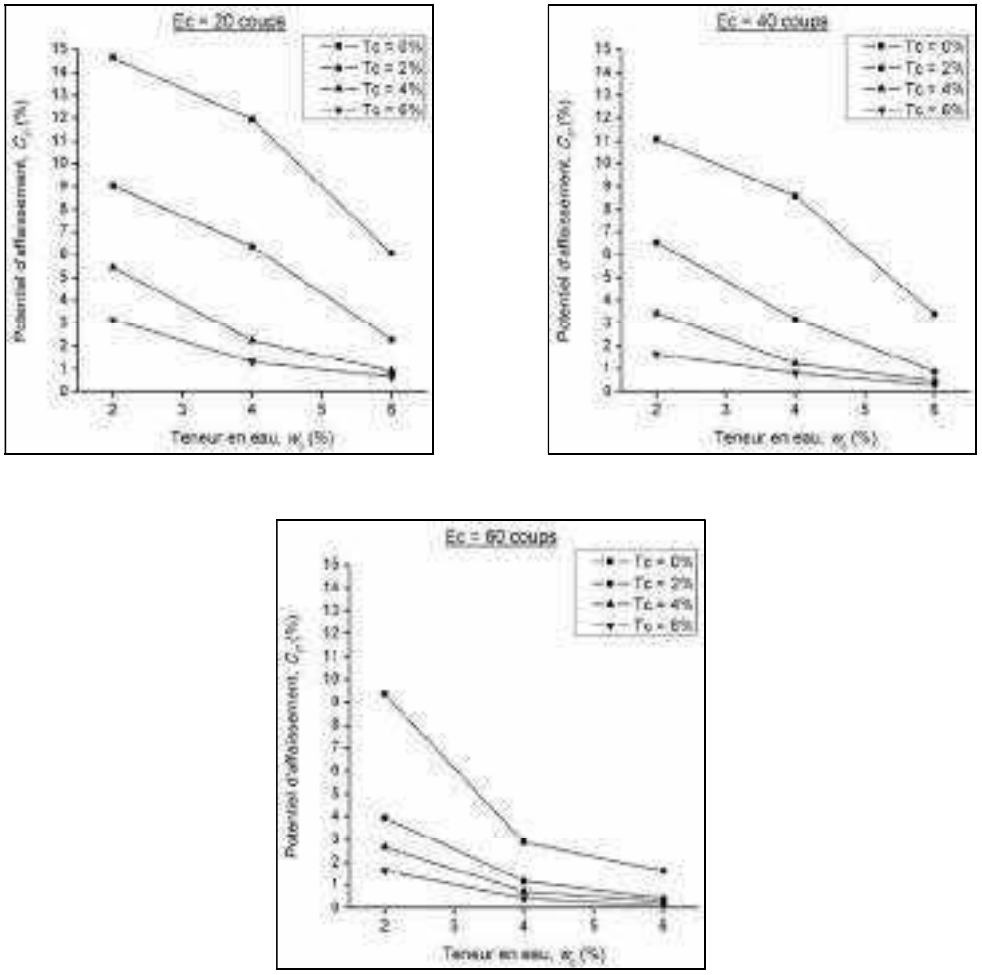


Figure 3. Influence de la teneur en eau sur C_P (E_C =20, 40 et 60 coups)

Le sol non effondrable est obtenu :

a) Pour une teneur en eau de 4% : 6% de ciment et une énergie de compactage de 40 coups.

b) Pour une teneur en eau de 6% : 6% de ciment et une énergie de compactage de 20 coups.

On constate que l'humidification du sol à 2% n'est pas suffisante pour traiter les sols aux teneurs de ciment et d'énergies de compactage considérés, et que la teneur en eau minimale de 4% acquiert au sol, pour une énergie de compactage minimale et une teneur minimale de 6% de ciment, une stabilité suffisante au phénomène d'affaissement. Par contre l'augmentation de l'énergie de compactage à 60 coups, pour une teneur en eau de 6% permet de diminuer la teneur de ciment à 2%.

3.3. Variation du C_P en fonction de l'énergie de compactage E_C

Les mêmes constats sont donnés pour les énergies de compactage, en effet on remarque que la valeur de C_P décroît avec l'augmentation de l'énergie de compactage (Figure 4).

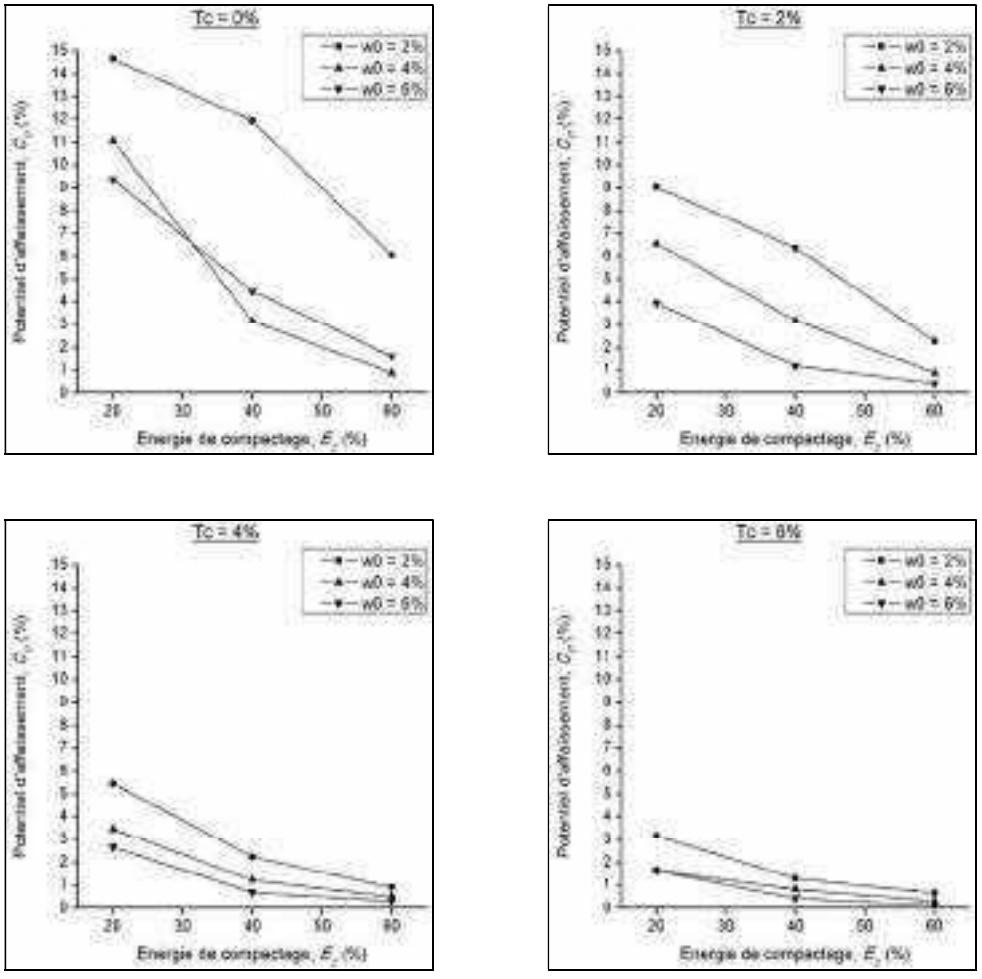


Figure 4. Influence de l'énergie de compactage sur C_P (T_C =0, 2, 4 et 6%)

Nous constatons que le potentiel d'affaissement C_P diminue lorsqu'on augmente l'un des paramètres suivants : teneur en eau, teneur en ciment et énergie de compactage.

Le sol non effondrable est obtenu :

a) Pour une énergie de compactage de 20 coups : un minimum de 6% de ciment et un minimum de 6% d'eau.

b) Pour une énergie de compactage de 40 coups : un minimum de 4% de ciment et un minimum de 6% d'eau.

c) Pour une énergie de compactage de 60 coups : un minimum de 2% de ciment et un minimum de 6% d'eau.

3.4. Variation du C_P en fonction de la teneur en ciment T_C

On constate qu'à partir d'une teneur de ciment de 4 %, l'énergie de compactage n'influe pas sur la diminution de la teneur en eau pour obtenir un sol affaissable. En effet, pour un minimum de teneur en eau de 4%, il nous faut un minimum de 4% de ciment et ceci pour une énergie de compactage de 60 coups.

Le sol non effondrable est obtenu :

a) Pour une teneur en ciment de 2% : 6% d'eau et une énergie de compactage de 60 coups

b) Pour une teneur en ciment de 4% : 6% d'eau et une énergie de compactage de 40 coups

On constate aussi, qu'il n'est pas nécessaire d'augmenter la teneur en ciment au-delà de 4% puisqu'il faut toujours un minimum d'énergie de 40 coups et un minimum d'eau de 6%.

3.5. La réaction du sol traité au ciment avec l'eau

Quand le ciment est ajoutée au sol humide des réactions chimiques peuvent se produisent. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible. Les constituants hydratés du ciment relient les grains du sol entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance et des résistances mécaniques. C'est une réaction de cimentation entre le calcium du ciment et l'alumine ou la silice disponible dans le sol (voir Tableau 2).

4. Conclusion

A partir de cette étude expérimentale, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut-être obtenue par mélange de deux matériaux (sable, argile), compactés avec une certaine énergie de compactage et à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.

- Il y a une influence marquée de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le comportement des sols affaissables, on a montré que les effondrements pouvaient être excessifs, lorsque ces deux paramètres sont faibles.

- Les résultats montrent que, pour obtenir un sol non effondrable, pour le minimum d'énergie retenu, il faut utiliser un teneur de ciment de 4% et une teneur en eau de 6%. Le traitement avec une teneur en eau de 4% est suffisant pour le même teneur de ciment et avec une forte énergie de compactage. Il est possible d'obtenir un sol non effondrable en augmentant l'énergie de compactage ou d'utiliser une plus grande quantité d'eau, ce qui n'est pas l'objectif de cette recherche.

- L'utilisation d'un traitement avec le ciment aboutit à l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols traités. Ainsi, les caractéristiques mécaniques sont acquises dans les premiers mois.

- Il est souhaitable de confirmer les résultats de cette étude sur des échantillons de sols naturels traités.

5. Bibliographie

[1] A.J. Lutenegger and R.T. Saber, "*Determination of collapse potential of soils*," Geotechnical Testing J. vol. 11, 3:173–178, 1988.

[2] A.R. Booth, "*The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils*," 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, South Africa, pp. 57–63, 1975.

[3] B.P. Markin, "*Discussion on standard criteria of Sag in Loess soils*," Soil Mechanics and Foundations Engineering, No. 2, p. 137, 1969.

[4] C. Loiseau, Y.J. Cui et E. De Laure, "*Etude du comportement des læss sur le tracé du TGV Est*," Rapport de recherche, TERRASOL, 2001.

[5] K. Abbeche, F. Hammoud et T. Ayadat, "*Influence of Relative Density and Clay Fraction on Soils Collapse*," *Experimental Unsaturated Soil Mechanics,* Springer Proceedings in Physics, 112, 2007, pp. 3–9.

[6] K. Abbeche, M. Laouar and F. Messaoud, "*Prediction of collapsing soil by the cone penetrometer and ultrasonic tests*," International Symposium UNSAT-WASTE, Shanghai, Chine, 2009.

[7] K. Abbeche, O. Bahloul, T. Ayadat and A. Bahloul, "*Treatment of Collapsible Soils by Salts Using the Double Consolidation Method*," In Experimental and Applied Modeling of Unsaturated Soils, ASCE Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineering, pp. 69–78, 2010.

[8] K. Abbeche, T. Ayadat et A. Lahmadi, "*Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux*," Séminaire international Innovation et Valorisation dans le Génie Civil (INVACO1), Hammamet, Tunisie, pp. 161–168, Février 2009.

[9] J.E. Jennings and K. Knight, "*The Additional Settlement of Foundation due to Collapse of Sandy Soils on Wetting*," 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 316–319, 1975.

[10] N. Morgenstern, M.M. De Matos, "*Stability of slopes in residual soils*," 5th Pan American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 3, pp. 367–383, Buenos Aires, Argentina, 1975.

[11] T. Ayadat et F. Bellili, "*Sols susceptibles d'affaissement : Identification mécanique et traitement*," Revue Algérie Equipment, No. 20, pp. 18–23, 1995.

[12] V. Ganeshan, "*Strength and Collapse Characteristics of Compacted Residual Soils*," Thesis (M.E), Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1982.

[13] W.A. Ting, "*Consolidation of a partially saturated residual soil*," 6th Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Singapore, vol. 1, pp. 95–98, 1979.

[14] Y.J. Cui, P. Delage, F. Schlosser and M. Wonarowcz, "*Etude du comportement volumique d'un læss du nord de la France*," Xllème Congrès Européen de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Amsterdam, vol. 1, pp. 337–342, 1999.

LES GEOSYNTHETIQUES AU SERVICE DE L'AMELIORATION DES SOLS ET DE LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT

ARAB Rabah[1] & BRUHIER Johann[1] & ZERHOUNI Moulay[2] & DURAND Romain[1]

rabah.arab@HUESKER.fr

[1]*HUESKER France SAS*

[2]*ARCADIS France*

Résumé *: Les géosynthétiques ont connu un essor considérable et leur développement ne cesse de s'accroitre par la mise au point de nouveaux polymères et de nouveaux produits pour répondre à des problématiques bien spécifiques et ce dans les domaines de la géotechnique, du génie civil et de la protection de l'environnement. Nous nous proposons de montrer à travers des chantiers, les procédés d'amélioration des sols (renforcement et/ou drainage) et de la protection de l'environnement à l'aide des géosynthétiques où, dans certains cas, les techniques conventionnelles ne peuvent pas être appliquées. Pour chaque chantier, il sera mis en évidence, l'apport du procédé dans la préservation de la ressource naturelle et la protection de l'environnement.*

Mots-Clefs *: géosynthétique, géogrille, sols, amélioration, environnement.*

Abstract *: Geosynthetics knew considerable development. This one is continually in move due to the development of new polymers and new products to answer very specific problems in the areas of geotechnics, civil engineering and, environmental protection. This paper shows some cases through work sites, where processes of ground improvement (reinforcement and/or drainage) and of environmental protection, use some geosynthetics. For some of these works, the conventional techniques could not be applied. For every construction site, it will be shown the contribution of the process in the conservation of the natural resource and the environmental protection*

Key-Words*: Geosynthetic, Geogrid, Soils, Improvement, Environement.*

1. Introduction

Le succès des procédés géosynthétiques n'est plus à démontrer. Ce sont des produits présents dans tous les domaines de la construction (bâtiment, travaux publics, génie hydraulique, travaux maritimes, environnement, agriculture, etc.). Ce succès se justifie par l'innovation apportée dans la conception des ouvrages, la rigueur des procédés de fabrication industrielle, le développement simultané de méthodes d'essais standardisées permettant de caractériser et de contrôler les produits et d'autre part par des méthodes de dimensionnement s'appuyant sur l'observation d'ouvrages-pilotes en vraie grandeur. Dans la suite, nous présenterons quelques ouvrages pour illustrer ces affirmations.

2. Remblai sur sols compressibles – expérimentation à long terme

La construction de remblai de pré-chargement, renforcé à la base par des armatures géosynthétiques de haute résistance s'est imposée dans plusieurs pays, notamment en Allemagne comme technique de construction dans les projets d'infrastructures linéaires. En effet, de nombreux projets expérimentaux ont été réalisés et ce depuis les années soixante-dix. Les objectifs des programmes et des études étaient multiples : analyser la consolidation et la déformation du sol support de faible portance, le comportement des ouvrages longtemps après leur mise en service, le comportement à court et long terme des géosynthétiques et utiliser les connaissances et l'expérience acquises pour la construction de routes [4] [5] [6] [7]. Dans ce qui suit seront présentés deux remblais expérimentaux : « le remblai expérimental de Rübke construit en 1981 » et le « remblai expérimental de Großenmeer construit en 1986 ». Les caractéristiques des deux remblais sont illustrées respectivement sur les figures 1 et 2.

Les mesures effectuées sur le remblai de Rübke concernent les tassements, la pression interstitielle, les contraintes à la base, les déformations latérales et le niveau de la nappe souterraine pour évaluer la déformation et les tensions dans le géosynthétique.

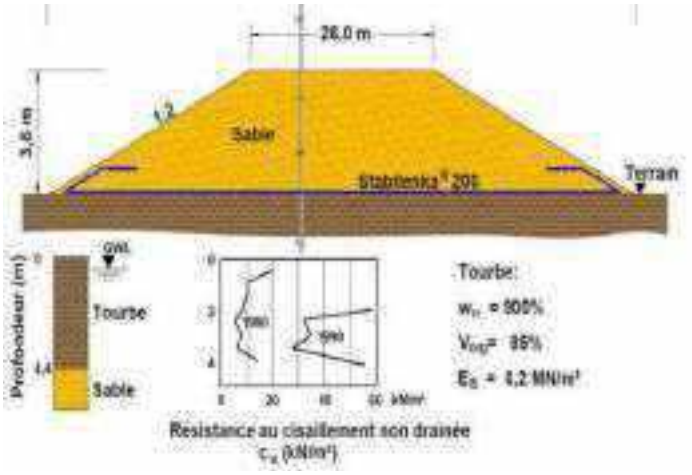


Figure 1. Remblai expérimental de Rübke : vue d'ensemble

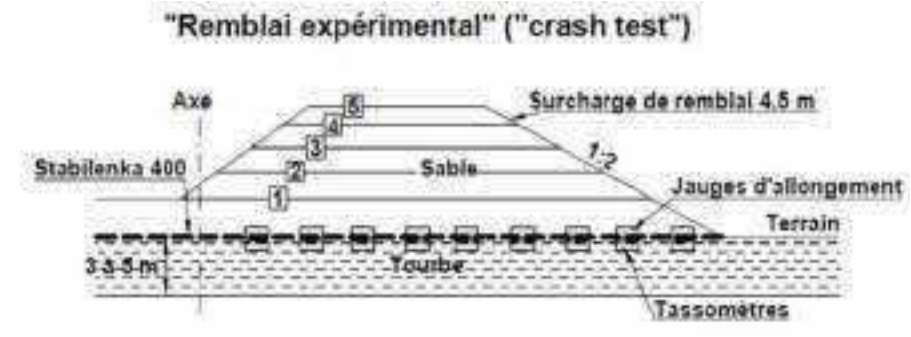


Figure 2. Tronçon test « TA » de Großenmeer : remblaiement (5 couches en 4 jours)

La courbe de l'évolution des surpressions interstitielles montre que ces dernières se dissipent rapidement, quelques jours seulement après l'arrêt de la construction du remblai. Après une pause de deux mois avec une hauteur de remblai $h_s = 2,3$ m, les mesures des pressions interstitielles indiquent un degré de consolidation $U_z \geq 80$ %. Si l'on se base sur les résultats des mesures des pressions interstitielles et du tassement, la transition entre les tassements primaires et secondaires de la tourbe avec un degré de consolidation $U_z \sim 90$ % est intervenue déjà au bout de 5,5 mois. Le tassement total au bout de 2 ans sous une hauteur de remblai $h_s = 2,3$ m était de 1,7 m. Il a été constaté également une diminution substantielle de la vitesse de tassement (figure 3). Dès 1998, la vitesse était inférieure à 0,5 cm/an. L'évolution des tassements étant négligeable, les mesures ont été arrêtées en 2004. L'allongement moyen de l'armature déduit du profil des tassements est de l'ordre de 3 à 4 % environ.

Les déformations horizontales mesurées à l'aplomb du pied du remblai étaient de 18 cm dans la couche de tourbe et de 12 cm à la surface du terrain. La résistance au cisaillement non drainée c_u de la tourbe située sous le remblai, qui avant le début des travaux était de 8 kN/m^2 en moyenne (mesures effectuées au scissomètre) a triplé après trois mois de consolidation sous la hauteur du remblai h_s = 2,3 m et a quadruplé au bout de quatre mois sous la hauteur finale du remblai h_s = 3,6 m. Les essais effectués au scissomètre en 1990 ont montré une nouvelle amélioration de la cohésion non drainée c_u dans des proportions négligeables.

Les résultats et l'expérience acquis lors de la construction du remblai de Rübke ont servi lors de la construction de la route nationale B 211 près de Großenmeer. En effet, lors de ce projet l'Institut fédéral des recherches routières (BASt) a recommandé aux autorités l'utilisation de geosynthétique. Pour cela, elle a lancé un essai à grande échelle incluant des mesures d'allongement dans le but d'observer le comportement du géotextile à haute résistance en réalisant deux tronçons de remblais expérimentaux, un remblai test « TA » et un remblai de référence « RA ».

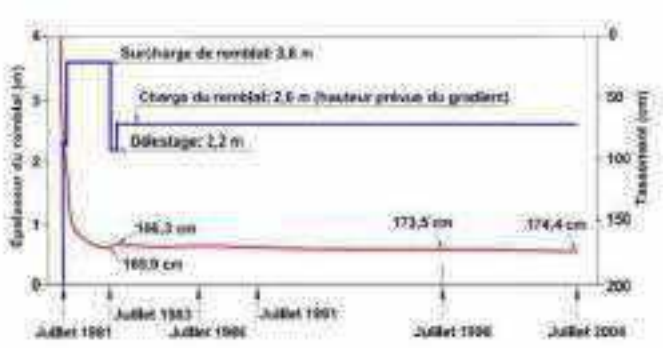


Figure 3. Remblai expérimental de Rübke » : courbe de la charge et du tassement sur 23 ans, de juillet 1981 à juillet 2004

Le remblai routier de Großenmeer fait 2 km de long. Le sol support mou est composé de couches de tourbe et de limons fortement organiques de 3 à 5 m d'épaisseur sous lesquelles on trouve un substratum constitué de sable. D'un point de vue géotechnique, les conditions étaient comparables à celles du « remblai expérimental de Rübke ».

Le remblai test « TA » de 4,5 m de hauteur a été réalisé en 4 jours seulement pour simuler un chargement dynamique. L'objectif était de provoquer une sollicitation importante de la nappe géotextile à la base du remblai. La pente adoptée pour les talus était de 1V/2H. Le remblai de référence « RA » a été édifié sur 12 mois avec une pente des talus 1V/3H en tenant compte des résultats des mesures géotechniques.

Les deux remblais « TA » et « RA » devant être tous deux ultérieurement intégrés à l'ouvrage fini, il était important d'éviter tout risque de rupture, particulièrement pour le remblai « TA » et ce malgré une édification rapide. Les deux remblais ont fait l'objet de mesures de surveillance pour contrôler le tassement, la pression interstitielle, les déplacements latéraux et le niveau de la nappe phréatique. Pour la première fois, il a été possible de mesurer directement l'allongement de la nappe géosynthétique. Au total, 27 capteurs de mesure d'allongement mis au point par le BASt ont été installés sur trois lés des remblais « TA » et « RA ».

Les analyses de stabilité effectuées selon la norme DIN 4084 (méthode de Bishop) [5] [6] [4] [1] sur le remblai « TA » ont montré que sans renforcement, la rupture surviendrait dès que la hauteur atteint 2,6 m. Pour atteindre la hauteur finale de 4,5 m avec un coefficient de sécurité $F \geq 1,2$ (en phase travaux), il était nécessaire que la force de traction effective dans le géosynthétique soit de 200 kN/m. Après une étude à long terme (isochrones), le choix s'est porté sur un géotextile en polyester d'une résistance de 400 kN/m et un allongement à l'effort maxi < 10 % (EN ISO 10319). La route nationale a été ouverte au trafic en octobre 1990 (y compris les remblais « TA » et « RA »). Une première rénovation de la chaussée a eu lieu 18 ans plus tard durant l'été 2008.

2.1 Résultats des mesures et interprétation

Les principaux résultats obtenus sur le remblai « TA » sont illustrés sur la figure 4. Dès le début des travaux, le géotextile est sollicité. Sous une hauteur de remblai de 1,5m, les allongements mesurés dans le géotextile sont de 3% environ et les tassements à mi pente du talus ont atteint 32 cm. A cet endroit, une zone de plus faible portance du sol support est décelée. Ce qui s'est traduit par des allongements importants localement et une forte sollicitation du géotextile. Le déplacement horizontal latéral du sol support au pied du talus de remblai était de 40 cm. Comme la capacité portante de la couche de tourbe est très réduite, l'ouvrage a vite atteint le seuil de rupture. Cet état limite s'est manifesté par l'apparition d'une rupture par refoulement dans le sol support, ayant pour effet d'écraser latéralement la tourbe. Certaines mesures d'allongements du géotextile dépassaient localement les valeurs prises en compte par le dimensionnement, soit 5 % (court terme) et 6 % (long terme). Le coefficient de charge (force de traction mobilisée/résistance à la traction court terme) était largement supérieur à 50 % références Stabilenka®, [11] et avoisinait une plage non prévue. Il est nécessaire et recommandé d'adopter des hypothèses et des solutions plus conservatrices pour tenir compte de tels «aléas », car même un sol support mou soigneusement étudié et considéré comme homogène en phase projet peut manifestement présenter localement des « zones de faiblesse » à risques en phase travaux.

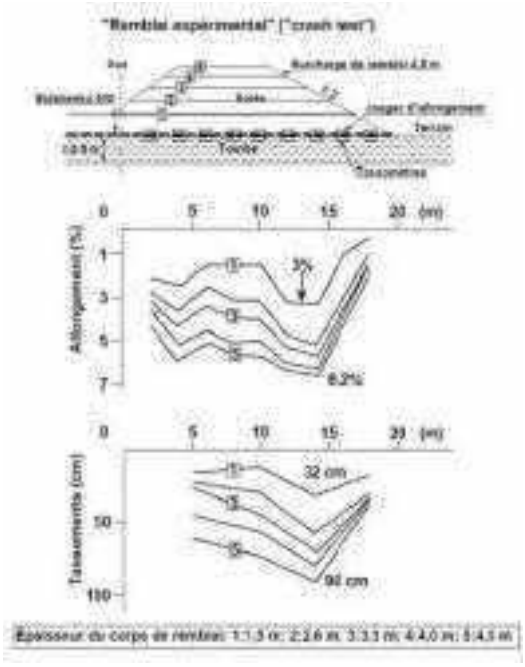


Figure 4. Tronçon test « TA » de Großenmeer : remblaiement (5 couches en 4 jours), tassements et allongements mesurés

La figure 5 présente les résultats des mesures à long terme sur le remblai « RA ». Les tassements maximaux mesurés étaient de 205 cm environ lors de l'enlèvement de la surcharge.

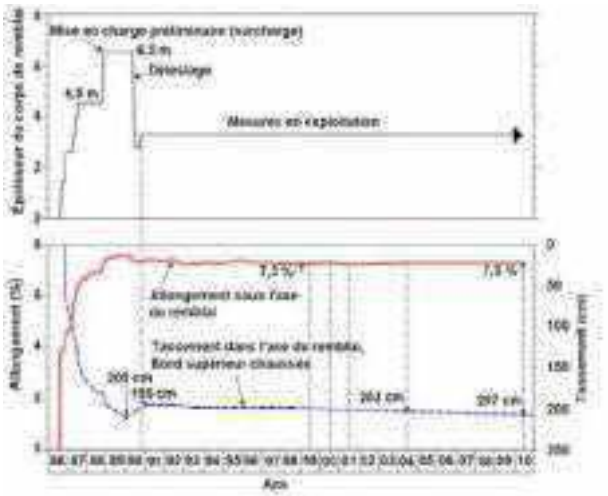


Figure 5. Tronçon de référence (« RA ») de Großenmeer : charge, tassement et allongement de l'armature sur 24 ans (1986-2010)

Le déblaiement a entraîné un rehaussement de 10 cm environ. Après la pose de la structure de chaussée définitive et vingt années de trafic, le tassement s'est accru au total de 12 cm environ. De plus amples informations sur le tronçon « RA » se trouvent dans les publications [4] [6]. Les mesures ont eu lieu sur une base annuelle jusqu'en 2001, puis elles ont été répétées en 2004, 2009 et 2010. Au total, elles s'étendent sur plus de 24 ans jusqu'à aujourd'hui. Les allongements mesurés dans le géotextile (7,3 % environ) restent quasiment constants de l'ouverture au trafic en 1990 jusqu'en 2010. Ces résultats indiquent clairement que l'armature géotextile est encore sous tension 24 ans après sa mise en œuvre.

Si l'on se base sur le comportement traction-allongement à court et long terme (isochrones) du géotextile utilisé (Stabilenka® 400), le coefficient de charge a atteint 70 % durant une phase de pic, puis il est revenu à 60 % environ jusqu'à aujourd'hui. Ces coefficients de charge sont particulièrement élevés. Il est difficile de livrer une évaluation exacte de ces résultats. La relaxation et d'autres phénomènes peuvent avoir influé sur l'état de l'armature géotextile et réduit la force de traction effective.

Les mesures effectuées sur le géotextile montrent que les allongements induits par les déformations sont conservés à long terme conformément aux conditions de mise en charge dans le système remblai/géotextile/sol support. Mais il n'est pas possible d'en tirer des conclusions sur la force de traction résiduelle dans le géotextile si on ne connaît pas son état de conservation. L'analyse des échantillons de géotextile prélevés sur le « remblai expérimental de Rübke » contribue à estimer l'ampleur de ces modifications. On suppose pour cela que les résultats de Großenmeer et du « remblai expérimental de Rübke » sont comparables.

2.2 Comportement du géotextile à long terme dans le remblai expérimental de Rübke

2.1.1 Description des fouilles et tests

En septembre 1995, soit 14 ans après la pose, des échantillons (plus de 100 m²) de géotextile Stabilenka® 200 ont été prélevés sous le remblai expérimental de Rübke avec le soutien financier du fabricant. Le géotextile était situé en dessous de la nappe souterraine en raison des tassements importants sous la surface du terrain et il était sous tension. Cette observation concorde avec les résultats des mesures d'allongement réalisées sous le remblai « RA » de Großenmeer. Des examens mécaniques et chimiques poussés ont été effectués sur les échantillons de géotextiles et en particulier sur les fils (filaments) en 1995. De nombreux facteurs ont été étudiés à cette occasion (fabrication, pose, fouille, analyse). Les examens ont été poursuivis de manière encore plus détaillée par l'Institut fédéral pour la recherche et les essais des matériaux (BAM – *Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung*) jusqu'en 2004 [3].

En 2009, soit 28 ans après l'achèvement des travaux, d'autres échantillons (60 m²) ont été prélevés selon le même protocole qu'en 1995. Les examens mécaniques et chimiques effectués sur les échantillons étaient également les mêmes qu'en 1995 [1].

2.1.2 Résultats et interprétation

En 1995, les examens mécaniques effectués sur le géotextile, en particulier sur des filaments (critère le mieux adapté à une comparaison avec les données de 1981, [1], ont donné, à l'issue du traitement statistique des données, les courbes allongement-force de traction représentées sur la figure 5. Pour évaluer et analyser les résultats des tests mécaniques, il a été pris en compte un certains nombres de paramètres susceptibles de restreindre la résistance des filaments, notamment les endommagements lors de la pose, les détériorations lors de l'extraction. L'étude a mis en évidence une perte de résistance sous tension de 1,5 % en 14 ans dans des sols saturés, soit un peu moins de 1 % sur 10 ans. Les résultats permettent de conclure à une grande résistance au vieillissement du géotextile par rapport aux facteurs environnants. Les examens chimiques (poids moléculaire, etc.) n'ont révélé que des variations mineures par rapport à l'état initial. Les examens très détaillés effectués à l'Institut fédéral pour la recherche et les essais des matériaux [3] ont débouché sur de meilleurs résultats et laissent à penser que la perte de résistance sur 14 ans est inférieure à 1 % au lieu des 1,5 % trouvés préalablement.

En 2009, les examens mécaniques effectués étaient totalement similaires à ceux de 1995. Les tests réalisés étaient au nombre de 45. Le comportement traction - allongement du matériau est illustré sur la figure 6. Le constat le plus important comparativement aux résultats de 1995 est qu'aucune diminution de la résistance à la traction et, de manière générale, aucune modification du comportement mécanique n'a été constatée durant les 14 années suivantes jusqu'en 2009. La perte de résistance enregistrée entre 1995 et 2009 est donc quasiment nulle. Comme en 1995, des tests chimiques ont été également effectués et les écarts inhérents aux essais (écarts de dispersion) semblent être plus importants que de possibles modifications liées au vieillissement.

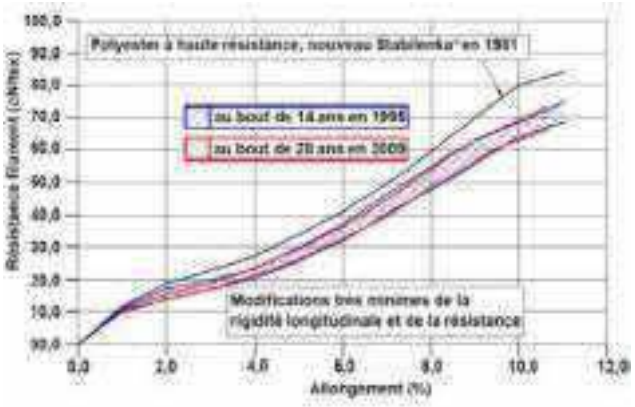


Figure 6. Remblai expérimental de Rübke, résistance des filaments au bout de 14 et 28 ans sous tension dans un sol saturé en eau

2.3 Conclusion et observations finales

Les expérimentations menées ont fait l'objet de mesures et d'observations à long terme. Les informations acquises lors de l'expérimentation du remblai de Rübke ont permis de montrer le bon comportement à long terme de l'armature géotextile (28 années), tandis que le projet Großenmeer a permis de mesurer directement l'allongement dans le géotextile sur 24 années. Au bout de 24 et 28 ans, les principales observations qui peuvent être énoncées dans le cadre des deux projets sont les suivantes :

- les calculs de stabilité selon la norme DIN 4084 (Bishop) sont suffisamment précis même pour des déformations importantes en cas de force de traction élevée et d'allongements de courte et longue durée réduits ;
- des surprises sont toujours possibles au niveau du sol support et elles peuvent entraîner par endroits des surcharges de l'armature c'est pourquoi il convient d'adopter des hypothèses conservatrices ;
- les tassements ultérieurs constatés à long terme dans le cadre de l'exploitation ne sont pas critiques d'un point de vue technique ;
- l'armature géosynthétique est encore sous tension au bout de 24 ans et continue à remplir sa « fonction » bien que la consolidation soit pratiquement achevée. C'est pour cela qu'il convient de tenir compte des caractéristiques à long terme des geosynthétiques ;
- la réduction de la résistance et des modules de traction du géotextile suite au « vieillissement » (influence de l'environnement) est comprise entre 0 % et 5 % pour une période de 100 ans sur la base des expériences recueillies au bout de 28 ans, ce qui dénote une très grande endurance.

Le procédé de renforcement des remblais de pré-chargement à la base à l'aide de géosynthétique peut être considéré comme conforme à l'état de la technique à tous égards et elle contribue de manière substantielle à la sauvegarde de l'environnement. En effet, le mouvement des terres est réduit et le seul apport de matériaux et celui qui a servi à la construction du remblai.

3. Stabilisation des pentes par massifs renforcés par des géogrilles

Les routes de montagne sont sujettes à des désordres et à des ruptures de par la géomorphologie favorable aux phénomènes de glissement des sites qu'elles traversent. Ce type d'instabilité concerne de nombreuses routes de montagne en Algérie, plus particulièrement dans l'est du pays (figure 7).



Figure 7. Talus et versant instables en montagne

La technique de renforcement par géosynthétiques s'est développée au milieu des années 70. Le premier massif de soutènement a été réalisé en 1977 dans les Alpes françaises à Prapoutel les Sept Laux (figure 8). Il s'agissait d'un ouvrage définitif dont le parement devait être recouvert de bois et 33 ans après, l'ouvrage est toujours là et le parement définitif en bois n'a jamais été mis en place.



Figure 8. Mur construit en 1977 à Prapoutel les Sept Laux (+1350 m) Alpes (Nappes de Stabilenka® 200

Cette technique contribue de manière efficace seule ou en combinaison avec d'autres techniques dans le traitement de glissement de terrain et le confortement des talus (naturels ou anthropiques).

3.1. Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Le dimensionnement de tels ouvrages est basé sur les méthodes d'équilibres limites (Bishop, Fellenius, etc). En France, il est fait référence à La norme NF P94-270 (juillet 2009), élaborée pour compléter l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), dont elle constitue la norme nationale d'application pour ce type d'ouvrage. Le document est conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels, définis dans la norme NF EN 1990 et son Annexe nationale NF P06-100-2, et respecte les exigences de la norme NF EN 1997-1 et de son Annexe nationale NF P94 251-2, applicable au calcul des ouvrages géotechniques. Il existe également la norme XP G38-064 (aout 2010), rédigée par un groupe d'experts de la commission géosynthétique du Bureau National Sols et Routes (BNSR). Elle a pour objet la justification par le calcul des talus renforcés par des nappes géosynthétiques. Sont considérés comme talus, les ouvrages dont l'inclinaison du parement est inférieure ou égale à 1H/4V au sens de la norme NF EN 14475. Pour les ouvrages dont l'inclinaison est supérieure à 1H/4V, la norme NF P94-270 s'applique. Ce second document est une norme expérimentale. Les deux normes (NF P94-270 et XP G38-064) ne s'appliquent pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2, en d'autres termes aux ouvrages courants qui ne présentent pas de risque exceptionnel et ne sont pas exposés à des conditions de terrain ou de chargement difficiles. La norme XP G38-064 permet un choix de matériaux de remblai plus large en fonction de la finalité de l'ouvrage. En plus de tenir compte de l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), les deux normes prennent en considération les nombreuses recherches concernant la durabilité des géosynthétiques et résumées dans les deux guides : ISO/TS 13434 :2008 Géosynthétiques Lignes directrices concernant la durabilité et ISO/TR 20432 :2007 : lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement des sols.

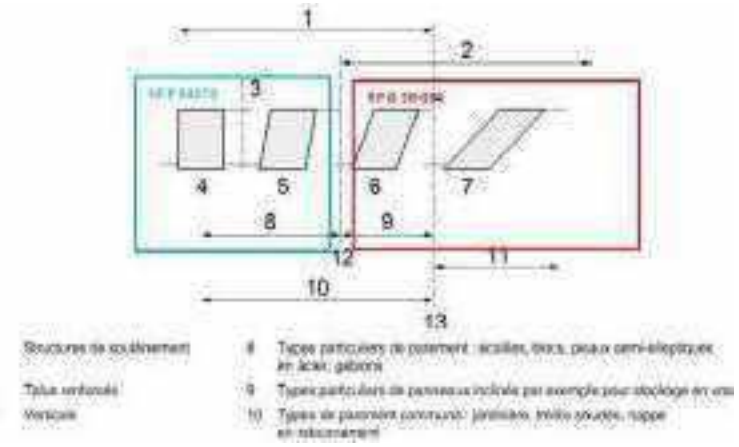


Figure 9. Types de Structure de soutènement et de parement en fonction de la face extérieure (conformément à la norme NF EN 14475)

3.2. Exemple de stabilisation d'un versant à l'aide de massif renforcé par géogrille

Il s'agit de la réhabilitation d'un tronçon de route de montagne, long de 2,9 km dans les alpes autrichiennes. La définition d'un nouveau tracé ne s'est pas faite aisément en raison des conditions géologiques et topographiques difficiles. Le recours aux méthodes conventionnelles de stabilisation (béton armé, palplanches ou murs poids) n'était pas possible à cause des difficultés du site et de l'existence de versants très abrupts par endroits et de zones de fractures. Après études et analyses approfondies des différents paramètres, le choix s'est porté sur une combinaison de deux techniques : ouvrages en sol renforcés par des géogrilles et des tirants d'ancrage. L'avantage de cette solution réside dans la flexibilité géométrique du système. Les déplacements absolus et différentiels peuvent être absorbés quasiment sans désordres et sans compromettre la stabilité et la praticabilité de l'ouvrage. Les murs de soutènement renforcés par géogrilles présentent pour la plupart une inclinaison du parement de 70° et la hauteur avoisine 28 m par endroit.

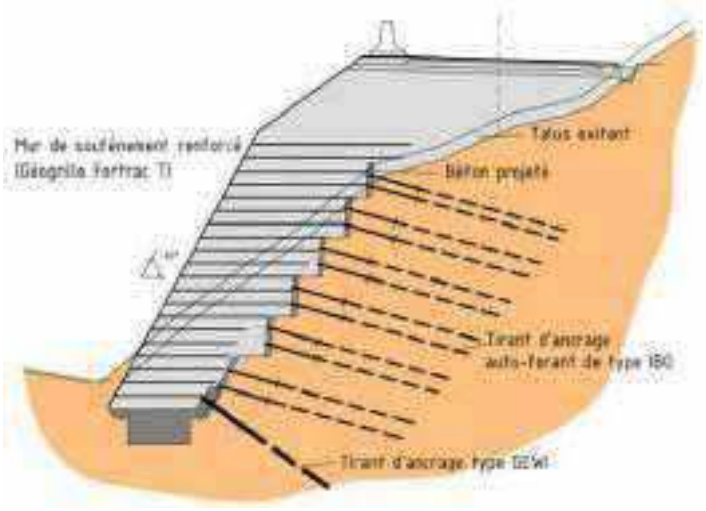


Figure 10. Schéma de principe d'une coupe transversal type

La géométrie extérieure de l'ouvrage prise comme base de calcul a été choisie en tenant compte du tracé prévu de la route et de manière à avoir un ouvrage le plus homogène possible pour le corps de la future chaussée dans la zone de la fondation. Une coupe transversale type de l'ouvrage est illustrée sur la figure 10.

La configuration topographique et géologique des lieux a constitué un défi de taille pour l'entreprise en charge des travaux. La zone du chantier était située pour une grande partie sur un terrain extrêmement pentu. Les voies de chantier aménagées étaient de largeur minimale (figure 11), avec des déclivités importantes et des virages serrés, ce qui requérait d'optimiser le transport de matériaux et de matériels. Le recours aux géogrilles Fortrac® s'est révélé un atout précieux. Les géogrilles ont été découpées, pliées et mises en palettes sur un site central conformément aux plans de pose détaillés, transportées ensuite aisément jusqu'au lieu d'intervention.



Figure 11 : voies de chantier

Avant d'entamer la construction des murs de soutènement renforcés par géogrilles, il a fallu procéder à des purges partielles des débris des versants. Cette opération est réalisée par niveaux d'excavation de 2,0 m sécurisée par une structure renforcée en béton projeté de 15 cm d'épaisseur et par des tirants d'ancrages. Dans certaines zones critiques, le recours à des barres verticales en béton nervuré de 1,0 m de profondeur et 2,50 m de large espacées de 4,0 m pour obtenir une fondation d'une portance et d'une stabilité suffisantes pour les murs de soutènement renforcés était nécessaire. Des semelles de recouvrement en béton armé ont été en outre fixées sur les barres en béton et sécurisées durablement par une nappe d'ancrage arrière à l'aide de tirants. La surface en béton a été spécialement striée de manière à obtenir une liaison sûre entre le pied en béton à ancrage arrière et la surface d'appui du mur de soutènement renforcé par géogrilles. Ensuite une couche de grave a été déposée avant d'appliquer la première nappe de géogrille. Vu que la longueur des géogrilles est réduite à la base de l'ouvrage renforcé, une attention particulière a été apportée à la liaison entre les géogrilles et le matériau de remblaiement. L'ouverture de maille des géogrilles utilisées a été adaptée au matériau de remblaiement utilisé pour ce projet et était de 70 x 70 mm.

Pour la confection du parement et le support de végétalisation, des treillis métalliques repliés, ont été utilisés. Comme les treillis métalliques n'ont pas fait l'objet de revêtement spécial et ne sont pas protégés contre la corrosion par conséquent ; ils ne peuvent pas être considérés comme des composants efficaces à long terme d'un point de vue statique. Afin que la construction absorbe durablement la pression exercée par les terres sur l'enveloppe extérieure du talus, il a été intégré des géogrilles, posées avec un rabat. Un géotextile spécial de protection a été incorporé à l'ensemble pour éviter l'érosion des particules fines et de la couche d'adhérence pour l'hydro-ensemencement (figure 12).

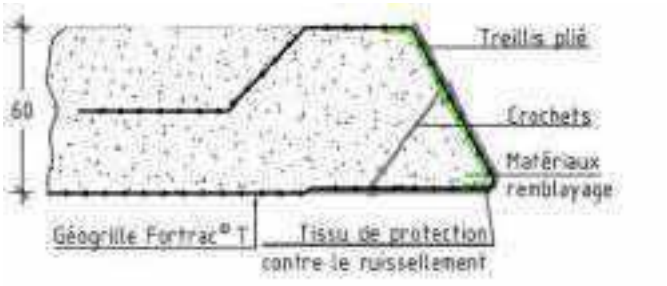


Figure 12. Schéma de principe du parement avec rabat et végétalisation

La végétalisation par hydro-ensemencement a eu lieu dès l'achèvement des talus. L'expérience a montré que cette manière de faire est à la fois sûre à long terme, pratique et peu onéreuse.

Le suivi des déformations des différents ouvrages et de l'ensemble du versant pour vérifier l'efficacité des mesures de confortement était possible grâce à la métrologie mise en place dés le début des travaux. Celle-ci comprenait un dispositif de points de mesure géodésiques à maillage fin, des inclinomètres et des capteurs de forces d'ancrage.

Le projet illustre l'efficacité des massifs renforcés par des géogrilles sur les plans technique, économique et écologique. Le comportement des géogrilles adaptées aux spécificités locales et la flexibilité d'aménagement du parement font de ce procédé une solution idéale. En plus du comportement flexible des structures, il permet une intégration optimale de l'ouvrage dans le paysage (figure 13).



Figure 13 : vues partielles de l'ouvrage renforcé par geogrilles et son intégration dans le paysage.

4. Bibliographie

[1] D. Alexiew, K.H Blume. German long-term experience with reinforced embankments on soft subsoil: performance and durability. Proc. 11th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Eng., Foz do Iguassu; 1999.

[2] D. Alexiew, K.H. Blume. Two reinforced embankments on soft soils: Experience after more than twenty years. Proc. 9th Int. Conf. on Geosynthetics, Guaruja. S. 1851-1854; 2010.

[3] BAM (Schröder H.) (2004). Abschluss-bericht, Chemische Veränderungen von Geotextilien unter Bodenkontakt, Untersuchungen von ausgegrabenen Proben, Berlin.

[4] BASt-Bericht S 44: Bürger, Blosfeld, Blume, Hillmann. 30 Jahre Erfahrungen mit Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach; 2005.

[5] K.H. Blume. Großversuch zum Tragverhalten textiler Bewehrung unter einer Dammaufstandsfläche. Straße und Autobahn, Heft 06/95 ; 1995.

[6] K.H. Blume. Long-term measurement on a road embankment reinforced with a high-strength geotextile. Proc. EuroGeo I, Maastricht, Balkema, Rotterdam, S. 237 – 244; 1996

[7] K.H. Blume, R. Hillmann. Untersuchungen an geotextilbewehrten Dämmen auf Torf. Deutsche Baugrundtagung, Berlin, DGGT, S. 481 – 494; 1996

[8] K.H. Blume, D. Alexiew D. Long-term experience with reinforced embankments on soft subsoil: Mechanical behavior and durability. Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, S. 663-668; 1998.

[9] K.H. Blume, F. Glötzl, F. Anwendung der Beobachtungsmethode am Beispiel der BAB A 26. Tagungsband Erd- und Grundbautagung der FGSV 2003, Stade.

[10] K.H. Blume, F.Glötzl, K. Lockemann. Construction of the Federal Highway A 26 in Germany: Foundation of reinforced dams in soft soils-application of the control method according to DIN 1054. Proc. EuroGeo 3, München, 2004.

[11] K.H Blume, D. Alexiew, F. Glötzl. The new federal highway (Autobahn) A26 in Germany with high geosynthetic reinforced embankments on soft soils. Proc. of the 8th Int. Conf. on Geosynthetics, Yokohama, S. 912 – 916 ; 2006.

[12] Huesker Synthetic GmbH (1990-2010). Stabilenka® – Documentation technico-commerciale.

EFFET DE LA CORRECTION GRANULOMETRIQUE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SEDIMENTS DE DRAGAGE

BOURABAH Maghnia Asmahane[1,2], SERBAH Boumediene[1,2], ABOU-BEKR Nabil[1,2] & TAIBI Said[3,4]

mbourabah2000@yahoo.fr

[1] *Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement (EOLE), Algérie*

[2] *Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie*

[3] *Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), UMR 6294 CNRS, France*

[4] *Faculté des Sciences et Techniques, Le Havre, France*

Résumé. *En Algérie, le phénomène de l'envasement touche l'ensemble des barrages où plus de 32.10^6 m^3 de sédiments se déposent chaque année au fond de ces retenues. Dans ce contexte, la gestion des sédiments dragués s'oriente vers la valorisation plutôt que le dépôt dans des sites de stockage respectant les critères techniques, environnementaux et économiques. Dans notre étude, une bonne compréhension du comportement mécanique de ces matériaux dans les travaux routiers permettra une meilleure utilisation de cette ressource naturelle. Cette étude détaillée a été menée sur deux sédiments de dragage provenant de deux retenues de l'ouest algérien (Barrages de Cheurfas et Bakhadda) où une série d'analyses a été effectuée en vue de présenter leurs propriétés physico-chimiques et mécaniques. Nous montrons dans cette étude l'influence d'ajout de matériau granulaire en tant que correcteur à la fois granulométrique et mécanique permettant d'améliorer ces paramètres d'état géotechniques, ces caractéristiques optimales de densification ainsi que la portance du matériau.*

Mots clés **:** *sédiments de dragage, sable de dragage, valorisation, technique routière, traitement, portance.*

Abstract: *In Algeria, the phenomenon of siltation affects all of the dams where more than 32.10^6 m^3 of sediment are deposited each year at the bottom of these deductions. In this context, the management of dredged sediments is moving towards upgrading rather than deposit in storage sites within the technical, environmental and economic criteria. In our study, a good understanding of the mechanical behaviour of materials in the road work will allow a better use of this natural resource. This detailed study was conducted on two sediment dredging from two deductions of the Algerian West (dam of Cheurfas and Bakhadda) where a series of analyses was carried out to submit their physico-chemical and mechanical properties. We show in this study the influence of addition of granular material as both particle size and mechanical corrector for improving these parameters of geotechnical State, these optimal characteristics of densification and capacity of the material.*

Keywords: *dredging sediments, dredging sand, valorization, road engineering, treatment, bearing capacity.*

1. Introduction

Tous les barrages du monde sont exposés au phénomène de la sédimentation, mais avec des vitesses qui diffèrent d'une région à l'autre. Ce phénomène a été largement signalé aux Etats-Unis, en Russie, à Taiwan, en Iran, en France, au Soudan et en Afrique du nord.

Dans cette dernière région, près de 122 millions de m^3 de sédiments se déposent annuellement au fond de 230 barrages totalisant une capacité de 23 milliards de m^3, avec par ordre d'importance décroissante : le Maroc avec 65 10^6 m^3, l'Algérie avec 32 10^{6}m^3 et la Tunisie avec 25 10^{6}m^3 [14]. Le taux d'érosion spécifique a été évalué à 180 millions de tonnes de sédiments arrachés annuellement au niveau des bassins versants du Nord algérien [15]. Une partie de cette masse se dépose dans les 57 grands barrages de l'Algérie où le volume de sédiments estimé en 2006 était de 1,1 milliards de m^3, soit un taux de comblement de 17% [10].

L'Algérie perd ainsi un volume de stockage d'eau annuel de 32 millions de m^3 sur un volume de 5.2 milliards de m^3 des grandes retenues en exploitation [13] dont une quinzaine de ces barrages sont gravement menacés

par ce phénomène d'envasement [9]. Ces quantités de matériaux sédimentés proviennent de l'accélération de l'érosion des bassins versants due aux conditions physiques, géomorphologiques, hydro climatiques et socio-économiques favorables.

Divers moyens techniques de lutte contre ce phénomène de sédimentation ont été utilisés par les services d'hydraulique depuis plus d'un siècle, à savoir l'aménagement des bassins versants et des cours d'eau, l'évacuation des sédiments par les vannes de fond, le soutirage des courants de densité, la surélévation et le dragage des barrages [14]. Un nombre important de barrages a été récupéré dont la durée de vie se trouve prolongée de plusieurs années. Cependant les quantités de sédiments évacués par les opérations de dragage et mises à l'aval de l'ouvrage peuvent conduire à long terme à la pollution du milieu rural. Pour cela, la récupération et la réutilisation de ce sédiment devraient permettre à moyen terme la valorisation de ce sédiment de dragage dans le domaine du Génie Civil et travaux publics (Techniques routières, fabrication de briques et coulis de comblement de réseaux, etc.)

Pour une valorisation en technique routière, objet de cet article, la méthodologie utilisée est divisée en deux phases :

– La phase de caractérisation du sédiment : Cette étape permet d'identifier les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques du sédiment à son état naturel et d'évaluer leur impact sur l'environnement.

– La phase de formulation : Les différentes formulations constituées seront proposées pour une utilisation en couche d'assise de chaussée (couche de fondation et couche de base) [7], [8].

L'objectif de cette étude consiste à établir un matériau routier à partir de sédiments dragués susceptible d'être employé pour la réalisation d'une couche de chaussée. Pour cela, l'introduction d'un sol pulvérulent et des liants comme correcteurs granulométriques permet pour ces matériaux fins, généralement sensibles à l'eau, la création de liens entre les particules. L'effet de l'addition en proportions de ces matériaux, dans les mélanges à base de sédiments a porté sur l'évolution de la distribution granulométrique, sur les paramètres physico-chimiques et sur la densification et la portance. Ces paramètres qui pourront nous orienter sur l'état de la circulation sur ces couches de structure routière en présence de sédiments.

2. Présentation des deux sites d'étude

Les deux retenues étudiées du nord-ouest algérien sont (Figure 1) :

- Le barrage Cheurfas situé à une quinzaine de kilomètres en amont de la ville de Sig (wilaya de Mascara). Il a été mis en exploitation en 1992 et est destiné à l'irrigation des terres agricoles voisines ainsi qu'à l'alimentation du périmètre de Sig. Ce barrage coupant l'oued El Mebtouh, est destiné à régulariser 45 millions de m^3 d'eau. L'ouvrage est construit sur les vestiges de l'ancien barrage emporté en 1927 [11]. Son bassin fluvial principal présente une superficie totale estimée à 4190 km^2.

- Le barrage Bakhadda localisé sur le cours supérieur de la Mina, affluent l'oued Chélif à proximité du village de Machraa_SFA à 25 km de l'ouest de la wilaya de Tiaret. Ce barrage est l'un des premiers barrages en enrochements construit en Algérie [18]. Il a été mis en exploitation en 1936 et est destiné à l'irrigation de la plaine de Relizane et AEP de la wilaya de Tiaret. Ce barrage est destiné à régulariser 50 millions de m^3 d'eau. Son bassin versant est Oued Mina qui s'étend sur une superficie totale estimée à 5000 km^2.



Figure 1. Vue Globale des deux retenues Cheurfas et Bakhadda

3. Caractérisation physico-chimique des deux sites d'étude

Des prélèvements en surface ont été effectué sur la zone du coté aval où les sédiments dragués se trouvent accumulés en quantités remarquables pour les deux sites d'étude (Figure 2).





Figure 2. Zone d'accumulation des deux sédiments dragués sur l'aval des retenues de Cheurfas et Bakhadda

Les caractéristiques physico-chimiques des deux sols d'étude sont présentées dans les tableaux 1 et 2 [2], [18].

Tableau 1. Distribution granulométrique des deux sédiments d'étude.

	Sable [%]	Limon [%]	Argile [%]	Cu	Cc
Sédiment de Cheurfas	4	43	53	2,89	0,84
Sédiment de Bakhadda	9	77	14	2,20	0,98

Tableau 2. Paramètres physico-chimiques des deux sédiments d'étude.

Sédiments étudiés	Paramètres physiques									
	w_n [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_R [%]	I_p [%]	I_L [%]	Ic [%]	I_R [%]	γs [kN/m^3]	Ac
Cheurfas	96	62	36	9	26	2.31	-1.31	53	26.7	0.5
Bakhadda	86	62	31	12	31	1.79	-0.79	50	26.6	0.34
	Paramètres chimiques									
	VBS		S.S.T [m^2/g]		$CaCO_3$ [%]		M.O [%]		PH	
Cheurfas	3.22		68		12.5		6.5		7.92	
Bakhadda	6.33		133		20		4.5		11	

Ces résultats indiquent que la fraction granulométrique fine des deux sédiments d'étude est dominante et représente près de 90% (argile et limon), tandis que la présence des particules sableuses est minime. Le calcul des coefficients d'uniformité, ($C_u = d_{60}/d_{10}$) et de courbure, ($Cc = d_{30}^2/ (d_{10}\ d_{60})$) montre une granulométrie serrée et mal graduée des deux sédiments. Selon la classification LPC-USCS [12], ces deux matériaux sont classés dans la catégorie des sols organiques très plastiques Ot(OH). D'autre part, on constate une teneur en eau naturelle très élevée (w_n) pour les deux types de sédiments, mais qui demeure caractéristique d'un sédiment de dragage [2], [1], [17], [5]. Ces deux sédiments naturels sont également caractérisés par une plasticité et un potentiel de gonflement élevés. C'est une conséquence de leur finesse et de leurs teneurs élevées en matières organiques (%MO > 3 %).

En s'appuyant sur les valeurs des données géotechniques (Dmax ≤ 50mm et tamisât à 80µm > 35%) et dans le cadre de la valorisation en technique routière, le classement des deux sédiments de Cheurfas et Bakhadda selon le guide GTR de la norme NF-P11-300 [7] permet de placer ces deux matériaux, dans un premier temps, en classe F, classe correspondant aux matériaux naturels renfermant de la matière organique. Ces deux matériaux se repositionnent en classe A suivant ce même guide (Figure 3) désignée par la classe des sols fins. La sous-classe déterminée par les analyses granulométriques, la valeur au bleu (VBS) et les limites d'Atterberg (I_p) orientent ces deux matériaux vers la classe A2 pour le sédiment de Cheurfas et la classe A3 pour le sédiment de Bakhadda. Dans ces conditions, l'utilisation de ces sédiments dans les structures routières demande un traitement préalable afin de répondre aux exigences de comportements demandés [2].

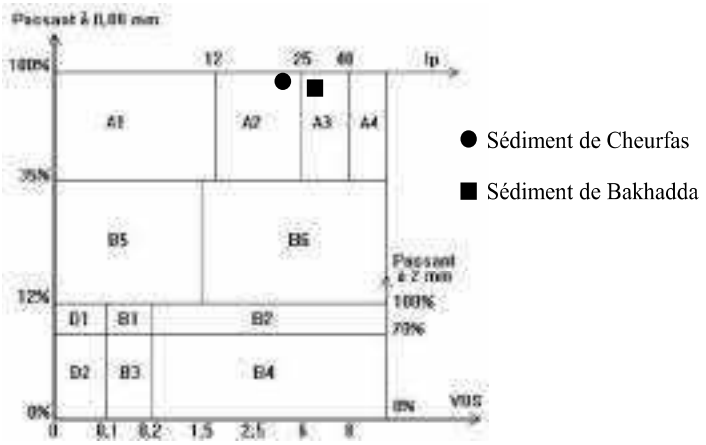


Figure 3. Classification des sédiments de Cheurfas et Bakhadda selon le guide GTR [7]

4. Correction granulométrique des deux sédiments

Les sédiments ont une composition structurelle complexe et peuvent être considérés comme un matériau évolutif [5]. En effet, la présence de matières organiques (6.5%) pour le sédiment de Cheurfas, entraîne un comportement plastique et compressible. Les essais physico-chimiques et géotechniques effectués sur les sédiments de Cheurfas naturels et traités (Tableaux 3 et 4) démontrent bien une activité organique fortement influente sur l'ensemble de la matrice sédimentaire [3].

Ainsi, tant qu'aucun traitement particulier, simple ou complexe, ne sera réalisé sur ces sédiments pour détruire les matières organiques, celles-ci pourront toujours agir dans la structure du matériau.

Tableau 3. Influence de la matière organique sur la distribution granulométrique du sédiment de Cheurfas [3]

	Sable [%]	Limon [%]	Argile [%]
Sédiment Cheurfas Naturel	4	43	53
Sédiment Cheurfas Calciné	21	44	35

Tableau 4. Influence de la matière organique sur les paramètres physico-chimiques et géotechniques du sédiment de Cheurfas [3]

Sédiment Cheurfas	w_L [%]	w_P [%]	w_R [%]	I_p [%]	I_R [%]	VBS	S.S.T [m²/g]	Ac
Naturel	62	36	9	26	53	3.22	68	0.5
Calciné	39	32	25	7	14	1.37	29	0.2

4.1. Granulométrie du squelette recherché

Pour être utilisé en tant que couche de structure de chaussée, un matériau à distribution granulométrique étalée est conseillé [1], [6]. À cet effet, la granulométrie et la teneur en matières organiques sont les facteurs les plus importants à prendre en compte pour la valorisation des sédiments de dragage en technique routière. Il est nécessaire de pouvoir gérer leurs effets sur l'obtention d'un matériau durable sur le plan mécanique et environnemental, en s'appuyant sur la démarche suivie dans cette étude, qui consiste, principalement, à ne pas employer de traitements lourds et coûteux.

Pour cela, les sédiments étudiés ont été mélangés à d'autres composants granulaires dans des proportions intéressantes sur le plan économique, qui permettent une application facile à l'échelle industrielle et une réduction intéressante de la teneur en eau et de la proportion de matières organiques [2], [18], [20], [16], [6].

L'ajout de liants hydrauliques et aériens, pour l'obtention du matériau routier final, va aussi permettre, de diminuer la teneur en eau, par les phénomènes d'hydratation et d'apport de matières sèches [4], [19]. La méthodologie de traitement est constituée de deux étapes :

– Correction de la courbe granulométrique des sédiments naturels par ajout d'une fraction granulaire.

– Amélioration des caractéristiques mécaniques par traitement aux liants hydrauliques et aériens.

4.2. Influence de l'ajout d'une fraction granulaire

4.2.1. Effet sur la granulométrie et les caractéristiques physico-chimiques

L'ajout granulaire choisi dans cette étude, consiste en deux types de sable :

- Un sable de carrière (0/4)mm ajouté au sédiment de Cheurfas, comportant 3% d'éléments inférieurs à 80µm et 47% de sable grossier. C'est un sable propre bien gradué selon la classification LCPC.

- Un sable de dragage ajouté au sédiment de Bakhadda comportant un grand pourcentage de sable (85%) permettant de classifier ce sol en un sable limoneux selon la classification LCPC.

Le tableau 5 présente les deux types de formulations adoptées par utilisation de la méthode des plans d'expérience [2]. Les caractéristiques physico-chimiques et géotechniques des formulations étudiées pour les deux sédiments d'étude sont résumées sur les tableaux 6 et 7 ci-dessous.

Tableau 5. Formulations des mélanges étudiés

Formulations	Sédiment de Cheurfas [%]	Sédiment de Bakhadda [%]	Sable de carrière (0/4) [%]	Sable de dragage [%]	Notation
Formulation 1	30%	---	70	---	30% VC + 70% SC
Formulation 2	---	50	---	50	50% VB + 50% SD

Tableau 6. Influence d'ajout de sable sur la granulométrie des deux mélanges

Formulations	% > 63µm		% < 63µm		Cu	Cc
	Gravier [%]	Sable [%]	Limon [%]	Argile [%]		
Formulation 1	---	57	18	25	243	2.72
Formulation 2	14	42	28	16	28	1.12

Tableau 7. Influence d'ajout de sable sur les caractéristiques physico-chimiques des deux mélanges

Formulations	γs [kN/m^3]	M.O [%]	Wl [%]	Wp [%]	W_R [%]	Ip [%]	I_R [%]	Ac
Formulation 1	26.9	4.45	41	21	14	20	27	0.8
Formulation 2	26.4	4.02	41	30	28	11	13	0.7

On remarque que les valeurs des coefficients d'uniformité sont largement supérieures à la valeur référence de 6 satisfaisant la granulométrie étalée des mélanges. Selon les résultats des analyses granulométriques et des limites de liquidité et de plasticité, les mélanges de formulations obtenus sont classés selon le guide GTR [7] en classe A2 pour la formulation 1 et en classe A1 pour la formulation 2.

Il est dit, alors, que « la proposition de fines et la faible plasticité des formulations rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A », c'est-à-dire « des sols qui changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque la teneur en eau naturelle est proche de la teneur en eau de l'optimum Proctor » [1].

4.2.2. Effet sur la densification et la portance

Une compagne d'essais de compactage-portance a été effectuée sur les deux formulations de mélanges étudiés, à différents proportions, permettant de mettre en avant la variation des paramètres de compacité (γdmax) et de portance (IPI).

La figure 4 indique l'apport de la correction granulométrique sur les paramètres de l'Optimum Proctor Modifié ainsi que sur la portance réalisés sur les deux types de sédiments naturels. Le tableau 8 regroupe les valeurs de l'OPM correspondant chaque formulation.

Tableau 8. Effets d'ajout d'un sable granulaire sur les paramètres de l'Optimum Proctor Modifié et de portance

	w_{OPM} [%]	γdmax [kN/m^3]	IPI_{OPM}	$IPI_{95\%d'OPM}$
Sédiment de Cheurfas (VC)	23.3	15.54	14	27
Sédiment de Bakhadda (VB)	23	19	16	30
Formulation 1	13.26	19.41	20	28
Formulation 2	26	17.4	40	36

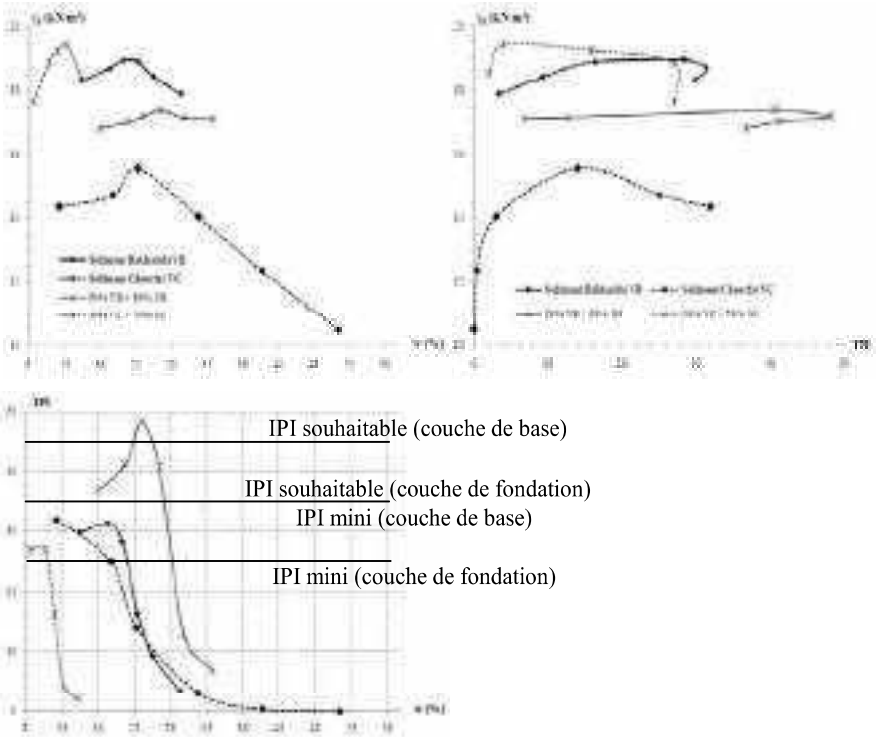


Figure 4. Variation de la compacité et la portance en fonction de la teneur en eau à l'OPM pour les deux sédiments traités au sable granulaire

On remarque, que plus un mélange contient de sédiments, plus la teneur en eau optimale est importante, et donc moins la portance correspondante est élevée. L'utilisation de ces sédiments naturels sans traitement ne peut être envisagée en technique routière. La formulation 1 adoptée qui est le traitement sur le sédiment naturel de Cheurfas (VC) par 70 % de sable de carrière (SC) a montré que :

– La teneur en eau optimale a clairement diminué par ajout du sable (0/4) mm sur le sédiment (VC) ;

– La densité maximale du matériau s'est nettement améliorée, ce qui caractérise une bonne compacité où on a obtenu une augmentation moyenne de γdmax de l'ordre de 26 % ;

– La portance à l'OPM est faible (IPI < 35) avec une variation brutale de cet indice où une petite variation de teneur en eau, entraîne des perturbations en terme de portance et donc risque d'apparition de l'effet dit de « Matelassage » Ceci peut être attribué à l'emprisonnement de bulles d'air occluses générant une compressibilité réversible du fluide interstitiel.

Le traitement du sédiment par un sable de dragage (SD) permet de constater en particulier une amélioration notable dans la portance (une augmentation moyenne de 80%) par rapport au sédiment naturel de Bakhadda. Les sédiments, comme les mélanges sont donc sensibles à l'eau et leur emploi sans liants risque d'être préjudiciable pour la durabilité de la chaussée. Cette sensibilité est liée à la présence de matières organiques, qui par rétention de l'eau, accroissent les phénomènes.

4.3. Influence de l'ajout de liants

Le traitement aux liants consiste en l'ajout de liant hydraulique seul (type ciment) ou de liant aérien seul (type chaux) ou une combinaison de ces deux liants. Cet ajout de liants s'effectue sur le sédiment corrigé et non corrigé d'une fraction granulaire de sable. Le ciment utilisé est un ciment portland composé CPJ CEM II/A 42.5 et la chaux est une chaux vive 0/2 mm. Les formulations étudiées sont représentées sur le tableau 9 suivant :

Tableau 9. Proportions des sables et liants ajoutés sur les sédiments d'étude

Formulations	Sédiment de Cheurfas [%]	Sédiment de Bakhadda [%]	Sable de carrière (0/4) [%]	Chaux (0/2) mm [%]	Ciment [%]	Notation
Formulation 3	30	---	67	3	0	30% VC + 67% SC + 3% Ch
Formulation 4	30	---	64	0	6	30% VC + 64% SC + 6% Ci
Formulation 5	30	---	61	3	6	30% VC + 61% SC + 3% Ch + 6% Ci
Formulation 6	---	94	---	0	6	94% VB + 6% Ci
Formulation 7	---	97	---	3	0	97% VB + 3% Ch
Formulation 8	---	91	---	3	6	91% VB + 3% Ch + 6% Ci

Les essais de densification-portance effectués sur les sédiments traités aux liants hydrauliques et aériens sont représentés sur la figure 5. Les tableaux 10 et 11 regroupent les valeurs des caractéristiques géotechniques (granulométriques, physico-chimiques et les valeurs à l'OPM) correspondant à chaque formulation.

Tableau 10. Influence des liants hydrauliques et aériens sur les caractéristiques physico-chimiques des composants de formulations étudiées.

Formulations de mélanges	30 % VC + 67 % SC + 3 % Ch	30 % VC + 64 % SC + 6 % Ci	30 % SN + 61 % SC + 6 % Ci + 3 % Ch	94 % VB + 6 % Ci	97 % VB + 3 % Ch	91 % VB + 6 % Ci + 3% Ch
γs [kN/m^3]	26.79	27.95	27.23	26.60	26.50	26.45
M.O [%]	3.55	4.56	3.25	3.05	2.95	2.18
w_L [%]	32	42	48	59	64	61
w_P [%]	23	33	40	43	52	47
w_R [%]	25	33	38	34	37	33
Ip [%]	9	9	8	16	12	14
I_R [%]	7	9	10	25	27	28
Ac	0.75	0.75	2.67	0.89	0.40	1.40
Cu	127	34	71	5	3.2	4
Cc	6.6	0.43	5	0.51	0.91	0.67

Tableau 11. Influence des liants hydrauliques et aériens sur les valeurs de l'Optimum Proctor Modifié des formulations étudiées

N°	Formulations de mélanges	w_{OPM} [%]	γd_{OPM} [kN/m^3]	IPI_{OPM}
3	30 % SN + 67 % sable + 3 % chaux	13.35	18.82	34
4	30 % SN + 64 % sable + 6 % ciment	13.28	18.83	30
5	30 % SN + 61 % sable + 6 % ciment + 3 % chaux	13.94	18.91	28
6	94 % VB + 6 % Ci	20	19.20	36
7	97 % VB + 3 % Ch	25	17.70	34
8	91 % VB + 6 % Ci + 3% Ch	24	18.20	38

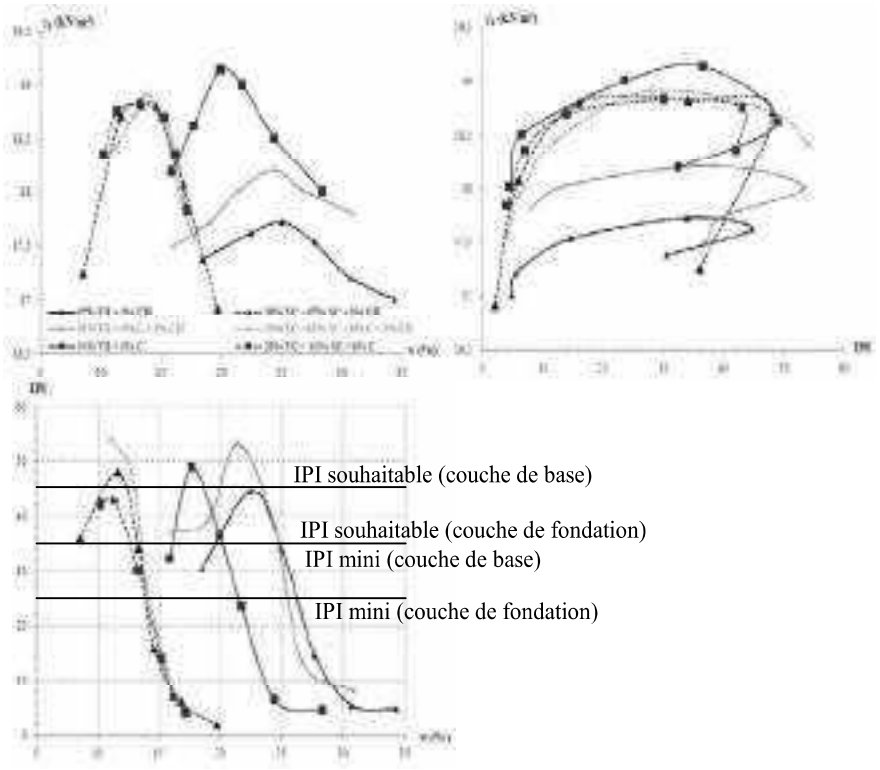


Figure 5. Variation de l'Optimum Proctor Modifié pour les sédiments corrigés d'un sable granulaire et traités de liants

4.3.1. Influence des liants sur les formulations à base de sédiments naturels à granulométrie corrigée

L'apport de liants hydrauliques et aériens sur le sédiment de Cheurfas corrigé d'un sable de carrière a permis d'établir les constatations suivantes :

– La granulométrie étalée pour les trois formulations (3, 4 et 5) reste conservée après ajout de liants ou les valeurs des coefficients d'uniformité (Cu) sont largement supérieures à la valeur référence de 6 [12]. Par contre, les valeurs des coefficients de courbure (Cc) sont en deçà des valeurs recommandées ($1 < Cc < 3$).

– L'ajout de liants hydrauliques et aériens réduit la teneur en matières organiques d'une moyenne de 15% par rapport aux sédiments traités de sable.

– Une légère diminution de la densité sèche maximale (γd_{OPM}) (variation de l'ordre de 3%) pour les trois formulations traitées aux liants par rapport au traitement par ajout de matériau granulaire pulvérulent. Ces valeurs de densité restent très proches de 19 kN/m^3, indiquant un niveau de compacité acceptable.

– La teneur en eau optimale (w_{OPM}) augmente en pourcentage d'environ deux points, lorsque le sédiment est traité aux liants. Cependant cette valeur reste relativement constante quelque soit la combinaison de liants ajoutés. On pourra attribuer cet état suivant les classes granulaires obtenues qui nous permettent de considérer ces formulations comme des sables insensible à l'eau étant donné leur fraction granulométrique élevée. Ceci a conduit à un léger aplatissement des courbes (w, γ_d) au voisinage de l'OPM en particulier pour les matériaux traités avec du ciment, ce qui constitue une diminution de la sensibilité à l'eau.

– Le sédiment de Cheurfas corrigé et traité aux liants présente une valeur à 95-98 % de l'OPM proche de 35 pour une utilisation comme couche de fondation et de 45 pour utilisation comme couche de base en particulier pour le sédiment traité à la chaux vive seule ou combinée.

4.3.2. Influence des liants sur les formulations à base de sédiments naturels à granulométrie non corrigée

Le traitement du sédiment naturel de Bakhadda par ajout de liants seuls ou combinés a permis de constater que :

– La distribution granulométrique des formulations de mélanges présente une granularité moyenne très proche de celle obtenue pour le sédiment naturel non traité. Ceci conduit à dire que l'ajout de liants n'influe pas sur la granularité des mélanges.

– La plasticité diminue fortement après traitement par ajout de liants ; ceci est attribué à la floculation des particules. Cette floculation qui se traduit d'une part par une élévation importante de la limite de plasticité sans modification significative de sa limite de liquidité et d'autre part la diminution de la fraction organique qui conduira par la suite à une réduction notable de son pourcentage de retrait-gonflement.

– L'ajout de liants n'influe pas sur la compacité du sédiment non corrigé en le comparant au sédiment naturel. Cependant, la portance se trouve nettement améliorée ou l'indice de portance immédiate (IPI) est supérieur à 35 permettant de garantir la circulation des engins sur cette couche de structure routière.

5. Conclusion

La démarche de traitement envisagée dans cette étude, s'appuie sur des choix de préparation et de formulations simples, facilitant l'utilisation des sédiments de dragage de barrage de l'ouest algérien en technique routière.

Ces types de sols à granulométrie serrée fine ont mis en évidence une teneur en eau naturelle importante et une présence de matières organiques remarquables. Cette teneur en M.O influence les comportements physique et mécanique de ces matériaux.

L'analyse des résultats des essais physico-chimique et mécaniques obtenu sur les formulations de mélanges étudiés est encourageante quand à la gestion de ces sédiments de dragage où une correction granulométrique a été bien observée suivi d'une amélioration de la densité sèche maximale obtenue en substituant ces sédiments à un matériau granulaire pulvérulent. Les teneurs en eau optimales obtenues se trouvent relativement réduites et la teneur en matières organiques n'influe pas sur la compacité du matériau, par contre elle agit défavorablement sur la portance de celui-ci.

L'ajout de la chaux vive comme type de liants aériens dans ces mélanges de sédiments nous a permis de remarquer que leur influence agit sur la plasticité du matériau qui diminue nettement et en grande partie sur ces paramètres de portance qui se trouve nettement améliorée, ce qui indiquera une bonne prise hydraulique.

6. Références bibliographiques

[1] N. Abriak, "*Améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP*", Guide Technique Régional Relatif à la méthodologie de gestion des sédiments de dragage portuaire, Démarche PREDIS Nord Pas de Calais, Groupe de travail n°5, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai, 2007.

[2] M.A. Bourabah, "*Comportement mécanique des sols fins. Application à la valorisation des sédiments de barrages en technique routière*". Thèse de Doctorat, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2012.

[3] M.A. Bourabah, S. Taibi, N. Abou-Bekr, "*Valorisation des sédiments de dragage de barrages algérien-Cas du barrage de Cheurfas*", Publication dans le numéro spécial « Sédiments » de la European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE), Volume 15-No. 2/2011 127-304. DOI : 10.3166/EJECE.15.179-196©2011 Lavoisier, Paris

[4] M., Boutouil, "*Traitement des vases de dragage par solidification/stabilisation à base de ciment et additifs*". Thèse de doctorat de l'Université du Havre, 245 p, 1998.

[5] D., Colin, "*Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière*". Thèse de doctorat de l'université de Caen. Octobre 2003. 147 p.

[6] V. Dubois, "*Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins-Valorisation en technique routière*". Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai, 2006.

[7] GTR, "*Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme*", fascicules 1, principes généraux, 100p, LCPC-SETRA, 2000.

[8] GTS, "*Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques en remblai et en couche de forme*", Guide technique, 240p, 2000, LCPC-SETRA.

[9] W., Hallouche, B., Remini, "*Le dragage des retenues de barrages : quelques exemples algériens*", *la houille blanche*, n°5, 2004, p. 95-100.

[10] W., Hallouche, "*Prévision du transport solide et sédimentation des barrages*", Thèse de doctorat, Université de Biskra, Algérie, 105p, 2007.

[11] Z. Labiod, T. Benamra, H.K. Benrahou, M. Rabah, "*Auscultation des barrages en Algérie*", Séminaire National de Génie Civil SNGC'01, Sidi Bel Abbès, 13-14 mai 2001, Algérie.

[12] J.P. Magnan, "*Cours de mécanique des sols et des roches*", Volume 1, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1998.

[13] B. Mekerta, A. Semcha, F. Rahmani, J.P. Troalen, "*Erosion spécifique et caractérisation de la résistance au cisaillement des sédiments du barrage de Fergoug*", Xème Journées Nationales Génie Côtier-Génie Civil, Sophia Antipolis, 14-16 Octobre 2008.

[14] B. Remini, J.M. Avenard, A. Kettab, "*Envasement des barrages*", les éditions CEDOC 2003.

[15] B. Remini, W. Hallouche, B. Achour, "*L'Algérie : Plus d'un siècle de désenvasement des barrages*", Partie II, Les eaux douces et de surface, chapitre 8, 2007.

[16] P-Y. Scordia, "*Caractérisation et valorisation de sédiments fluviaux pollués et traités dans les matériaux routiers*". Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, 2008.

[17] A. Semcha, "*Etude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement de barrage et leur valorisation*". Thèse de doctorat d'état de l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie, 2005.

[18] B. Serbah, "*Etude et valorisation des sédiments de dragage du barrage Bakhadda Tiaret*". Thèse de magister en Génie Civil, Faculté de Technologie, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2011.

[19] H. Sfar Felfoul, L. Rahali, M.A. Mahmoudi, S. Chedly, "*Traitement des sols à la chaux et au ciment en technique routière tunisienne : présentation d'un exemple*", Séminaire International de Géomatériaux, M'sila, 10-11 mars 2003, Algérie, p. 55-66.

[20] N.T. Tran, "*Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière*". Thèse de doctorat de l'Université d'Artois, 2009.

TRAITEMENT ET VALORISATION DES BOUES DE DRAGAGE ISSUES DU BARRAGE DE FERGOUG ET LEUR UTILISATION EN TECHNIQUE ROUTIERE

BENAISSA Assia [1], ZEHOUR Aloui [2], SEBAIBI Yahia [3]

assia.benaiss@gmail.com

[1, 2,3] *Université de Djilali Liabes de Sidi Bel Abbés, département de Génie Civil*

Résumé : *En Algérie, les déchets sont souvent stockés dans des conditions qui ne répondent pas aux normes. Aujourd'hui et plus que jamais, il faut mettre en place une gestion écologiquement rationnelle des déchets. La valorisation des déchets dans notre pays enregistre un retard considérable en raison de l'absence d'une politique favorable au développement d'une gérance des déchets. Pour cela, plusieurs chercheurs ont orienté leurs études sur l'amélioration des performances mécaniques des boues de dragage par traitement aux liants hydrauliques, afin de généraliser leurs utilisations dans le domaine routier. Notre étude s'inscrit dans le contexte de la valorisation des sédiments de dragage du barrage de Fergoug que l'on retrouve en quantité considérable, qui sont appelées communément vases et sont constituées de phases minérale, organique et liquide. Cette sédimentation pose de très nombreux problèmes pour l'environnement et le stockage de l'eau. Traditionnellement le génie civil est une voie de recyclage de ce genre de matériaux. Pour ce faire, l'étude se déroule en plusieurs étapes ; en premier, la caractérisation complète des sédiments à la fois chimique et minéralogique et en second, les investigations réalisées au laboratoire sur la stabilisation mécanique, par compactage des sédiments à l'état naturel et traitement chimique avec différents dosages en chaux et en ciment en fonction du temps de maturation.*

Mots-Clefs *: vase, sédiment, application routière, traitement, liant, comportement mécanique.*

Abstract: *In Algeria, the waste is often stored in conditions that do not meet standards. Today more than ever, we must implement an environmentally sound management of wastes. Recovery of waste in our country has a considerable delay due to the absence of a policy favorable to the development of waste management. For this, several researchers have focused their studies on improving the mechanical performance of dredging by treatment with hydraulic binders, in order to generalize their uses in the road. Our study fits into the context of the valuation of dredged sediment dam Fergoug found in considerable quantities, which are commonly known and vases are made of mineral phases, organic and liquid. This sedimentation poses numerous problems for the environment and water storage. Traditionally civil engineering is a way of recycling such materials. To do this, the study takes place in several stages; first, the complete characterization of the sediments both chemical and mineralogical and secondly, the investigations conducted in the laboratory of mechanical stabilization, compacting sediments naturally and chemical treatment with different doses of lime and cement as a function of aging time.*

Key words: *mud, sediment, road application, processing, linking, mechanical behavior*

1. Introduction

Les retenues de barrages sont exposées à une perte de capacité de stockage d'eau due au phénomène d'envasement. Cette particularité peut s'exprimer par l'alluvionnement des retenues et l'entraînement des particules transportées par les cours d'eau. L'envasement des retenues est un état critique qui produit la diminution de la capacité de stockage des barrages. Il est la conséquence naturelle de la dégradation des bassins versants. Ce problème est très actif dans les pays à climat aride ou semi-aride.

L'Algérie se caractérise par un climat semi aride, qui perd annuellement un volume de stockage de l'eau de l'ordre de 32 millions de m3 sur un volume de 5,2 milliards de m3 des 114 barrages en exploitation [5]. Un des barrages envasés en Algérie qui fait l'objet de notre étude est le barrage de Fergoug qui est situé au nord-ouest de l'Algérie. Les terrains vulnérables de formations géologiques marneuses de cette région sont soumis à une érosion accélérée.

L'envasement des retenues est lié directement aux phénomènes de *l'érosion*. Les processus de la dégradation des terres ont pris des dimensions inquiétantes pour la gestion durable de l'environnement, plus de 16 % des terres cultivables ont été dégradées par l'érosion hydrique (55%) et éolienne (28%), [6].

Les conditions physiques, géomorphologiques, hydroclimatiques et socioéconomiques sont tous des facteurs qui favorisent le déclanchement et l'accélération du phénomène d'érosion [8].

2. Gestion des Boues de Dragage

Une bonne gestion des déchets de dragage nécessite à trouver la meilleure solution à moindre coût en tenant compte des critères techniques, industriels et économiques. Dans ce cas, il faut créer de nouveaux procédés et techniques moins polluants pour remplacer les déchets. On peut imaginer la valorisation soit par réemploi ou par réutilisation du déchet, soit par traitement visant à obtenir de nouveaux matériaux.
Ces trois aspects sont conditionnés par la valorisation des déchets en travaux publics et doivent tenir compte des aspects suivants :

- le tonnage : pour qu'un déchet soit valorisable en travaux publics, il faut que sa production soit importante et homogène ;
- la rhéologie : les déchets possèdent des caractéristiques mécaniques et physiques spécifiques, ce qui nous donne de nouveaux matériaux permettant de résoudre certains problèmes géotechniques ;
- l'environnement : le déchet est acceptable pour l'environnement, s'il n'engendre pas de risques de pollution, que ce soit par l'exposition ou par lessivage.

Si aucune solution de valorisation n'est envisageable, on peut citer d'autres voies :

- le rejet des déchets dans le milieu naturel sans risque majeur de pollution pour l'environnement ;
- le stockage qui consiste à la mise en décharge ou à l'enfouissement technique des déchets. Dans ce cas, les conditions de stockage doivent assurer la protection complète et durable des milieux physiques et vivants.

Ces déchets imposent un cadre législatif jusqu'alors inexistant. Les différents règlements préconisent que seuls les déchets ultimes seront stockés en décharge. Les lois définissent les grands axes sur la diminution des décharges, sur la prévention et la réduction de la production et de la nocivité des déchets en agissant sur leur fabrication.

3. Caractérisation des Sédiments

Dans un premier temps, une caractérisation complète de la vase est présentée : analyses minéralogiques, chimiques, et géotechniques. L'objectif de ce travail préliminaire est de déterminer ses caractéristiques nécessaires pour le choix des formulations de valorisation.

3.1. Analyses physiques et géotechniques

Le prélèvement des échantillons effectué en mars 2007 a été réalisé manuellement à l'aide d'une pelle à une dizaine de mètres de la rive droite du barrage. Nous avons déterminé les propriétés physiques et géotechniques de ce matériau. Les paramètres retenus sont ceux définis dans le guide «Réalisation des remblais et couches de forme» [4], Tableau1.

Tableau 1. Caractéristiques physiques et géotechniques de la vase

Paramètres	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	γ_s (g /cm^3)	V_b	MO (%)
Valeurs (%)	34,28	17,79	16,49	2,50	5,5	4,4

WL (Limite de liquidité), Wp (Limite de plasticité), Ip (Indice de plasticité), γ_s (Poids volumique des grains solides, Vb (Valeur de bleu d'après la norme NF P94-068), MO (Matières Organiques)

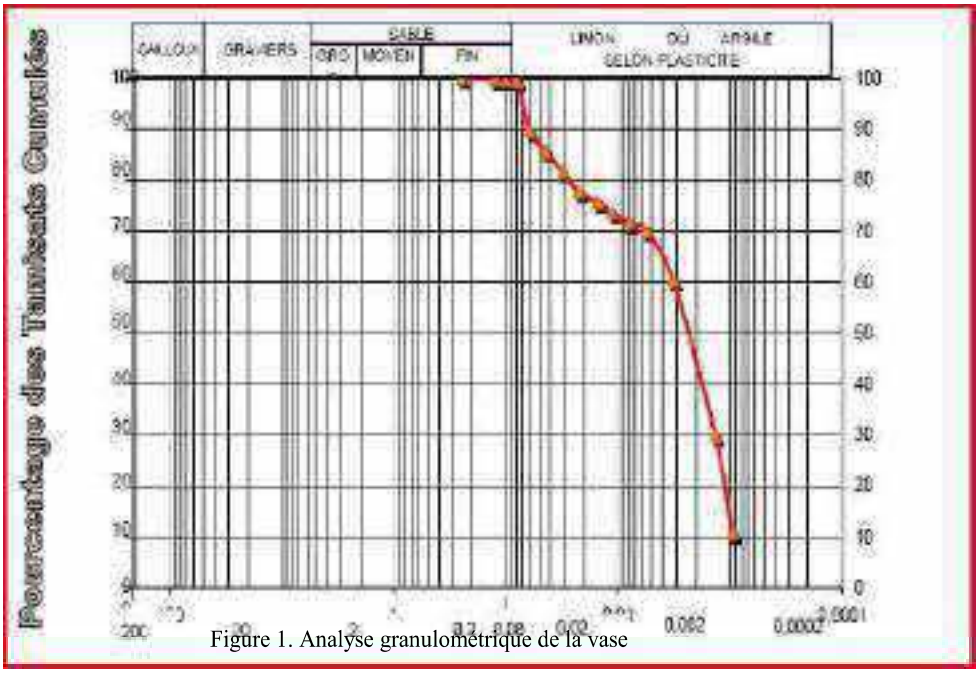


Figure 1. Analyse granulométrique de la vase

3.2. Analyses chimiques et minéralogiques

Il s'agit d'identifier ici la nature des minéraux de la vase afin de voir le type de polluants associés à ces minéraux. Les analyses ont été effectuées par Diffraction aux Rayons X (DRX) – Voir 'Figure 2'.

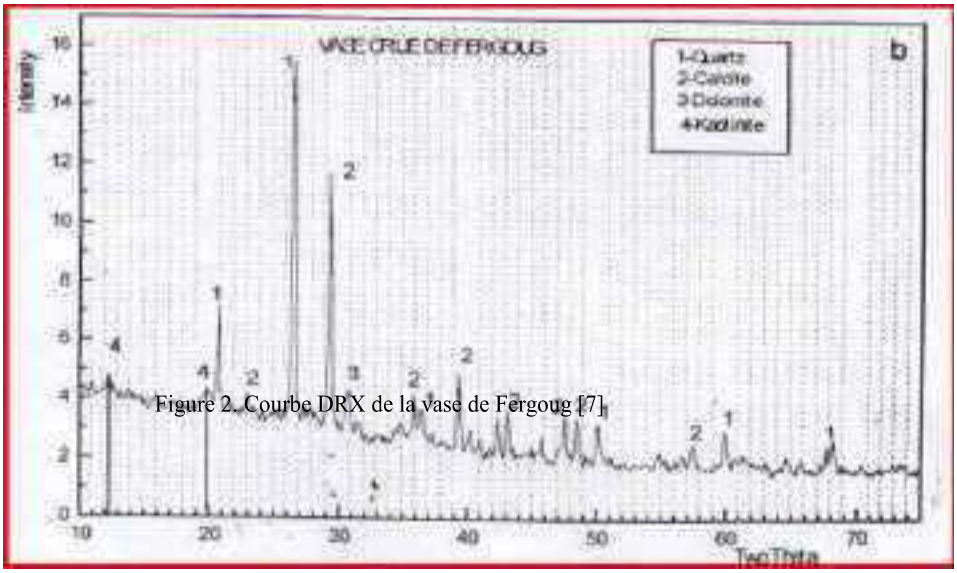


Figure 2. Courbe DRX de la vase de Fergoug [7]

Les résultats des analyses de diffraction des rayons X faites sur la vase de Fergoug, nous donnent une idée sur les principaux minéraux cristallins, par l'existence des raies caractérisant le Quartz (**SiO_2**) avec des pics importants, suivis des carbonates (calcite (**$CaCO_3$**) et (dolomite), et une petite quantité d'Alumine (**AL_2O_3**) représentée sous forme de Kaolinite (**AL_2O_3 $2SiO_2$ $2H_2O$**). Ces résultats regroupés dans le tableau 2 sont confirmés par les analyses chimiques.

Tableau 2. Résultats des analyses chimiques de la vase

Caractéristiques	Symbole	Teneur (%)
Silice	SiO_2	62,68
Chaux	CaO	12,51
Magnésie	MgO	0,37
Alumine	Al_2O_3	7,39
Oxyde de Fer	Fe_2O_3	0,71
Sulfates	SO_3	0,17
Chlorures	Cl	Nul
Perte au feu	P.F	16,39
Total		100
Carbonates	$CaCO_3$	22,73
L'anhydride Carbonique	CO_2	10
Eau de combinaison	H_2O	6,39

Sur la base des résultats du tableau2, il est intéressant de constater que les principaux constituants minéralogiques de la vase sont : la silice, suivie des carbonates, ensuite la chaux et enfin de l'alumine. La silice et l'alumine sont des minéraux qui constituent la structure des argiles. La présence de la teneur en carbonate de calcium nous indique que la vase appartient au groupe des argiles calcaires, par ailleurs, on

remarque que la perte au feu est assez importante, ce qui prouve l'existence de matières organiques dans la vase.

3.3. Interprétation des résultats

Les résultats de l'étude d'identification géotechnique permettent de classer le matériau selon les critères français en technique routière, avec une proportion en matières organiques inférieure à 10%.

Du point de vue granulométrie, les matériaux se classent en rubrique de sols fins, noté classe A. La sous-classe peut être déterminée en fonction de l'activité argileuse (Vb) et du caractère plastique, toutefois les paramètres obtenus peuvent être contradictoires. La valeur au bleu et les limites d'Atterberg permettent d'identifier la vase comme la sous classe A2. Le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme a indiqué que si l'indice de plasticité (Ip) est supérieur ou égale à 12, il constitue le critère d'identification le mieux adapté. De ce fait, la vase étudiée du barrage de Fergoug se situe en sous classe A2 [4].

4. Stabilisation Mécanique par Compactage

Les caractéristiques géotechniques de notre vase apparaissent médiocres par rapport aux matériaux routiers conventionnels. Ceci nous a amenés à améliorer les propriétés mécaniques des vases par l'ajout de chaux ou de ciment CPJ 42,5. L'essai Proctor normal a été réalisé sur les matériaux obtenus avec différents mélanges vase + chaux et vase + ciment à des pourcentages de 2,4,6 et 8% et sur la vase seule. Les résultats sont donnés par les courbes de compactage avec ou sans traitement dans les figures 3 et 4.

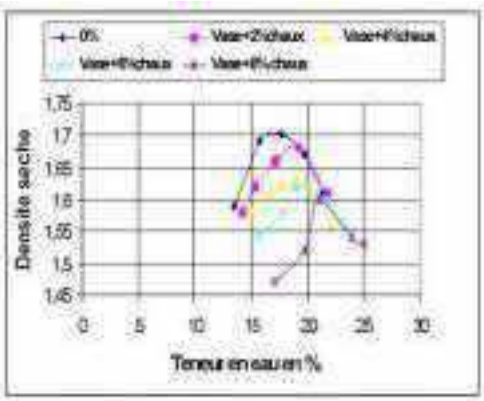


Figure 4. Courbe des essais de Proctor pour les mélange vase- chaux

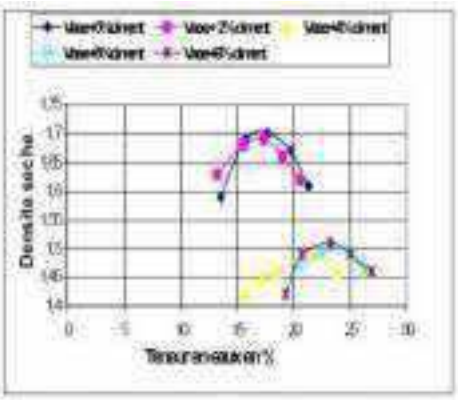


Figure 5. Courbe des essais de Proctor pour les mélanges vase-ciment

A partir des résultats des courbes de l'essai Proctor Normal, nous avons constaté que la vase non traitée présente une densité sèche maximale de 1,70 avec une teneur en eau optimale située à environ 17,73%. Après traitement à la chaux ou bien au ciment , on note un déplacement de l'optimum Proctor vers une densité sèche maximale plus faible et une teneur en eau optimale plus grande. Ces résultats semblent être en accord avec ceux trouvés par [3] et [2].

5. Etude du Comportement Mécanique par l'essai de Cisaillement Rectiligne à court terme

Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont été réalisés sur notre vase à l'optimum Proctor à différents traitements de dosages en chaux et ciment. L'objectif de cette partie expérimentale dans un premier

temps, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement pour notre vase, qui sont l'angle de frottement interne φ et la cohésion c, et en second on s'est intéressé de voir l'effet de l'ajout des agents chimiques chaux et ciment sur ses paramètres mécaniques. Les valeurs de φ et c à l'état naturel et pour les différents mélanges sont reportés dans les tableaux 3 et 4.

Tableau 3. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase+chaux.

Mélange	vase+ 0% chaux	vase+ 2% chaux	vase+ 4% chaux	vase + 6%chaux	vase+ 8% chaux
C (Kpa)	145	154	171,67	214,33	203,33
φ (degré)	22,05	34,21	36,87	35,18	30,33

Tableau 4. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase + ciment

	vase+ 0%ciment	vase+ 2% ciment	vase+ 4% ciment	vase+ 6%ciment	vase+ 8% ciment
C (Kpa)	145	221	93,33	156	132
φ (degré)	22,05	27,70	29,03	8,53	28,37

A partir des résultats des tableaux 3 et 4, nous avons représenté graphiquement les variations de la cohésion c et l'angle de frottement interne φ en fonction du pourcentage de chaux et du ciment ajouté (Figures 6,7, 8 et 9).

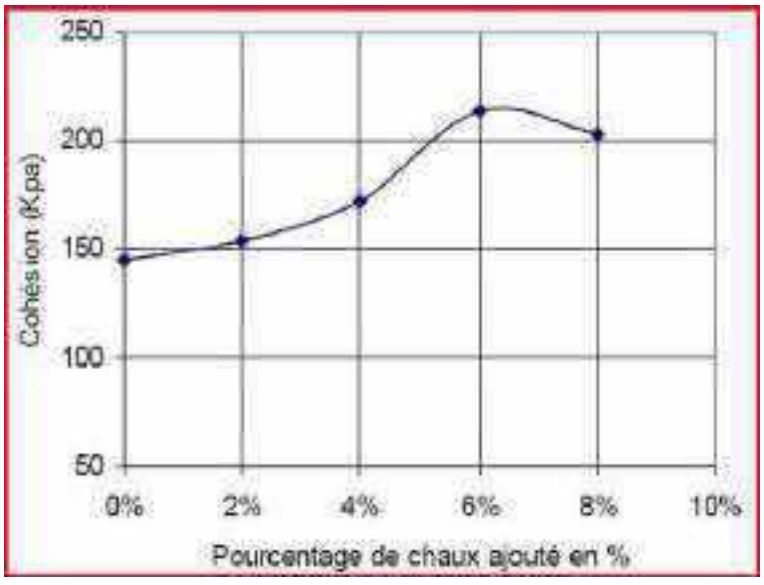


Figure 6. Variation de la cohésion en fonction du pourcentage de chaux

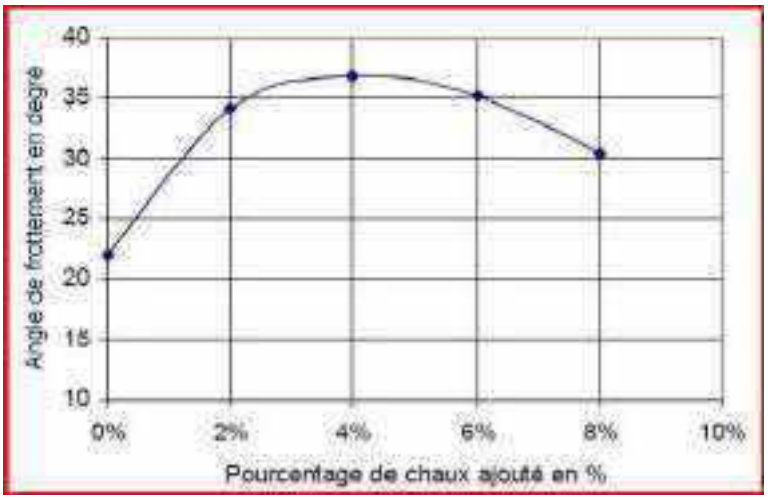


Figure 7. Variation de l'angle de frottement en fonction

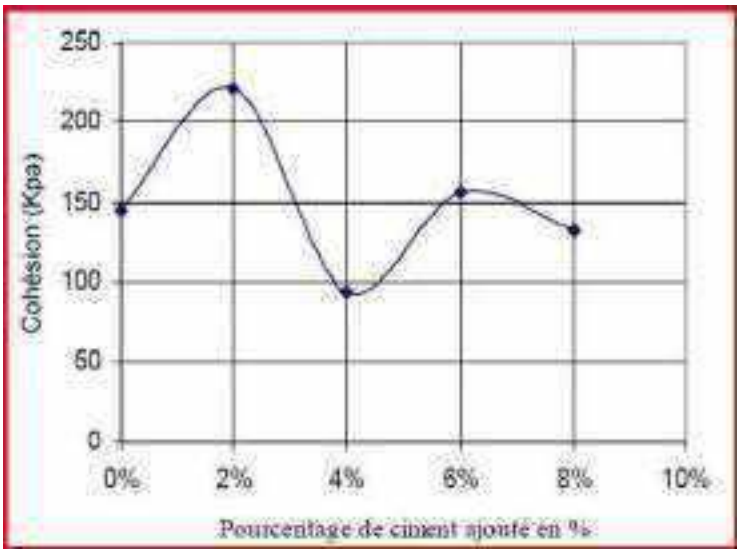


Figure 8. Variation de la cohésion en fonction du pourcentage de ciment

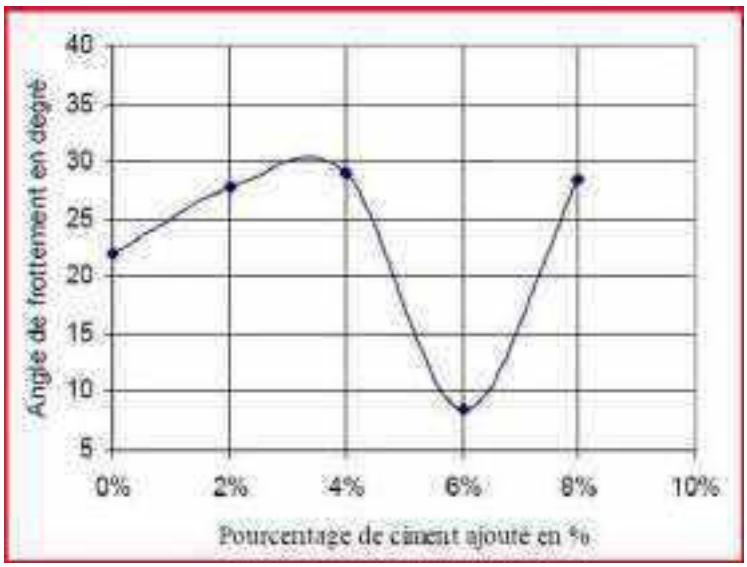


Figure 9. Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de ciment

6. Discussion des Résultats Obtenus

Nous observons sur la figure 6, que les mesures effectuées sur les mélanges vase+chaux montrent une augmentation de la cohésion en fonction du pourcentage de chaux, avec un optimum de la cohésion de 214 KPa et 6 % de chaux. On remarque les mêmes observations pour l'angle de frottement interne 'Figure 7', avec un optimum de 29 degré pour un pourcentage de chaux 4 %. On peut noter sur les figures 7 et 8, que les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne ne sont pas proportionnels à la quantité de ciment ajoutée, le comportement du nouveau matériau est influencé par les réactions chimiques internes entre les différents minéraux. Cependant, une quantité de ciment de 2 % améliore nettement la cohésion (221 KPa) et l'angle de frottement interne (27 degrés).

7. Conclusion et Perspective

Le traitement des sédiments aux liants hydrauliques chaux et ciment a montré clairement que plusieurs paramètres de formulation influencent le comportement mécanique, c'est à dire le durcissement et l'état de la vase traitée. Nous remarquons qu'il existe deux sortes de paramètres influençant le comportement mécanique de la vase traitée ; des paramètres liés aux conditions de réalisation, comme la teneur en eau, le malaxage et l'énergie de compactage ; et des paramètres qui doivent rester dans une fourchette extrêmement serrée pour conduire à des densités suffisantes, afin d'éviter les déformations permanentes lors de la mise en oeuvre.

D'autres paramètres influencent directement le comportement mécanique, il s'agit de la nature de la vase. Les résultats des essais de cisaillement montrent que certains composés peuvent diminuer l'efficacité d'un traitement mais sans rendre le sol inapte au traitement, tel que la présence de la matière organique dans le sol en pourcentage faible (4,4 %). Ceci, entraîne une gêne vis à vis de tout ajout et de tout malaxage, ils ralentissent l'hydratation du ciment et piègent les ions calcium et hydroxyde qui sont responsables des résistances mécaniques faibles [3], ainsi que d'autres éléments comme le nitrate, sulfate, phosphate… On peut noter aussi que la nature et le dosage du traitement utilisé vont influencer le comportement mécanique.

La vase traitée au liant hydraulique ciment montre une anomalie du comportement mécanique. L'interprétation des valeurs trouvées doit faire l'objet d'une analyse de la structure (vase + ciment). De toute façon, il est nécessaire d'étudier l'influence et le rôle de la matière organique vis à vis de la construction des structures. Les composés organiques interfèrent fortement sur les processus d'hydrations ou de formation des phases cimentaires, agissant probablement comme agents retardateurs de prise. D'après les résultats obtenus, il est important de noter que le traitement à la chaux à 5 % améliore nettement les paramètres mécaniques de cisaillement ($c = 200$ KPa et $\varphi = 35$ °).
En comparant nos résultats avec ceux trouvés par [1], on constate que la vase traitée à la chaux à 5 % présente une possibilité d'utilisation comme matériau de remblaiement

Les perspectives de notre travail s'orientent vers l'étude des paramètres mécaniques à l'essai de cisaillement en prenant comme mélange vase + 5 % de chaux et 2 % de ciment. Il serait souhaitable d'ajouter aux traitements utilisés d'autres matériaux correcteurs de granulométrie tel que le sable. On pourrait aussi étudier l'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction du temps de conservation des échantillons.

Bibliographie

[1]. J. Bacot and A. Kham Khoeup, ''Essais de stabilisation de vases estuariennes à l'aide de liants hydrauliques en vue d'une utilisation en construction routière'', INSA de Rennes, LGCGM – Equipe Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement, Département GCU, 2005.

[2]. M. Boutouil , ''Traitement des vases de dragage par stabilisation/solidification à base de ciment et additifs'', Thèse de doctorat, Université du Havre, 1998, 245p.

[3]. N. Cabane, ''Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques (contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation)'', Thèse de Doctorat préparée au centre des Matériaux de grande diffusion de l'Ecole des Mines d'Alés, décembre 2004.

[4]. GTR (1992), ''Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme'', Fascicule I, principes généraux, 1992, 100 p.

[5]. B. Remini et W. Hallouche , ''La problématique de l'envasement des barrages en Algérie'', Université de Blida, laboratoire : Eau – Roche – Plante, Centre universitaire Khemis Miliana, 2005.

[6]. E. Roose , ''La gestion conservatoire de l'eau et de la fertilité des sols : une stratégie nouvelle de la lutte antiérosive pour le développement durable'', Sécheresse, volume 15, numéro 1, 5–7, France,2004.

[7]. A. Semcha, ''Etude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement de barrage et leur valorisation '' Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, 2006.

[8]. M. SIDI ADDA, ''Recherche Bibliographique sur l'envasement des retenues des barrages'' Mémoire de fin d'année théorique 1er année magister – Ressources en Eaux, 2002 - 2003.

AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES D'UN SOL MACROPOREUX NON SATURÉ PAR AJOUT DE LA CHAUX

LAOUAR Mohamed Salah[1]

c_laouar@yahoo.fr

[1]*Laboratoire de Génie Civil Appliqué, Département de Génie Civil Tebessa, Université de Tebessa, Algérie*

Résumé: *Les sols macroporeux non saturés sont caractérisés par un effondrement brusque et des déformations potentielles après inondation avec ou sans chargement. La majeure partie de ces sols sont des remblais faiblement compactés, des dépôts éoliens ou alluviaux. Le phénomène collapse survient quand la résistance effective autour des macropores devient plus petite que les surcharges imposées. Cette résistance dépend essentiellement de la tension capillaire, des ponts argileux et de l'orientation spatiale des macropores. Ce qui signifie que l'effondrement brusque des sols est un phénomène très complexe, résultant de plusieurs phénomènes associés ne pouvant être séparés. Ce travail présente un programme expérimental sur des sols macroporeux non saturés reconstitués au laboratoire avec des sables de oued et du kaolin fin, stabilisés par la chaux ; ceci dans l'objectif d'étudier l'effet de l'ajout d'un liant hydraulique sur le comportement de ces sols, Les résultats d'essais montrent l'influence de l'état de compacité, de la teneur en eau initiale et des proportions du liant sur les plages de variation des potentiels d'effondrement, aussi l'effet pertinent de la chaux comme facteur d'amélioration.*

Mots-Clefs *: sols macroporeux, liant hydraulique, état de compacité, effondrement.*

Abstract: *Macroporous unsaturated soils are characterized by a sudden collapse and deformation potential after flooding with or without loading. Most of these soils are poorly compacted fill, alluvial or eolian deposits. The phenomenon occurs when collapse around the effective resistance of the macropores becomes smaller than the imposed loads. This resistance depends mainly on the capillary pressure, clay bridges and the spatial orientation of macropores. This means that the sudden collapse of soils is a very complex phenomenon, resulting from several related phenomena that can not be separated. This work presents an experimental program on macroporous unsaturated soils reconstituted in the laboratory with river sand and fine kaolin, lime-stabilized, with the aim of this study the effect of adding a hydraulic binder the behavior of these soils, test results show the influence of the state of compactness, the initial water content and proportions of the binder on the ranges of variation of potential collapse, as the relevant effect lime as a factor for improvement.*

Key-Words*: macroporous soils, hydraulic binder, compact state, collapse.*

1. Contexte et problématique

Dans les pays à climat subdésertique et sahélien, la répartition spatio-temporelle des pluviométries annuelles est très irrégulière. Ce sont des régions où les précipitions sont moindres que l'évapotranspiration, au moins durant une période plus ou moins longue de l'année. La saison sèche, qui ne comporte en général aucune averse, dure parfois prés de dix mois. Les crues décennales sont faibles et presque la totalité des pluies qui ne ruissellent pas sont éliminées par évapotranspiration directe ou différée. La nappe aux endroits où elle était près de la surface il y a une trentaine d'années est située actuellement à une profondeur supérieure à dix mètres. Ainsi, le désert avance.

De nombreux problèmes intéressent le phénomène de transfert d'eau dans le sol et le comportement mécanique, en particulier dans les zones non saturées sont en cours d'étude. La conduite des sols dans ces

zones reste un des sujets importants de la mécanique des sols, qui présente encore de nombreux aspects inconnus et inexplorés. Le développement de la géotechnique s'est limité principalement et a concerné les sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce, surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

La majorité des sols des régions arides et semi arides sont des sols macroporeux, métastables, de natures non saturées, à structure ouverte lâche, se trouvant sous forme de dépôts. A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison intergranulaire et peuvent supporter des charges très importantes. Cependant, la saturation, même sans chargement complémentaire, incite la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol. Se présentant sous plusieurs formes et en fonction de plusieurs paramètres, les affaissements des sols macroporeux, sont répartis pratiquement sur l'ensemble du globe, essentiellement dans les pays à climat sec ou même tropical. Un effondrement brusque du sol peut être la cause d'autres mouvements de terrain comme l'éboulement, le fauchage, le glissement plan ou rotationnel, la coulée de débris ou boueuse. L'utilisation d'eau en grandes quantités et les graves conséquences subies par les ouvrages ont donné dans ces trois dernières décennies, une obligation à la recherche concernant ces sols notamment les méthodes de leur identification et leur valorisation. Dans l'objectif de réduire les potentiels d'affaissement, le présent travail a pour objectif de proposer les résultats de séries d'essais expérimentaux, réalisés sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire. Avant d'entamer la procédure de traitement des échantillons à la chaux, il est indispensable de poursuivre l'effondrabilité de ces sols, en réalisant une série d'essais œdométriques. La série d'essais de compressibilité montre clairement la susceptibilité des échantillons testés à l'effondrement.

2. Approche expérimentale de caractérisation

Le sol utilisé dans la présente recherche est reconstitué au laboratoire par des sables d'oued et des particules fines de kaolin. Le sable est extrait d'oued Meleg, séché et tamisé à 2 mm. Quand au kaolin, dont le principal composant est la kaolinite phyllosilicate hydraté formé par la décomposition de silicates d'aluminium, notamment le feldspath, est prélevé de la mine d'Elmilia de la région de Jijel, utilisé dans la fabrication de la poterie et la porcelaine, formant pâte plastique avec l'eau. A l'état d'extraction, ce kaolin est sous forme de mottes humide compacte ; ce qui ne permet pas de le faire mélanger avec le sable. Pour cela, en vu de le transformer en poudre très fine, sans modifier la nature chimique des grains, on procède comme suit : destruction des mottes à l'appareil Los Angeles, ensuite tamisage par voie sec au 0.08mm.
L'étude de la granularité du sol a été réalisée par deux méthodes complémentaires :
- granulométrie par tamisage, qui permet de déterminer la distribution pondérale des particules d'un matériau suivant leur dimension, en se limitant aux particules dont le diamètre est supérieur à 80um;
- sédimentométrie qui permet de déterminer la distribution des particules fines d'un diamètre inférieur à 80um d'un matériau suivant leurs dimensions. La courbe granulométrique du sol reconstitué est présentée sur la figure 1. Les caractéristiques géotechniques du sable, du kaolin et du sol reconstitué sont présentées au tableau 1.
La technique de traitement des sols est souvent utilisée pour augmenter leur résistance et aussi pour réduire ou augmenter la perméabilité ainsi pour réduire leur compressibilité [2], [3]. Elle est utilisée dans d'autres cas pour réduire la sensibilité du sol aux variations des teneurs en eau, c'est le cas des sols macroporeux. Le choix de l'une de ces techniques découle de plusieurs paramètres économiques, fonctionnels et environnants [8]. L'ajout utilisé pour le traitement du sol étudié est la chaux hydratée $Ca(OH)_2$ ramenée de l'usine de Saida située dans la région ouest de l'Algérie. En vue de créer une correction granulométrique du sol reconstitué, la chaux est tamisée à 1 mm. Les analyses chimiques et les nombreux essais de lixiviation ont démontré clairement que ce liant ne donnent lieu à aucune contre-indication quant à leur utilisation dans les diverses applications en travaux de terrassement ou en construction. Les propriétés physico-chimiques de cette chaux sont présentées dans le tableau 2.
Le pourcentage de sable et de kaolin est considéré fixe dans tous les formulations, alors que le taux de chaux utilisé dans les différents traitements est illustré dans le tableau 3.

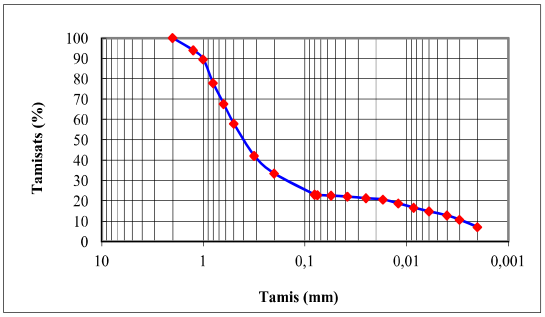


Figure 1. Courbe granulométrique du sol reconstitué

Tableau 1. Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques					
Sable d'oued	Equivalent de sable au piston 70.79 % Equivalent de sable visuel 69.75 % Granulométrie comprise entre 0.08 et 2mm dont 3.01% des particules <80 µm Coefficient d'uniformité 2.19 Coefficient de courbure 0.94 Indice des vides maximal 0.68 Indice des vides minimal 0.47 Densité des grains solides 2.65 Densité sèche 1.55					
Kaolin	%<2 µm 43% Limite de liquidité 65.83% Limite de plasticité 39.64% Indice de plasticité 26.19 Densité spécifique des grains Gs 2.43					
Sol reconstitué	G_S	w_L (%)	w_P (%)	$\gamma_d$max (g/cm^3)	w_{opt} (%)	%<2 µm
	2.56	28.97	14.77	1.75	17.65	9.84

Tableau 2. Propriétés physico-chimiques de la chaux

Propriétés chimiques	Propriétés physique
CaO > 83, MgO < 0.5, Fe2O3 < 2, Al2O3 < 1.5, SiO2 < 2.5,SO3 < 0.5, Na2O : 0.4 - 0.5, CO2 < 5, CaCO3 <10	Classe granulométriques 0-2 mm Passant au tamis de 200 µm ≥ 80 % Passant au tamis de 80 µm ≥ 50 % Densité spécifique = 2 Matériau insoluble (%) < 1 Densité apparente (g/l) 600-900 Masse volumique non tassée 0.637 (g /cm³) Masse volumique tassée 0.869 (g /cm³) Masse volumique absolue 2.580 (g /cm³)

Tableau 3. Formulations proposées

Sol	Code	Formulation
Sol non traité	S1	80 % Sable + 20 % Kaolin
Sol+s traités	S2	S1 + 2% chaux
	S3	S1 + 4% chaux
	S4	S1 + 6% chaux

3. Programme expérimental

En plus des essais de caractérisation nécessaire à l'identification géotechnique des sols testés, le programme expérimental comprend des essais œdométriques accomplis sur des sols vierges et sur des sols traités selon la procédure de Jennings et al [5] propre aux sols non saturés. Les éprouvettes de sols réalisés dans l'anneau de l'œdomètre sont préparées à différentes teneurs en eau, bien homogénéisées et compactées. Le compactage des éprouvettes se fait en deux couches à différentes énergies de compactage, à l'aide d'une dame de compactage décrite dans Laouar et al [7]. La hauteur de chute de ce dispositif est de 15cm et la masse du mouton est de 121g, figure 2. Dans l'objectif de maintenir les propriétés mécaniques et structurales dans le temps et satisfaire les normes de durabilité, les dosages en chaux sont inspirés de ce qui est généralement pratiqué en technique routière Abriak [1]. Les paramètres retenus dans chaque série d'essai, le nombre d'essais, ainsi que les particularités de chaque catégorie sont détaillés au tableau 4.

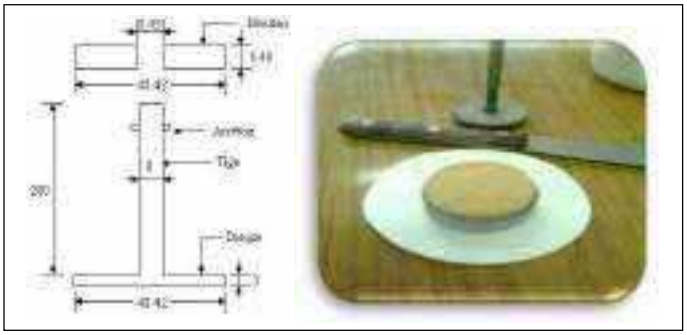


Figure 2. Vue de la dame de compactage et de la bague annulaire contenant l'échantillon de sol

Tableau 4. Programme expérimental

Type d'essai	Paramètres retenus	Nombre d'essai	Observations
Essais Proctor	Taux de chaux : 0%, 2%, 4%, 6%	4	Proctor normal
Essais œdométriques	Teneurs en eau: 2%,4%,6% Degrés de compactage: 20,40 et 60coups Taux de chaux : 0%, 2%, 4%, 6%	36	selon la procédure de Jennings

4. Résultats expérimentaux et interprétations

4.1. Influence du traitement sur l'essai Proctor

L'incorporation de chaux dans le sol macroporeux, développe une agglomération des particules argileuses en éléments plus grossiers et friables : c'est la floculation. La réaction du mélange sol-chaux induite une diminution de la plasticité. Le sol passe ainsi de manière quasi-instantanée d'un état plastique à un état solide, friable, non collant et perd partiellement sa sensibilité à l'eau. Cette constatation est visualisée dans la figure 3. Les sols non traités présentent une sensibilité à l'eau que le traitement à la chaux permet de limiter. On constate que les courbes Proctor deviennent de plus en plus aplatie au fur et à mesure avec l'augmentation du

pourcentage de la chaux, en même temps que l'optimum Proctor est déplacés vers des teneurs en eau plus grandes.

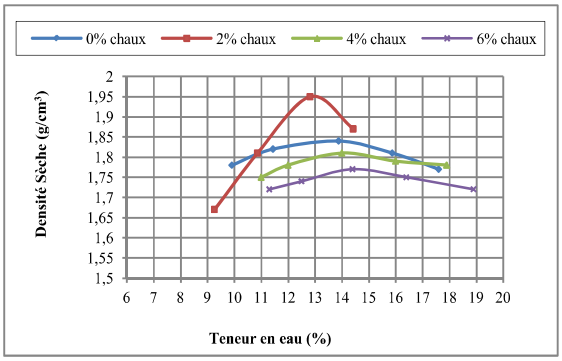


Figure 3. L'influence du traitement sur les résultats de compactage

4.2. Mise en évidence de l'effondrement des sols

Le potentiel d'affaissement CP en (%) est calculé par de la relation :

$$CP = [\Delta ec / (1+e_0)] \times 100\% \quad (1)$$

Avec : $\Delta ec = e_1$ (200kpa)-e_2 (200kpa, inondé), e_0 = Indice des vides initial.

Lors des essais œdométriques, la variation des teneurs en eau et des énergies de compactage permet de contrôler les Potentiels d'affaissement CP des différents sols. Selon la classification de Knight [6] tableau 5, il y a risque d'effondrement si le CP 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 S1 varient de 8,39 % à 15,97% ; ce qui correspond aux rubriques allant de trouble à trouble sévère.

Tableau 5. Classification proposée par Knight

Cp	Degré de problème
0 % à 1 %	Pas de risque
1 % à 5 %	Troubles modérés
5 % à 10 %	Troubles
10 % à 20%	Troubles sévères
>20 %	Troubles très sévères

Ce résultat justifie l'utilité de poursuivre l'expérimentation par le traitement des sols. Un récapitulatif des résultats des potentiels d'affaissement obtenus des sols vierges et des sols traités, pour différents taux de chaux et a divers teneurs en eau et énergies de compactage sont illustrés au tableau 6, des exemples de courbes œdométriques des : sols 1(non traité) et sols 3 (traité) sont représentées aux figures 4 et 5.

Tableau 6. Valeurs de Potentiels d'affaissement pour différents teneurs en eau et énergie de compactage

Nombre de coups	W_0(%)	pourcentage de chaux			
		0%	2%	4%	6%
20	2	13,89	13,71	13,55	7,6
	4	12,13	11,54	10,92	5,78
	6	11,02	10,51	9,88	5,77
40	2	12,3	12	11,97	5,63
	4	11,77	5,64	3,85	1,04
	6	9,87	1,33	0,94	0,77
60	2	10,28	8,99	8,83	5,15
	4	9,11	3,67	0,94	0,85
	6	8,86	1,16	0,9	0,5

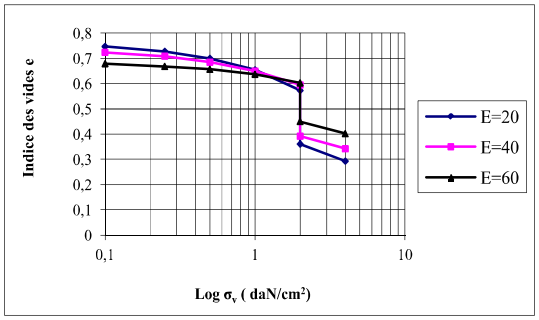


Figure 4. Courbes Œdométriques Sol 1 (w_0=4%)

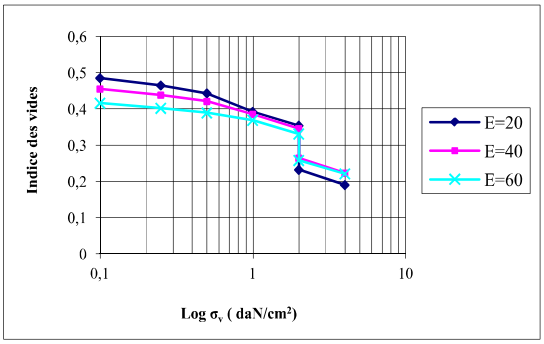


Figure 5. Courbes Œdométriques Sol 3 (w_0=2%)

Le choix des teneurs en eau initiales est fait en respectant la condition $w_{opt}/w_0 > 1$, propre aux sols non saturés, Holtz [4]. Le sol non traité présente de grandes valeurs des tassements, malgré l'augmentation du nombre de coups. Les potentiels d'affaissement élevés sont constatés pour des teneurs en eau initiales faibles. Pour une teneur en eau initiale donnée le potentiel d'affaissement est inversement proportionnel avec l'augmentation de l'énergie de compactage. La décroissance de l'affaissement est d'autant plus marquée que la teneur en eau augmente. Pareillement la sensibilité des sols testés au mouillage est illustrée sur la figure 6, l'augmentation de la teneur en eau favorise le réarrangement des grains ce qui engendre une réduction des potentiels d'effondrement. De même la combinaison, augmentation de l'énergie de compactage-taux de chaux, concourt pertinemment à la réduction des potentiels d'effondrement. Au delà de 20 coups, une remarquable chute des tassements est visualisée au fur et à mesure avec l'augmentation du taux de chaux, avec une proportionnalité

inverse entre l'accroissement de l'énergie de compactage et la réduction des potentiels d'affaissement, Figure 7.

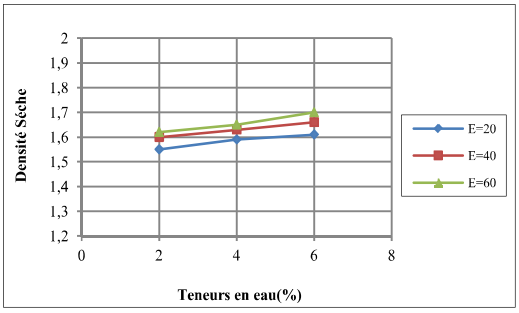


Figure 6. Variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (4% Chaux)

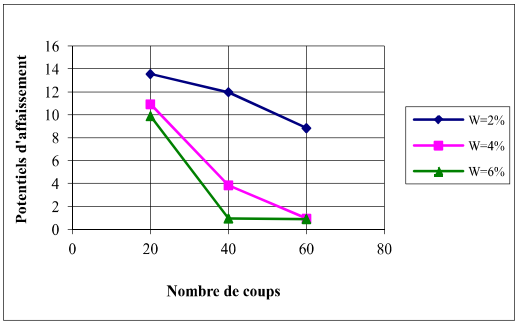


Figure 7. Influence de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement (4% de chaux)

Les sols non traités présentent des sévères tassements malgré l'accroissement de l'état de compacité. Le phénomène collapse survient quand la résistance effective autour des macropores devient plus petite que les surcharges imposées. Cette résistance dépend essentiellement de la tension capillaire, des ponts argileux et de l'orientation spatiale des macropores. La figure 8, montre une nette amélioration des potentiels d'affaissement des sols traités par rapport aux sols non traités, au fur et à mesure avec l'augmentation de l'énergie de compactage et du taux de chaux qui agit comme un liant entre les grains.

L'opération de traitement d'un sol macroporeux non saturé permet : de colmater et de réduire le volume des vides entre les grains de sol, de diminuer la sensibilité au mouillage, d'améliorer la résistance mécanique, d'augmenter la compacité et d'améliorer les liaisons existantes entre particules. Ces modifications sont essentiellement crées suite à une réaction pouzzolanique qui se produit entre la silice et / ou l'alumine du sol existant, particulièrement dans les particules de kaolin et de la chaux formant une cimentation rigide et de forte liaisons. Le résultat une nouvelle structure granulaire plus dense, diminue de macropores.

Il est à noter que la teneur et la nature de la fraction argileuse peuvent être prises comme paramètres influant la magnitude de l'effondrement.

Les sols non saturés se caractérisent par une teneur en eau initiale située dans le versant sec de la courbe de compactage. Une interprétation jumelée des résultats des essais de compressibilité et de Proctor, permet de schématisér la susceptibilité de l'effondrement selon la figure 9.

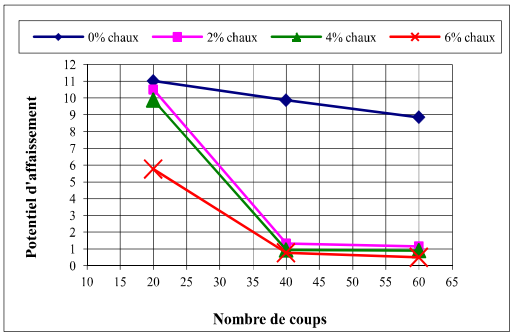


Figure 8. Variation du Potentiel d'affaissement en fonction taux de chaux (W_0=6%)

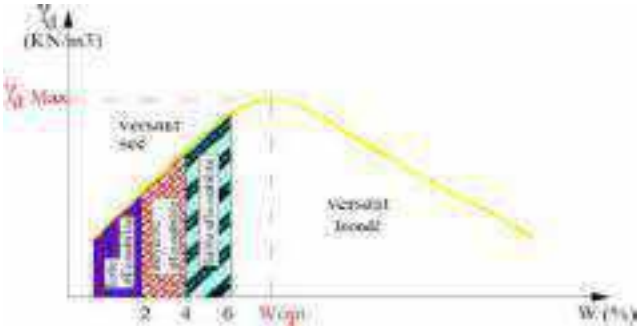


Figure 9. La susceptibilité de l'affaissement selon la teneur en eau

5. Conclusion

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

- Un sol macroporeux non saturé peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à des différentes proportions le kaolin, comme particules fines, avec le sable, mené à des teneurs en eau inférieures à l'optimum de Proctor et compacté à des énergies de compactage modérées.
- Les sols reconstitués au laboratoire détiennent un comportement analogue à ceux rencontrés in situ, donc convenables pour les séries d'essais proposés.
- Les caractéristiques de compressibilités confirment que ces sols ont les caractéristiques des sols à effondrement brusque. Les résultats obtenus montrent clairement l'influence de certains paramètres tels que : la teneur en eau et l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement.
- Le potentiel d'affaissement peut être exorbitant, si la teneur en eau initiale est faible.
- Pour une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor, il existe une énergie de compactage au delà de laquelle l'affaissement ne se produit pas.
- La réduction de l'affaissement suite au traitement est due essentiellement à une réaction pouzzolanique qui se produit entre la chaux et les minéraux de sol.
- Le traitement à la chaux à donné une nouvelle structure granulaire plus dense, amoindrit en macropores.
- Le sol non traité présente de grandes valeurs des tassements par rapport aux sols traités.
- Il est recommandé de vérifier l'effondrement des sols testés avec des taux de chaux plus élevés.

6. Bibliographie

[1]. Abriak N., Améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP, Guide Technique Régional Relatif à la méthodologie de gestion des sédiments de dragage portuaire, Démarche PREDIS Nord Pas de Calais, Groupe de travail n°5, Novembre 2007.

[2]. GTR., Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicules 1, principes généraux, 100p, 2000, LCPC-SETRA.

[3]. GTS., Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques en remblai et en couche de forme, Guide technique, 240p, 2000, LCPC-SETRA.

[4]. Holtz.R.D, Kovacs,.W (1991). Introduction a La Geotechnique. Editions de l'Ecole polytechnique de Monteriel. PP 87-98.

[5]. Jennings, J. E. & Knight, K. The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, pp 316-319. 1975.

[6]. Knight K, Jennings J E,. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure. Proc. 6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa.1975, p99-105.

[7]. Laouar MS, Abbeche K, Messaoud F. *Prediction of collapsible soils by the cone penetrometer and ultrasonic.* tests International Review on Modelling and Simulations (i.re.mo.s.), Vol. 3. n. 2, pp. 194-201. 2010.

[8]. Venstermans G.,.Guelton B, Verfaillie D., Janssens M.. Amélioration des Sols à la Chaux. Centre de recherches routières. Bulletin CRR. n°47. 2 / 2001. ISSN : 0777-2572.

AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES TUFS CALCAIRES PAR TRAITEMENT AUX LIANTS HYDRAULIQUES ET POUZZOLANIQUES

(EXPERIMENTATIONS SUR LES SOLS DES HAUTS PLATEAUX DE SETIF)

ACHOUR Yacine[1], BENDAOUD El Amine[2], BOUMAZBEUR Abderahmane[3], CHOUABBI Abdelmajid[4]

geo19000@hotmail.com

[1]*Faculté des sciences de la terre et de l'aménagement de territoire,Université d'Annaba, Algérie*
[2]*Département de génie civil,Faculté des sciences de l'ingénieur,Université Ferhat Abbas,UFASétif, Algérie*
[3]*Département de géologie, faculté des sciences de la nature et de la vie, Université de Tébessa, Algérie*
[4]*Faculté des sciences de la terre et de l'aménagement de territoire,Université d'Annaba, Algérie*

Résumé *: Le présent travail s'inscrit dans le cadre des projets de traitement des sols aux liants hydrauliques et pouzzolaniques en vue d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques à court et à long terme. L'article illustre, sur un exemple concret, la méthodologie d'étude de laboratoire sur le traitement des tufs de la région de Sétif (Algérie) par incorporation de différentes teneurs en ciment, laitier et pouzzolane.*

Une caractérisation des tufs utilisés est effectuée conformément aux normes AFNOR ; il s'agit des essais géotechniques physiques (Granulométrie, Limites d'Atterberg, Teneur en eau, Valeur au bleu de méthylène) et mécaniques standards (Résistance à la compression simple, Résistance à la traction indirecte, essai Proctor modifié et CBR Immédiat), en plus des essais chimiques. Les résultats obtenus après traitement, mettent en évidence une amélioration certaine et nettement meilleure des propriétés mécaniques des tufs étudiés telles que la résistance à la compression simple (Rc), la résistance à la traction indirecte (Rtb) et l'indice CBR Immédiat.

Mots-Clefs *: Essais mécaniques, amélioration des caractéristiques mécaniques, tufs calcaires, liants hydrauliques, hauts plateaux.*

Abstract*: This work lies within the scope of the projects of stabilization soils to the hydraulic and pozzolanic binders in order to improve their mechanical characteristics at short and long term. The article illustrates, on a concrete example, the methodology of study of laboratory on the treatment of the tuffs of the area of Sétif by incorporation of various contents of cement, slag and pozzolana.*

A characterization of the used tuffs is carried out in accordance with standars AFNOR; it is the physical tests geotechnics (granulometry, IP,Wnat, VBS) and mechanical tests standards (compressive strength, tensile strength indirect, Proctor test and CBR Immédiat), besides the chemical tests. The got results highlight an and definitely better improvement of the mechanical properties of the tuffs studied such as (Rc, Rtb and CBRI).

Key-Words*: Mechanical tests, improvement of the mechanical characteristics, tufas, hydraulic binders, high plateaus.*

1. Introduction

Les solutions destinées à valoriser les matériaux en technique routière connaissent un essor croissant depuis une trentaine d'années, grâce notamment au développement des liants hydrauliques, d'une part, et à la raréfaction des matériaux nobles, d'autre part.

Le développement économique et social croissant, que connaît la région des hauts plateaux, nécessite l'établissement d'un réseau routier convenable. Ce dernier est malheureusement confronté à la rareté de matériaux de construction répondant aux spécifications. Les matériaux locaux, en majorité des tufs calcaires, peuvent être considérés comme une alternative dans les assises des chaussées. Ces matériaux ne répondent généralement pas aux exigences des spécifications pour un trafic élevé. Il est cependant possible de procéder à l'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces tufs par adjonction de liants hydrauliques ou pouzzolaniques.

La finalité de cette étude a été guidée par les préoccupations suivantes :

- la volonté d'économiser les ressources en matériaux nobles ;

- la promotion des matériaux locaux (tufs) ;

- l'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces tufs afin de les utiliser en corps de chaussée ou en plate-forme support de chaussée ;

- la substitution des mélanges fabriqués avec des matériaux nobles (GC, GB), généralement de coûts élevés, par des tufs traités au liants hydrauliques ou pouzzolaniques, de coûts moindres.

Dans cet article, nous abordons le traitement, par des liants hydrauliques (ciment, laitier) et pouzzolaniques (pouzzolane), des tufs calcaires de la région d'étude. Ces derniers (tufs non traités) ont été identifiés par une série d'essais physiques, mécaniques et chimiques. L'examen des résultats de ces essais pour différents gites d'emprunts nous permet de les classer.

Nous présentons ensuite le mode de traitement des tufs étudiés ainsi que les essais mécaniques réalisés et leurs résultats. Les résultats obtenus semblent être à la hauteur de nos espérances.

En fin et sous la lumière des résultats exposés le long de l'article, le traitement aux liants hydrauliques donne des résultats prometteurs.

2. Les tufs et encroutements calcaires

De nombreuses définitions ont été données aux encroutements calcaires. Parmi toutes les définitions proposées par les spécialistes, on peut retenir celle donnée par A.J.Goudié. « La croute calcaire est un matériau terrestre composé essentiellement, mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les croutes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; elles sont dues à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantités plus ou moins grandes de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration ». [1]

2.1. Localisation et extension d'encroutements calcaires en Algérie

Pour ce qui est de l'extension géographique des encroutements calcaires en Algérie, le géologue Ludovic Ville (1852) avait décrit cette formation comme étant « un calcaire terreux qui recouvre une grande partie de l'Algérie comme un immense linceul blanc. ». De son coté, J.H. Durand a dressé une carte (figure 1) des encroutements calcaires et gypseux à petite échelle. Les encroutements sont abondants dans les hauts plateaux à climat semi-aride et dans l'atlas saharien. [2]

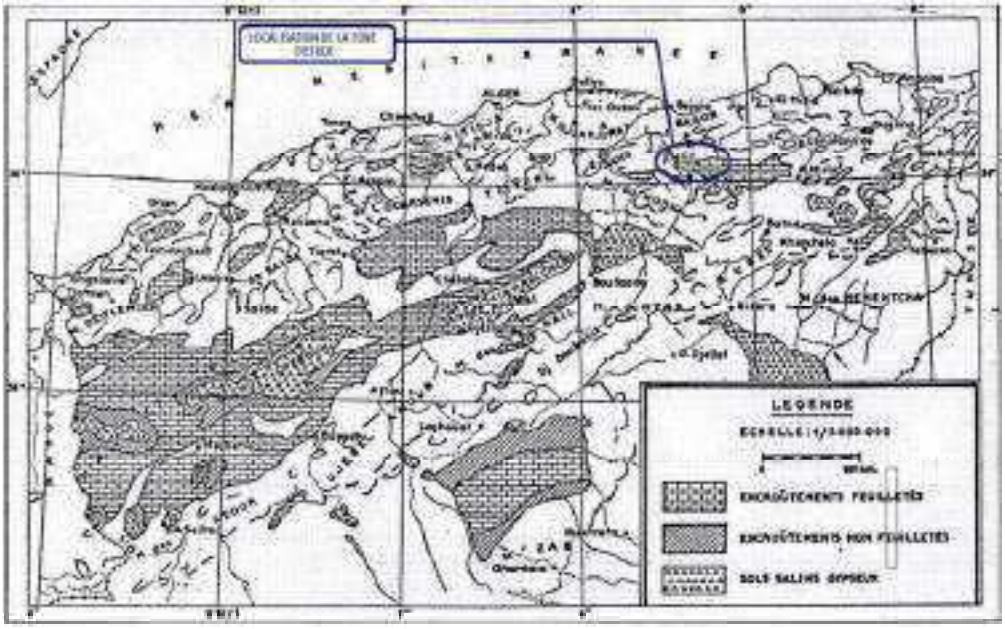


Figure 1. Distribution des encroutements calcaires et gypseux en Algérie, d'après J.H. Durand (1959)

2.2. *Choix et localisation des sites étudiés*

Les prélèvements d'échantillons ayant servis aux essais de laboratoire ont été effectués sur les sites suivants : Khalfoun, Mezloug, Ain Trick et Hammam Ouled Yeless. (Figure 2)

Les échantillons à tester ont été prélevés sur des stocks existants, notamment pour ceux relevant des gites de Khalfoun, Mezloug et Ain Trick, à l'exclusion de ceux du gite de Hammam Ouled Yeless qui proviennent d'un front de taille.



Figure 2. Localisation de la zone d'étude, Google Earth (2012)

3. Les essais effectués

3.1. Essais sur les tufs non traités

Des essais ont été effectués sur les différents tufs au laboratoire des travaux publics de L'Est (LTPE) à Sétif. La nature et le nombre des essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés sur les tufs non traités sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1. Essais sur les tufs non traités (nature et nombre des essais)

ESSAIS / PROVENANCE	ESSAIS PHYSIQUES				ESSAIS CHIMIQUES		ESSAIS MÉCANIQUES ET DE PORTANCE					
	Teneur en eau	Limites d'Atterberg	VBS	Granulométrie	Teneur en carbonates	Teneur en sulfates	Proctor modifié	CBR	Rc	Rtb	Los Angeles	Micro Deval humide
Mezloug	3	4	3	4	3	3	2	1	5	5	0	0
Hammam Ouled Yelles	3	4	3	4	3	3	2	1	5	5	2	2
Ain Trick	3	4	3	4	3	3	2	1	5	5	0	0
Khalfoun	3	4	3	4	3	3	2	1	5	5	0	0

3.2. Essais sur les tufs traités

Le traitement des tufs avec un liant hydraulique ou pouzzolanique est une technique qui consiste à incorporer, au sein du sol (tufs), cet élément d'apport avec de l'eau et les mélanger plus ou moins intimement, jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène pour lui conférer des propriétés nouvelles. Les liants utilisés dans cette étude sont :



Ciment : CPJ-CEM II /A 42.5. Cimenterie d'Ain Kebira domiciliée à 25 km du chef-lieu de la wilaya de Sétif.



Laitier : de classe (20/40). Provenant du Complexe sidérurgique d'El Hadjar Wilaya de Annaba distant de 300 km environ de Sétif.



Pouzzolane : provient de Béni Saf, wilaya d'Ain Témouchent, distante de 700 km de Sétif.



Chaux : provient de la Wilaya de Saida distante de 600 km de Sétif.

Figure 3. Liants utilisés dans la formulation des tufs étudiés

Les mélanges ont été préparés de la manière suivante :

1. Tuf (des quatre gites) avec 3%, 4%, 5% de ciment [en pourcentages du poids sec de tuf]

2. Tuf (des quatre gites) avec 20%, 25% de laitier[en pourcentages du poids sec de tuf] + 1% de chaux [en pourcentages du poids sec de laitier]

3. Tuf (des quatre gites) avec 20%, 25% de pouzzolane[en pourcentages du poids sec de tuf] + 3% de chaux[en pourcentages du poids sec de pouzzolane]

Nb : La chaux a un rôle d'*activant* et a été utilisée en proportion de 1% avec le laitier et 3% avec la pouzzolane. (NF P98-116, 2000)

Les essais effectués sur les tufs traités ont été aussi réalisés au laboratoire des travaux publics de L'Est (LTPE) à Sétif, ils sont montrés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Essais sur les tufs traités (nature et nombre des essais)

ESSAIS / PROVENANCE	ESSAIS MÉCANIQUES			ESSAIS COMPLÉMENTAIRES	
	CBR à l'OPM	Résistance à la compression simple	Résistance à la traction indirecte	Vitesse du son	Teneur à l'eau
Medeug	14	35	35	20	7
Hammam Ouled Yelles	14	35	35	20	7
Ain Trick	14	35	35	20	7
Khalfoun	14	35	35	20	7

4. Résultats, évaluation

4.1. Résultats des essais effectués sur les tufs non traités

Les essais granulométriques que nous avons réalisés montrent que les pourcentages des éléments inférieures à 80 µm, qui est un seuil significatif dans le comportement du sol et l'un des indicateurs de la sensibilité à l'eau, se situent dans une gamme assez large allant de 32 % dans le tuf d'Ain Trick à 73 % dans le tuf de Khalfoun.

Du point de vue plasticité, les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) se situent dans la gamme de 10 à 20, fourchette généralement trouvée dans les tufs [1]. La même remarque est à faire pour les valeurs de bleu de méthylène dont les valeurs sont comprises entre 0.8 et 2. Ces valeurs de Ip et de VBS indiquent clairement qu'il s'agit de matériaux peu plastiques. (Tableau 3)

Tableau 3 : valeurs des essais réalisés sur les tufs non traités

ESSAIS / PROVENANCE	ESSAIS PHYSIQUES			ESSAIS CHIMIQUES		ESSAIS MÉCANIQUES ET DE PORTANCE			
	W (%)	Ip (%)	VBS	CaCO3 (%)	SO_4^{3-} (%)	γd OPM (kN/m³)	W OPM (%)	LA	MDE
Mezloug	13	14	1.56	81	/	19.1	12	Nm	Nm
Hammam Ouled Yeless	3	11	0.84	79.7	/	20.4	10	20	25
Ain Trick	12	20	1.92	71.8	/	16.7	14	Nm	Nm
Khalfoun	16	20	2.27	80.5	/	17.3	14	Nm	Nm

/ : néant Nm: non mesurable

Les teneurs en $CaCO_3$ se situent globalement entre 70 et 80 %, ce qui est conforme à ce qu'on trouve généralement dans les tufs. [1]

La question des sulfates se pose essentiellement après traitement des tufs avec le ciment. La présence des sulfates dans les tufs à étudier a une influence négative sur les processus de durcissement du mélange. En effet, les sulfates inhibent la prise. D'après les analyses chimiques, les tufs étudiés sont dépourvus d'éléments sulfatés (cf. tableau 3).

L'essai Los Angeles et l'essai Micro-Deval humide sont inapplicables pour les tufs de Khalfoun, Mezloug et Ain Trick car les éléments supérieurs à 2 mm (squelette) ont une forme d'amas friables, que l'on écrase facilement entre les doigts. Ces formes d'encroutement n'ont pas l'aptitude de supporter les charges appliquées lors de ces deux essais (cf. tableau 3).

L'allure des courbes Proctor et des courbes CBR Immédiat (Figures 4, 5 et 6) constitue un bon indicateur de la sensibilité à l'eau des tufs.

Du point de vue sensibilité à l'eau, on peut classer les quatre tufs du plus sensible au moins sensible comme suit :

1-Hammam Ouled Yeless 2-Mezloug 3-Khalfoun 4-Ain Trick

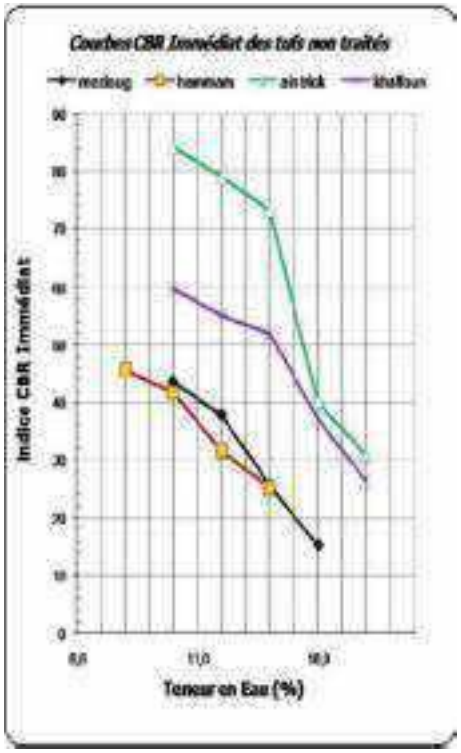


Figure 6. Courbes CBR Immédiat des tufs non traités

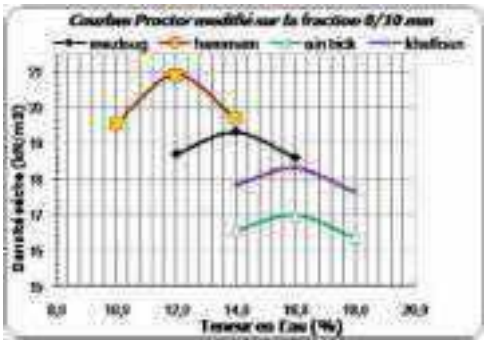


Figure 4. Courbes Proctor modifié de la fraction 0/10 mm

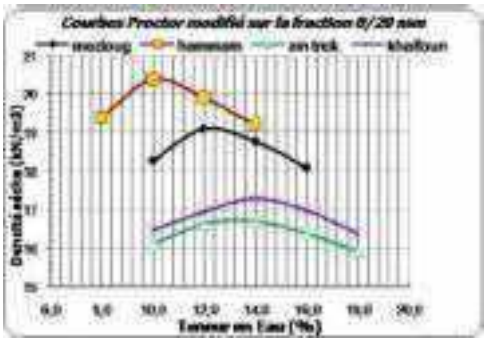


Figure 5. Courbes Proctor modifié de la fraction 0/20 mm

Du point de vue résistance à la compression simple, R_c, on constate qu'elle augmente régulièrement avec la durée de conservation et ce pour les quatre sites. Cette croissance n'est pas toujours linéaire, cette non-linéarité est due à des défauts dans la fabrication des éprouvettes et/ou aux conditions de conservation. (Figure 7)

Comme pour les essais de résistance à la compression simple, la résistance à la traction, R_{tb}, croit régulièrement avec la durée de conservation. En comparant les échantillons des différents sites, on constate que comme pour R_c, R_{tb} à 28 jours de Mezloug est très supérieure à R_{tb} du gite de Khalfoun avec un rapport de 4. (Figure 8)

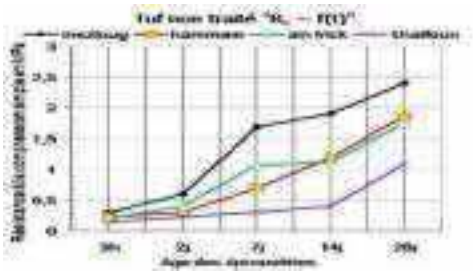


Figure 7. Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la compression simple des tufs non traités

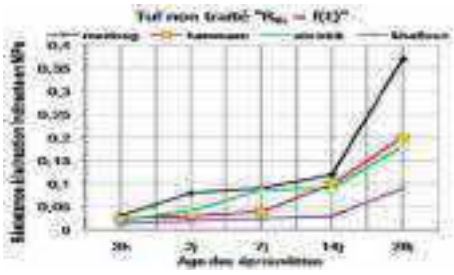


Figure 8. Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la traction indirecte des tufs non traités

4.2. Résultats des essais effectués sur les tufs traités au (ciment, laitier et pouzzolane)

- *Essai CBR Immédiat*

* L'analyse des résultats des essais CBR à la teneur en eau de l'optimum Proctor modifié, exécuté sur la fraction 0/20 mm des tufs étudiés et l'examen des figures 9 et 10, nous a permet de constater les points ci-dessous.

Il ya une évolution de l'indice CBR Immédiat après traitement au ciment, laitier et pouzzolane, par rapport aux indices CBR remarqués dans le cas des tufs non traités (CBR Mezloug = 38, CBR Hammam = 42, CBR Ain Trikc = 72 et CBR Khalfoun = 52). Cette évolution est interprétée par l'adjonction des liants (ciment, laitier et pouzzolane) qui a amélioré la portance des quatre tufs.

Dans le cas des tufs traités au ciment (Figure 9), on a remarqué l'évolution de l'indice CBR Immédiat pour un dosage de 4% de ciment par rapport à 3% de ciment. Ensuite, une chute de l'indice CBR est constatée pour un dosage de 5% de ciment.

L'évolution de l'indice CBR de 3% à 4% de ciment est logique. Contrairement à toute attente, l'indice CBR chute de 4% à 5% de ciment. Cette anomalie de la chute de l'indice CBR à 5% de ciment peut être expliquée par le fait que la teneur en eau de l'optimum est insuffisante pour hydrater la quantité de ciment (5%). Ce point mériterait d'être vérifié par la confection d'autres éprouvettes à une teneur en eau plus élevée que celle de l'optimum Proctor modifié.

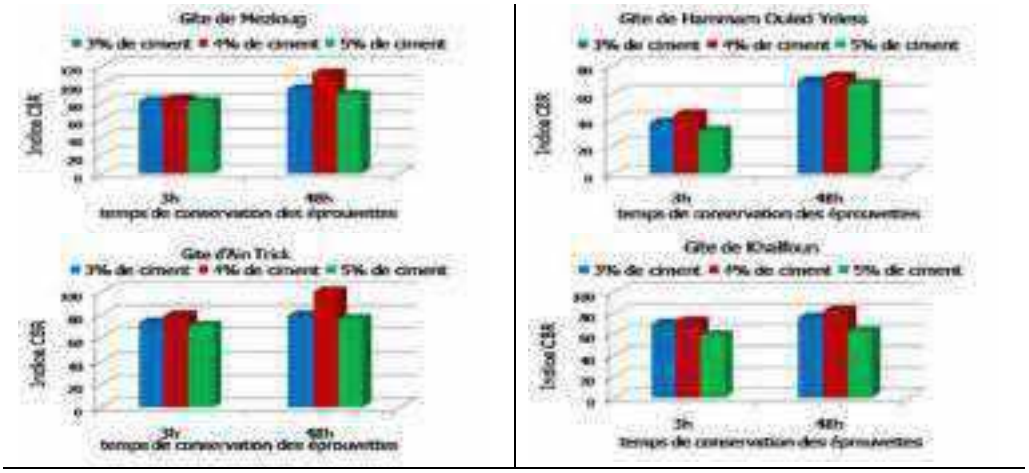


Figure 9. Histogrammes de variation de l'indice CBR Immédiat en fonction du temps après traitement avec 3%, 4% et 5% de ciment des quatre gites.

* Pour le cas du traitement au laitier (Figure 10), il est à remarquer que l'évolution de l'indice CBR après traitement du tuf de Mezloug n'est pas très importante, et en particulier pour un dosage de 20%. Cette constatation s'explique par le fait que le laitier est un liant à prise très lente. Des mesures de résistances mécaniques à 28 jours les pénalisent car ils n'ont pas eu encore suffisamment de temps pour réagir.

* Les mêmes évolutions sont remarquées pour le cas de traitement à la pouzzolane que celles de cas de traitement au laitier.

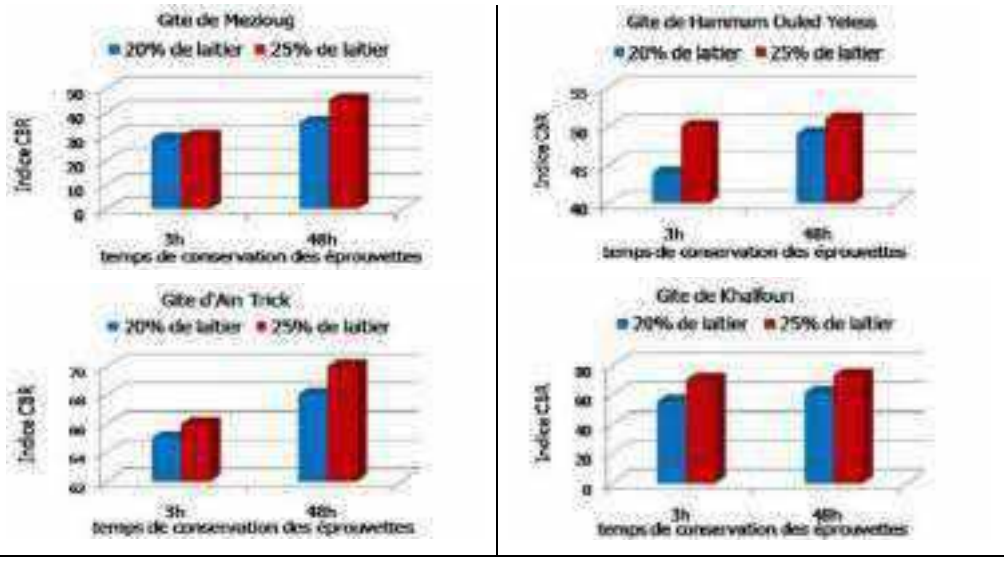


Figure 10: Histogramme de variation de l'indice CBR Immédiat en fonction du temps après traitement avec 20% et 25% de laitier des quatre gites

- *Essai de résistance à la compression simple (Rc) et à la traction indirecte ou brésilien (Rtb)*

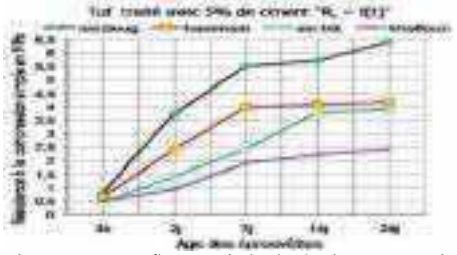


Figure 11.a: Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la compression simple des tufs traités avec 5% de ciment

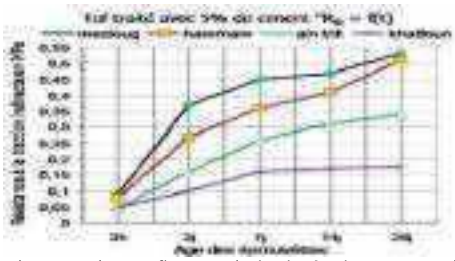


Figure 11.b: Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la traction indirecte des tufs traités avec 5% de ciment

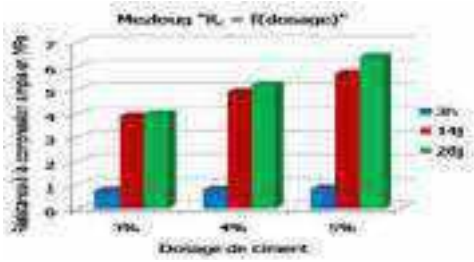


Figure 11.c: Histogramme de la résistance à la compression simple du tuf de Mezloug traité au ciment en fonction du dosage

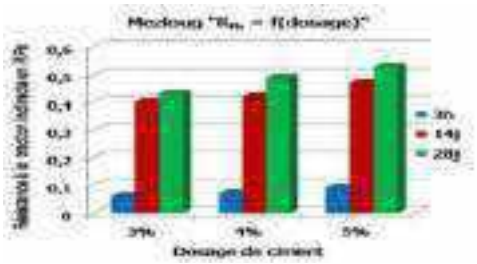


Figure 11.d: Histogramme de la résistance à la traction indirecte du tuf de Mezloug traité au ciment en fonction du dosage

* L'examen de l'évolution des résistances à la compression simple des tufs traités à 5% de ciment (figures 11.a et 11.b) permet de constater qu'il y a une grande analogie de cette évolution avec celle des résistances à la traction indirecte. Des points dispersés sont remarqués, cette déviation est expliquée par une hétérogénéité due à une variation de densité des éprouvettes testées.

Les histogrammes (figures 11.c et 11.d) montrent que pour un même dosage (exemple 5%), il y a une montée en résistance (Rc et Rtb). Cette montée est importante de 3 heures à 14 j, et peu importante de 14 j à 28 j. En d'autres termes, la grande partie du durcissement a été faite entre 3 heures et 14 j.

Pour le cas des dosages de 3% et 4% on a constaté les mêmes remarques que celle de 5%.

* Pour le cas des tufs traités au laitier, et pour un même dosage (exemple 20%), il y a une montée en résistance (Rc). Cette montée est équilibrée quant on passe de 3 heures à 14 jours et de 14 jours à 28 jours, c-à-d que le durcissement se fait lentement et graduellement sur toute la durée de conservation (de 3 heures à 28 jours), à contrario dans le cas de traitement au ciment où la grande partie du durcissement a été faite rapidement de 3 heures à 14 jours. Cette Différenciation est interprétée par les propriétés spécifiques du ciment et du laitier, le pouvoir hydraulique du ciment est plus grand que celui de laitier. (Histogrammes de la Figure 12.c et 12.d)

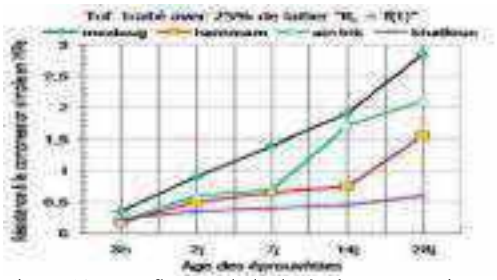


Figure 12.a: Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la compression simple des tufs traités avec 25% de laitier

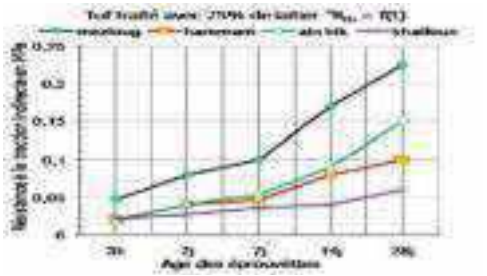


Figure 12.b: Influence de la durée de conservation des éprouvettes sur la résistance à la traction indirecte des tufs traités avec 25% de laitier

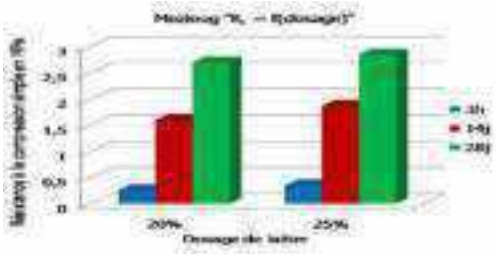


Figure 12.c: Histogramme de la résistance à la compression simple du tuf de Mezloug traité au laitier en fonction du dosage

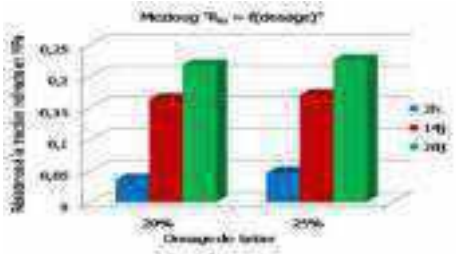


Figure 12.d: Histogramme de la résistance à la traction indirecte du tuf de Mezloug traité au laitier en fonction du dosage

* Les mêmes conclusions du traitement au laitier sont à donner pour le cas de traitement à la pouzzolane.

Remarque : Tous les rapports Rc/Rtb obtenus pour toutes les formulations réalisées dans cette étude varient entre 9 et 14. Ces rapports sont logiques quand on les compare avec les rapports couramment obtenus pour les bétons hydrauliques (rapport égale à 10).

- *Essais complémentaires*

*L'effet de l'eau sur la résistance, la stabilité et la durabilité de ces matériaux ont été également investigués. Nous avons trouvé que parmi tous les types de traitements effectués, seuls les éprouvettes des tufs traités au ciment gardent leur forme initiale, ce qui vient confirmer les résultats des essais mécaniques : Le traitement au ciment est meilleur que les deux autres types de traitement. (Tableau 4)

Tableau 4 : Comportement des éprouvettes après immersion dans l'eau

PROVENANCE	TUF NON TRAITÉ	TUF TRAITÉ AU CIMENT			TUF TRAITÉ AU LAITIER		TUF TRAITÉ À LA POUZZOLANE	
		3%	4%	5%	10%	15%	10%	15%
Gîte de Mezloug	Destruction instantanée	Garde la forme de l'état initial			3h 15'	4h	5h	5h 45'
Gîte de Hammam Ouled Yelles	Destruction instantanée	Garde la forme de l'état initial			2h	2h 15'	2h 30'	2h 50'
Gîte de Ain Arik	Destruction instantanée	Garde la forme de l'état initial			2h 15'	2h 25'	3h	3h 30'
Gîte de Khalfoun	Destruction instantanée	1h* 30'	4h 25'	4h 30'	1h 20'	1h 30'	1h	2h 15'
*: 1h 30' est le temps au bout duquel l'éprouvette est détruite. La même chose pour les autres éprouvettes								

*Pour une meilleure mise en œuvre de ces matériaux, nous avons calculé le délai de maniabilité à partir des essais d'auscultation dynamique. Les résultats obtenus varient entre 2 h 30 min pour le cas de gite de Mezloug à 6 h 15 min pour le gite de Khalfoun. Le calcul de ce temps nous permet d'anticiper et d'éviter une perte de qualité des matériaux (tufs) traités pendant la mise en œuvre.

5. Conclusion

On voit bien à travers les résultats obtenus dans cet article qu'il ya une *amélioration des caractéristiques mécaniques* des tufs après traitement et parmi tous les traitements effectués aux liants hydrauliques ou pouzzolaniques, seul le traitement au ciment donne des résultats significatifs. Ainsi, le tuf de Mezloug, qui possède les meilleurs caractéristiques physiques (Ip, VBS, granulométrie…), présente une meilleure amélioration en termes de performances mécaniques comparativement aux autres, après traitement.

Il va de soi, que l'emploi des tufs traités ne peut être envisagé que pour la partie supérieure des terrassements (PST) et la couche de forme, où on vise l'obtention d'une bonne portance de l'arase de terrassement et de la plateforme support de chaussée. Eventuellement, le traitement des tufs aux liants hydrauliques pourrait être étendu à la réalisation des chaussées à trafic faible ou modéré. D'autre part, la construction des chaussées en tufs traités au ciment doit être surtout assurée aux régions semi-arides (hauts plateaux et atlas saharien), là où abondent les gisements de tufs. L'extension de leur emploi aux régions nord du pays (à pluviométrie importante), pose un problème de coût de leur transport et de leur plus ou moins grande sensibilité à l'eau.

Les perspectives : ce travail n'est qu'une approche expérimentale de laboratoire, qui devra être confirmée par une expérimentation de vraie grandeur, autrement dit, construction d'une section de chaussée en tuf traité aux liants utilisés dans cette étude, particulièrement au ciment et suivi de son comportement à court et à long terme afin de le caler avec les résultats obtenus.

Les résultats que nous avons obtenus dans ce travail nous semblent suffisamment prometteurs pour qu'une réflexion plus poussée s'engage à une grande échelle afin d'approfondir la question du traitement des tufs aux liants hydrauliques.

6. Bibliographie

[1] Colombier G, *''Tufs'' et encroutements calcaires utilisations routières*, (ISTED) Paris, France (1988).

[2] Horta O.S, *Les encroutements calcaires et les encroutements gypseux en géotechnique routière*, Sonatrach, Alger, Algérie (1979).

[3] LCPC et SETRA., *Traitement des sols à la chaux et/ou liants hydrauliques (GTS)*, Paris, France (2000).

[4] SETRA, *Valorisation des matériaux locaux*, Paris, France (2004).

L'EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE DURCISSEMENT D'UN TUF CALCAIRE DE LA REGION DE DJELFA: APPLICATION EN TECHNIQUE ROUTIERE

LOUALBIA H.[1], SEBAIBI Y.[2]

ALBACHAHAMZA@gmail.com

[1,2] *Laboratoire de Génie Civil, Université Djillali LIABES Sidi Bel Abbes-Algérie.*

Résumé *: En Algérie, les tufs calcaires occupent les régions sèches de l'Algérie du Nord ; ils couvrent une superficie de plus de 300.000 km2 [1].L'utilisation de ces matériaux dans le développement du réseau routier et autoroutier tient une place importante dans l'économie du pays, et vu que cette matière est fortement disponible. Notre étude expérimentale rentre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux pour préserver l'environnement en limitant l'exploitation des gisements distribués à travers le territoire national. Notre objectif est donc, de voir la caractérisation physico-mécanique d'un tuf calcaire de la région de Faidh el Botma, traduite par l'évolution de la résistance à la compression simple, pour une éventuelle utilisation en assise de chaussée, les essais se sont effectués sur des échantillons compactés à différentes teneurs en eau et conservés dans diverses conditions. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'existence d'une teneur en eau pour laquelle le durcissement est maximal.*

Mots-clés : *Tuf calcaire, teneur en eau, durcissement.*

Abstract: *Development of road and highway networks using calcareous crusts in Algeria has a great importance in the economy, in which these materials are highly available. Thus, our experimental studies come under the exploration of available local resources to preserve the environment by restrict and organize the use of mines distributed through the country. In this operations has been conducted on hardening the tuffs crusts without treatment; the results show a presence of water content necessary for the hardening is being maximum. In addition, these results illustrate deep demonstration of hardening phenomenon along different compacted samples with various water quantities under different conditions of preservation.*

Key-words: *calcareous crusts, water content, hardening.*

1. Introduction

Les tufs d'encroûtements acquièrent, après compactage puis dessiccation prolongée, une forte cohésion, ce durcissement est appelé autostabilisation [2]. Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne pouvait pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale.

Malgré l'importance de ce phénomène et l'intérêt que lui portent les techniciens de la route utilisateurs des tufs, il existe peu de références bibliographiques sur le sujet [3]. Ce manque de documentation peut être attribue à la fois au type du matériau étudié « matériau local et fin » et au paramètre d'étude « le durcissement ». En effet, l'utilisation des matériaux fins est un privilège des climats arides ce qui réduit le nombre de pays utilisateurs et par la même le nombre d'études portant sur le thème ; ce nombre est d'autant plus réduit que le critère « cohésion » source du durcissement n'est pas un critère de choix commun a tous les pays intéresses par ces matériaux.

Dans cette étude, nous essayons de voir l'effet de quelques paramètres de l'environnement sur l'évolution de la résistance à la compression simple d'un tuf calcaire de la région de Djelfa, en procédant par différents modes de conservation [4].

2. Caractéristiques physico mécaniques des tufs exploités

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon les normes admises en géotechnique classique, avec néanmoins, certaines modifications [5].

Le tableau 1 résume les principales caractéristiques géotechniques de matériau utilisé.

Tableau 1. Résultats des essais d'identification et de comportement

MATERIAU	TUF DE FAIDH EL BOTMA	NORME UTILISEE
Teneur en fin en %	38 .68	NF P 18-692
Indice de plasticité	12.69	NF P 94-051
Valeur au bleu	00.27	Empirique [3]
Densité sèche optimale	01.75	NF P 94-093
Teneur en eau optimale en %	13.80	
ICBR à 95% compacité en %	13,87	NF P 94-078
RC à 95% compacité (bars)	07.98	Empirique [3]

3. Préparation des éprouvettes et résultats expérimentaux

3.1. Préparation des éprouvettes

L'objectif de la confection est de trouver une méthode permettant de réaliser des éprouvettes homogènes ayant un comportement aussi proche que possible du comportement du matériau en place.

Le choix d'une méthode de confection dépend d'une part, des équipements disponibles et d'autre part, de l'objectif et la précision attendue des essais à effectuer, ainsi que le type de matériau.

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode de reconstitution d'éprouvettes avec des particules inferieur à 5 mm, par la méthode de compactage statique par couche dans un moule normalisé de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur.

Les éprouvettes ont été confectionnées à une compacité proche de l'optimum Proctor modifié et à différentes teneurs en eau : 4; 8;11 ; 13et 15%.

Les éprouvettes ont été conservées, pendant 1, 4, 7, 14 et 28 jours, dans trois modes différents :

- Celles conservées à 40°c à l'étuve avec dessiccation;
- Celles conservées à l'air libre, à une température ambiante de 20°c environ;
- Celles conservées à l'étuve à 40°c et à teneur en eau constante, dans du plastique de congélation (en polypropylène).

Une fois le temps de conservation est atteint, on écrase les éprouvettes à l'aide d'une presse hydraulique, en appliquant un chargement à vitesse constante de 1,27 mm/mn, Chaque point de la présente étude représente la moyenne de 3 éprouvettes réalisées dans les mêmes conditions d'essais.

3.2. Résultats expérimentaux

3.2.1. Influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple

La figure 1 présente l'influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple Rc pour différentes durées de conservations en étuvage avec déssication. Nous remarquons que, lorsque les teneurs en eau de confection proches de la teneur en eau OPM, la valeur de la résistance à la compression simple est maximale.

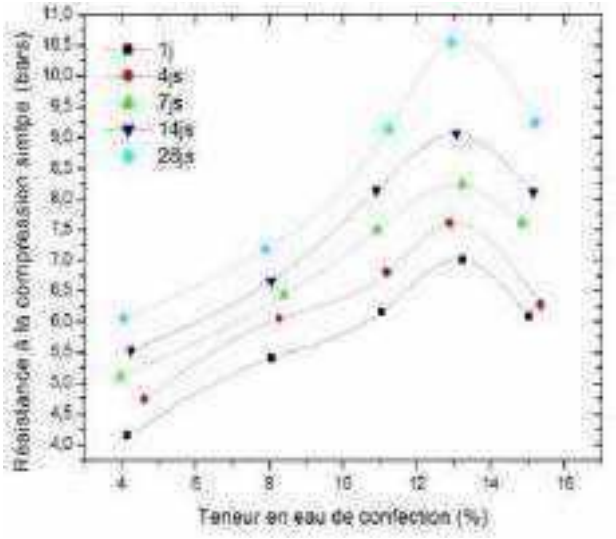


Figure 1. Influence de la teneur en eau sur la Rc, à différentes durées de conservation (conservation à l'étuve avec dessiccation).

La figure 2 présente l'influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple Rc pour différentes durées de conservation à l'air libre. On constate que, l'allure générale des courbes est similaire à celle des courbes du cas de conservation à l'étuve avec dessiccation, cette similarité nous emmène à conclure que la température n'améliore pas la résistance Rc.

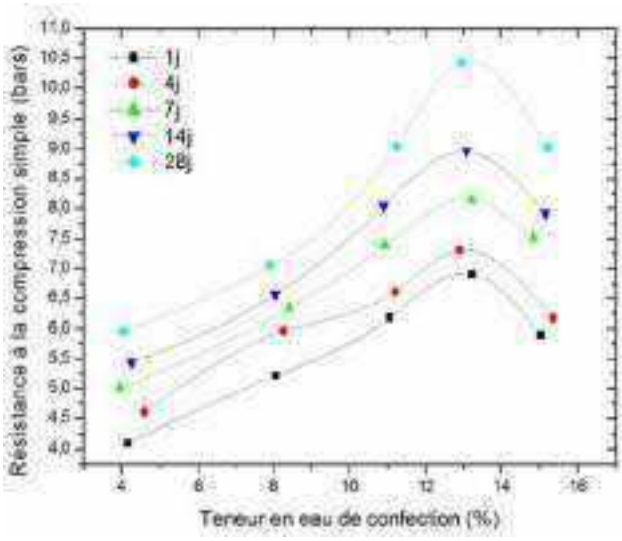


Figure 2. Influence de la teneur en eau sur la Rc, à différentes durées de conservation (conservation à l'air libre).

Concernant les éprouvettes conservées à l'étuve sans dessiccation (figure 3), on remarque que, l'influence de la teneur en eau est très marquée sur la résistance Rc quelle que soit la durée de conservation : la Rc chute, lorsque la teneur en eau augmente.

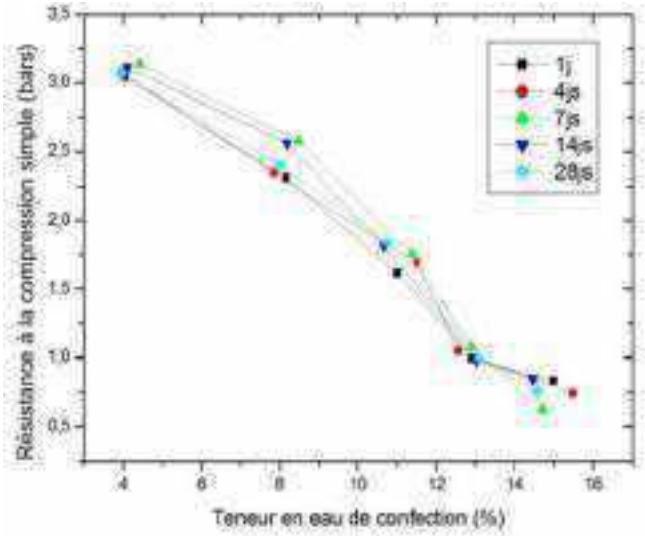


Figure 3. Influence de la teneur en eau sur la Rc, à différentes durées de conservation (conservation à l'étuve sans dessiccation).

3.2.2. Influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression simple

La figure 4 présente l'influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression simple Rc en étuvage avec dessiccation. On constate que la résistance à la compression simple de tufs croit avec la durée de conservation, elle présente une augmentation remarquable pour des teneurs en eau supérieur à 10%, par contre elle est faible pour des valeurs de teneur en eau inferieure à 10% et tend à être stable à partir du 10ème jour.

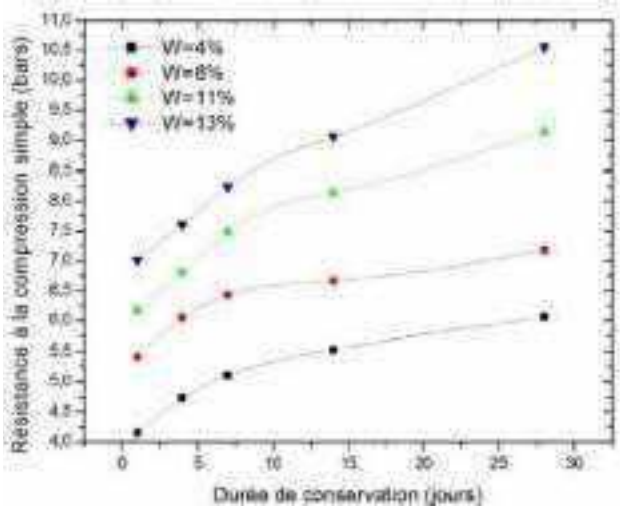


Figure 4. Influence de la durée de conservation sur la Rc, à différentes teneurs en eau (conservation avec dessiccation).

La figure 5 montre une relation entre la résistance à la compression simple et la durée de conservation en étuvage sans dessiccation. Nous remarquons que l'ensemble des résistances reste faible par rapport au cas de dessiccation, quelle que soit la durée de conservation (figure 5), et toutes les courbes tendent vers une

asymptote horizontale, lorsque la durée de conservation varie entre 7 et 28 jours: Il y a donc stabilisation de la résistance.

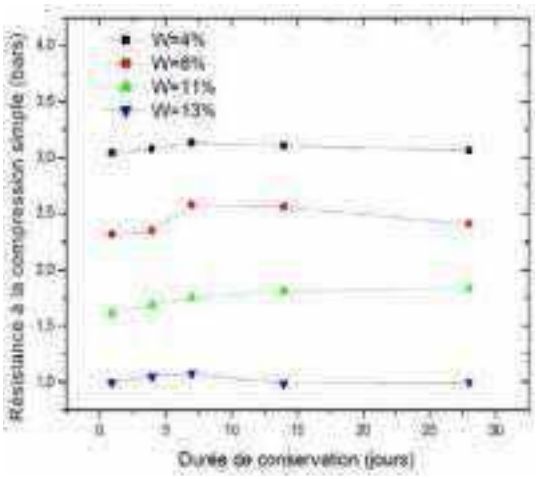


Figure 5. Influence de la durée de conservation sur la Rc, à différentes teneurs en eau (conservation sans dessiccation).

3.2.3. Influence du mode de conservation sur la résistance a la compression simple

Pour mieux comprendre l'effet du mode de conservation sur la résistance à la compression simple Rc, nous avons représenté, dans la figure 6, l'influence du mode de conservation sur les résisatnce à la compression simple pour les deux modes de conservation C1 et C3 :

- C1 : Conservation à l'étuve avec dessiccation;
- C3 : Conservation à l'étuve sans dessiccation.

On constate que lorsque les éprouvettes sont séchées (mode C1) elles présentent les meilleures résistances mécaniques par rapport aux éprouvettes humides (mode C3).

Cette évolution de la résistance apparaît considérable pour les teneurs en eau proches de la teneur en eau à l'OPM (w_{opm}) et moins importante pour les faibles teneurs en eau.

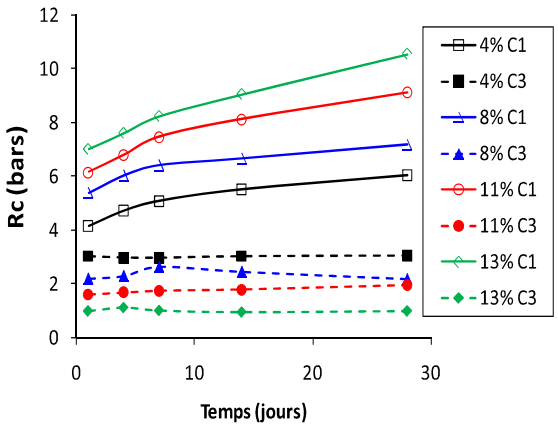


Figure 6. Evolution de la Rc en fonction du mode de conservation pour différents teneur en eau.

4. Conclusion

Dans ce travail, nous développons une étude expérimentale sur l'aptitude du tuf de Faidh al Botma située à l'Est de Djelfa à durcir, dans le temps selon différents modes de conservation se rapprochant de celles des zones semi-arides. Ces paramètres reflètent, en quelque sorte, l'environnement que subit le tuf une fois mis en place en chaussée.

Les principaux résultats à retenir de ce travail sont les suivants:

Les éprouvettes qui se sont conservés à différents teneur en eau avec dessiccation, ont une augmentation de la Rc très remarquable au voisinage des teneurs en eau proche de l'OPM ce qui fait que le durcissement des tufs d'encroutement se développe mieux en milieu humide.

L'influence de la température est presque négligeable sur la Rc dans le domaine des conditions de conservation à l'étuve.

Le durcissement est essentiellement provoqué par la dessiccation.

5. Bibliographie

[1] Duran, J., "les sols rouges et les croûtes en ALGERIE" SES Alger, 1959.

[2] Netterberg, F., "The geology and engineering properties of South African calcretes" Ph.D. Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburg, 1969.

[3] Colombier, G., "Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières" Synthèse, ISTED, 1988.

[4] Loualbia, H., *"Stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Djelfa "* Thèse de magistère, Université Djillali LIABES Sidi Bel Abbes, 2011.

[5] Alloul, B., "Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière" Thèse de docteur de 3ème cycle, Université Paris VI, 1981.

ANALYSE DE LA REACTION SOL-CHAUX ET SES EFFETS DANS LES SOLS STABILISES

GUERIDI Fatima[1, 2], BENMISRA Fatima Zohra[1], DERRICHE Zohra[1]

Email : *gueridif@yahoo.fr*

[1]*Laboratoire Travaux Publics Ingénierie de Transport, (TPiT), ENSTP, Algérie.*

[2]*Ecole Nationale Superieure des Travaux Publics, ENSTP, Algerie.*

Résumé *: Les améliorations apportées aux matériaux par la stabilisation à la chaux sont le résultat de réactions qui se produisent entre les éléments réactifs de la chaux et ceux du sol en présence d'eau. Ces réactions dépendent de plusieurs autres paramètres tels que la température, le temps et les conditions environnementales. Par ailleurs, les contreperformances enregistrées sur les structures de chaussées à sols stabilisés à la chaux, souvent attribués au dosage inadéquat en chaux, aux mauvaises conditions de compactage ou aux défaillances de mise en œuvre restent largement inexpliquées. Ce qui atteste du fait que la réaction sol-chaux n'est pas encore complètement maitrisée. Dans cette contribution, on étudie sur la base d'un programme expérimental, les différentes réactions sol-chaux en mettant l'accent sur la durabilité de leurs résultats.*

Mots clefs : réaction sol-chaux, réaction pouzzolanique, stabilisation, résistance, *plasticité.*

Abstract*: The mechanical improvements brought about by lime stabilization of soils are the result of reactions that occur between the reactive elements of lime and soil in the presence of hydration water. These reactions are controlled by several conditions such as temperature, curing time and other environmental conditions. the poor performance recorded on the pavement structures to lime stabilized soils, often attributed to inadequate dosage of lime, poor compaction conditions or failures of implementation remains largely unexplained. Which attests to the fact that the soil-lime reaction is not yet fully mastered. In this paper, we study on the basis of an experimental program, the different soil-lime reactions focusing on the sustainability of their results.*

Key words: lime stabilization, soil-lime-reactions, carbonation, improvements, sustainability

1. Introduction

La stabilisation des sols à la chaux est une technique très ancienne. Elle a connu une large utilisation dans les années 30 du siècle dernier. Des projets de grande envergure, tels que des aéroports et des autoroutes ont pu être construits sur de mauvais sols grâce à cette technique. Malheureusement, la chaux a connu une baisse d'intérêt, après que quelques problèmes de durabilité aient été observés sur des projets, dans plusieurs pays. Les premiers facteurs mis en cause de la défaillance enregistrée alors, étaient les conditions de mise en œuvre et le dosage en chaux. Des évaluations plus récentes des dommages enregistrés sur des projets de construction de routes dans certains pays, désignent la carbonatation de la chaux comme responsable de la chute des performances ainsi que des composés chimiques présents dans les sols et dans l'eau. Les travaux sur ces phénomènes restent néanmoins peu documentés.

Actuellement, la stabilisation à la chaux connaît un important regain d'intérêt en raison du renforcement des législations environnementales et de la pression croissante sur les matières premières, en d'autres termes avec l'application des principes du développement durable. De son emploi dans la réutilisation des remblais des sols humides, on tente d'étendre la technique à l'utilisation des sols stabilisés à la chaux dans les couches de chaussées exigeant ainsi de plus grandes performances.

Travaillant à l'optimisation de la stabilisation à la chaux, la recherche s'intéresse à analyser de manière plus approfondie la réaction sol-chaux pour faire ressortir les mécanismes qui la construisent et les différents paramètres qui la contrôlent.

On analyse dans cette contribution, sur l'exemple d'un sol, les différentes réactions de la stabilisation du sol à la chaux. On discute les mécanismes qui sont connus et d'autres qui sont mis en évidence tout récemment. On analyse sur la base des résultats expérimentaux, le rôle des paramètres principaux qui contrôlent la réaction avec leur influence dans le développement de la réaction et dans les performances géotechniques réalisées.

2. Mécanismes de la réaction sol-chaux et leurs effets sur le traitement

L'ajout de chaux aux sols fins déclenche en présence d'eau plusieurs réactions ; l'hydratation, la floculation et la cimentation. Les deux premières réactions se produisent rapidement et réalisent des changements immédiats dans les caractéristiques du sol. Cette phase est appelée la modification du sol. La troisième réaction s'effectue dans le temps et produit une augmentation progressive de la résistance. Cette phase est appelée la stabilisation [19]. D'autres réactions peuvent se produire en même temps et affecter ces changements ; la carbonatation et les réactions ''parasites'' forcées par les composés chimiques dits ''perturbateurs'' [11].

2.1. Réactions à court terme

L'ajout de chaux au sol en quantités suffisantes fournit rapidement un excès de cations multivalents de calcium qui tendent à remplacer des cations monovalents tels que le sodium et le potassium de l'argile. L'hydratation de la chaux fournit des hydroxydes OH^- qui augmentent le pH du milieu et libèrent les composés des minéraux argileux.

L'hydratation s'exprime par la réaction : $Ca(OH)_2 \longrightarrow Ca^{++} + 2(OH)^-$.

Les particules argileuses réagissent avec les calciums libérés par la chaux, la taille de la couche d'eau diffuse les entourant diminue. Elles s'agglomèrent et le contact entre elles augmente. *C'est la floculation*.

Le sol argileux humide se transforme en un matériau silteux ou sableux. Il perd une partie de sa sensibilité à l'eau et passe d'un sol plastique à un sol friable. Ces améliorations sont remarquables surtout dans les sols peu à très plastiques. En général, l'utilisation de la chaux est indiquée pour les sols à Ip>10 % ayant plus de 25% de passant au tamis 200 [15].

Le dosage en chaux nécessaire pour réaliser *la modification* est appelé le taux de fixation [19], [13].

Ce taux est arrêté par le pourcentage de chaux à partir duquel l'indice de plasticité n'est plus affecté par la quantité de chaux rajoutée. Il réalise la réduction maximale de la plasticité du sol (figure1). Les phénomènes

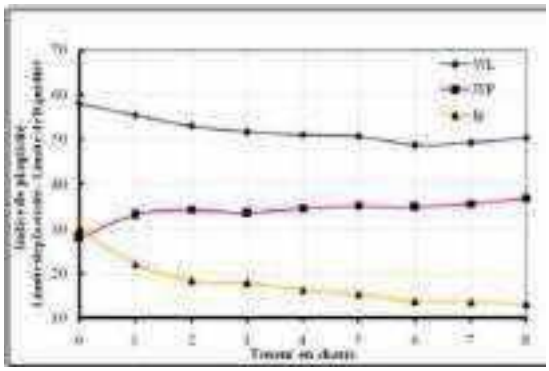


Figure 1. Influence du taux de chaux sur la plasticité du sol traité

d'échange cationique et d'adsorption qui sont de nature physico-chimique sont incapables d'expliquer les améliorations géotechniques qui se produisent dans le sol.

2.2. Réaction pouzzolanique

Cette réaction a lieu entre la chaux, l'eau et les silicates et/ ou des aluminates des sols argileux pour donner dans le temps, des agents de cimentation qui sont essentiellement les silicates de calcium hydratés ou les aluminates de calcium hydratés, similaires à ceux produits durant l'hydratation du ciment Portland [22].

Lorsqu'une quantité suffisante de chaux est rajoutée au sol, le pH du mélange augmente et quand il atteint 12,4 (pH de la chaux saturée), les silicates et les aluminates des argiles deviennent potentiellement solubles et se détachent du minéral argileux [16]. Ils réagissent alors avec le calcium de la chaux pour former des ciments qui se consolident dans un processus graduel qui peut durer plusieurs années [5] ou jusqu'à l'extinction de l'un des constituants de la réaction.

Le taux de chaux qui réalise ce pH est appelé le taux de demande en chaux [19] et constitue le taux minimal nécessaire pour enclencher la réaction pouzzolanique [7]. La figure 2 montre la courbe des pH en fonction du taux de chaux. Les réactions de cimentation provoquent les augmentations principales de la résistance en compression et à la traction des mélange sol-chaux dans le temps. Des recherches récentes ont permis de remettre en question la qualité des produits de la réaction pouzzolanique ainsi que leur nature cristalline ou amorphe [16].

La réaction pouzzolanique de base s'exprime par les écritures suivantes :

$Ca^{++} + OH^- + SiO_2$ (silicates d'argile solubles) ⟶ Silicates de Calcium Hydratés (CSH)
$Ca^{++} + OH^- + Al_2O_2$ (aluminates d'argile solubles) ⟶ Aluminates de Calcium Hydrates(CAH).
Cette réaction se réalise dans le temps et dépend fortement des conditions climatiques ambiantes (humidité, température…).

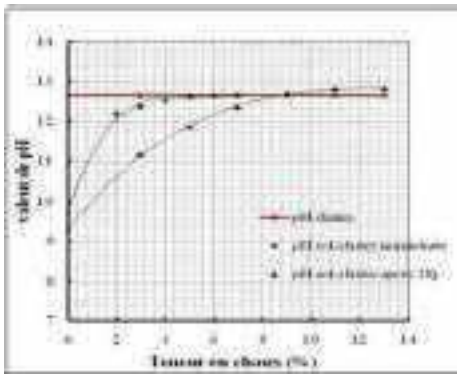


Figure 2. Evolution du pH en fonction du pourcentage de chaux -temps.

2.3. Les réactions parasites

2.3.1. La carbonatation

Les deux réactions qui construisent le traitement à la chaux (immédiate et pouzzolanique) peuvent être affectées par des réactions qualifiées de parasites. Dans la carbonatation de la chaux, la chaux réagit avec le dioxyde de carbone atmosphérique pour former des carbonates relativement insolubles. Les observations ont montré que la carbonatation donne naissance à la formation d'une poudre blanche lâche sur la surface de la couche de sol stabilisée [2]. Elle provoque la perte de résistance et de densité ainsi que l'augmentation de la perméabilité des sols [1]. Cette réaction peut être évitée par des méthodes de mise en œuvre adéquates qui minimisent l'exposition de la chaux à l'air et aux chutes de pluie [15].

2.3.2. Les composés chimiques

Les sols et l'eau de traitement contiennent des éléments chimiques qui peuvent interagir avec la chaux et former des composés nuisibles à la stabilisation. Ces éléments sont qualifiés de perturbateurs de prise. Il s'agit notamment des sulfates (l'anhydrite, gypse), des phosphates, des nitrates, des chlorures (NaCl) et des matières organiques [11].

Dans les sols, les minéraux soufrés se trouvent sous plusieurs formes en particulier sous forme de gypse ($CaSO_4$, $2H_2O$). Si le sol contient des sulfates, celui-ci peut réagir avec l'alumine qui provient de la dissolution des minéraux, la portlandite et l'eau pour former l'ettringite ou la thaumasite. Ce composé va

provoquer le gonflement et les fissures sur l'ouvrage stabilisé [11]. Les matières organiques peuvent aussi entraver le processus de stabilisation. Elles font baisser le pH.

3. Contre performances de la stabilisation à la chaux : quelques exemples

Des cas de projets construits avec ou sur des sols traités à la chaux et ayant montré des contre performances, ont été cités dans quelques rapports. Les problèmes sont provoqués par la présence de gypse, calcites et sulfates de sodium qui forment de l'ettringite en s'associant à la chaux et l'eau en excès [17].

Le cas de l'autoroute de Palmerston construite à la fin des années 1970 avec un matériaux latéritique stabilisé à 2% de chaux et 2% de ciment et qui a présenté des ornières importantes à la surface de la chaussée après 06 mois de sa construction a été décrit par [6]. Le problème de détérioration de surfaces de chaussées stabilisées à la chaux par la carbonatation a été soulevé aux USA depuis très longtemps [22], [18]. D'autres auteurs ont signalé des cas de projets routiers qui ont subi des défaillances aux Botswana, en Afrique du sud, ([1], [21]).

4. Eléments principaux de la stabilisation

Compte tenu des observations tirées des expériences étudiées, des conditions sur les éléments principaux de la réaction (sol, chaux, eaux) doivent être vérifiées pour garantir la réussite de la stabilisation.

Le sol : le sol argileux plastique répond mieux au traitement à la chaux. Dans le cas de sol grenu, on peut associer les cendres volantes à la chaux pour fournir au sol la fraction fine réactive. Une granulométrie étalée s'indique mieux, pour réaliser un meilleur compactage.
La nature des argiles présentes dans les sols influence le comportement mécanique des sols stabilisés. Le sol doit subir un test d'aptitude au traitement. Des analyses chimiques doivent être effectuées pour déceler la présence du souffre et des matières organiques [11].

La chaux : La chaux vive est utilisée dans le cas des sols argileux humides et la chaux éteinte est préférée dans les sols secs. Une chaux est définie par plusieurs paramètres ; sa teneur en chaux libre (CaO), sa teneur en MgO, sa granulométrie (tamisat à 2, 0.2, 0.08mm) et sa réactivité (exprime la rapidité d'action). La réactivité de la chaux doit être vérifiée avant l'utilisation. Des bonnes conditions de stockage de la chaux doivent être assurées pour éviter la perte de la réactivité de celle-ci [15].

L'eau : Comme le sol, l'eau ne doit pas contenir des éléments nocifs à la réaction.

5. Description du programme expérimental

5.1. Matériaux utilisés :

Le sol étudié est reconstitué à partir d'un sol naturel mélangé à 20% de bentonite. La bentonite est une argile très plastique selon sa situation sur l'abaque de Casagrande. L'analyse chimique montre l'absence des sulfates et de matières organiques. La courbe granulométrique du sol étudié est donnée dans la figure 3b.

La chaux utilisée est vive. Sa Teneur en CaO est de 73.3% > 50% et sa teneur en MgO est de 0.30% < 6%. Elle vérifie bien les spécifications de la norme NF P 98-101 1991. Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont résumées dans le tableau n°1.

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux utilisés

Matériau	Provenance	W%	WL	WP	Ip	Activité	%< 80 u	%<2u
Sol naturel	remblai	12	39	19	20	-	70	30
Bentonite	Maghnia	13	280	93	187	3.67	100	51
Sol étudié	Sol + 20%Bento	-	58	28	30	2	75	35
Chaux	Saida ouest	~0	65	44	23		100	

Les caractéristiques du compactage du sol : densité sèche maximale est de 1,66 t/m^3 et teneur en eau optimale de 20%. Le sol étudié est une argile inorganique de haute plasticité (situation sur l'abaque de Casagrande).

5.2. Méthodes expérimentales :

La préparation des mélanges Sol-Chaux pour les différents essais de laboratoire (plasticité, compactage, compression simple, essai oedométrique et essai de perméabilité) est effectuée selon la norme ASTM D 3551-90 (corrigée, 1996).

Pour l'essai de compression simple et l'essai de perméabilité, les éprouvettes ont été confectionnées par compactage statique en trois couches avec une presse «Multi speed tester » aux conditions optimales Proctor. Les échantillons préparés ont été bien couverts, placés dans des sachets étanches et gardés dans l'humidificateur à une température contrôlée de 20°C et un taux d'humidité vérifié de 100% pendant 24h comme temps de maturation.

6. Résultats et Analyses

6.1. Effets de la réaction immédiate sur les caractéristiques du sol

- *sur la structure du sol*

Le taux de fixation produit des changements immédiats sur les limites de consistance comme on peut le constater sur la figure 1. Les trois courbes sur la figure1 montrent un décroissement de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité et une augmentation de la limite de plasticité avec le taux de chaux ([12]. Après le malaxage du mélange sol-chaux-eau, les ions de calcium (Ca^{++}) provenant de la chaux se déplacent vers les surfaces des particules d'argile et remplacent les molécules d'eau et les autres ions. Cet échange cationique provoque la floculation et l'agglomération des particules du sol. L'argile devient friable et granulaire et se comporte comme un limon.

La nature de ce changement de la structure du sol est analysée dans cette étude par deux essais. La cinétique de sédimentation du sol et la granulométrie. On donne dans la figure 3a les courbes de cinétique de

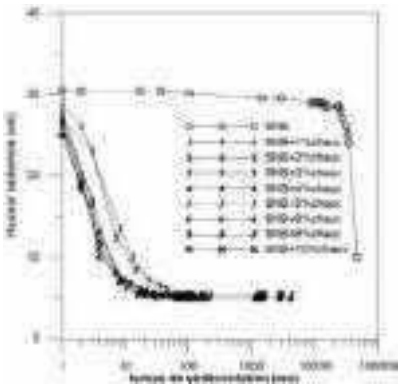


Figure 3a : Cinétique de sédimentation des particules

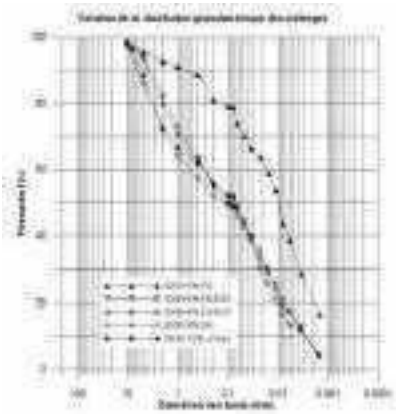


Figure 3b : distribution des tailles des particules en fonction du taux de chaux

décantation des éléments du sol stabilisé à différents taux de chaux. On note que la sédimentation des éléments du sol non traité est très lente pendant que les éléments du sol traités à la chaux décantent plus rapidement. La vitesse de décantation augmente jusqu'à une teneur en chaux comparable au taux de fixation. Au-delà de ce taux, la vitesse de sédimentation ne semble plus affectée par la chaux. *(SNB ; sol naturel + bentonite).*

L'analyse granulométrique du sol traité à différents taux de chaux montre la nouvelle structure acquise par le sol figure 3b ([7]). On remarque tout d'abord le déplacement des courbes vers la gauche avec l'ajout de

chaux. Ce qui indique une diminution du pourcentage d'éléments fins et donc une réduction de l'argilosité du sol traité. Ces résultats confirment que les éléments fins s'agglomèrent pour former de plus gros éléments.

On rappelle que les mélanges analysés ont été gardés pendant 24 heures dans l'eau et ont subi un lavage. La modification de la taille des particules, mise en évidence par les courbes granulométriques, démontre que les transformations introduites par la chaux ne sont détruites ni par le séjour dans l'eau ni par le lavage de l'échantillon, ce qui plaide à priori pour l'irréversibilité de ces transformations. Les changements observés dans la granulométrie ne seraient pas seulement due à l'adsorption du calcium. La floculation pourrait résulter aussi d'une réaction immédiate entre la chaux adsorbée à la surface des particules argileuses et les sites Al-OH ou Si-OH des minéraux argileux qui entraineraient la formation en très faibles quantités de phases de type CSH et CAH. Ces composés pourraient assurer les liaisons entre les particules et être responsable de ces effets instantanés observés [4]. On remarque aussi que la granulométrie du sol traité devient moins étalée, elle présente donc une plus grande porosité et une moindre compactabilité.

- *sur les caractéristiques du compactage*

Les résultats de l'essai de compactage sur des échantillons traités à la chaux ont montré comme attendu qu'avec l'augmentation du pourcentage de chaux la densité sèche maximale diminue, la teneur en eau optimale augmente et la courbe de compactage devient aplatie et étalée. Ce résultat s'expliquerait par la nouvelle forme et la taille des particules et l'augmentation de la limite de plasticité avec la teneur en chaux. La forme de la courbe Proctor acquise par le sol traité à de plus grandes doses de chaux montre que le sol devient insensible à l'eau.

- *Sur la pérméabilité*

Sans ajout de chaux, le sol étudié est quasiment imperméable, sa perméabilité est de l'ordre d 10-15cm/s. La

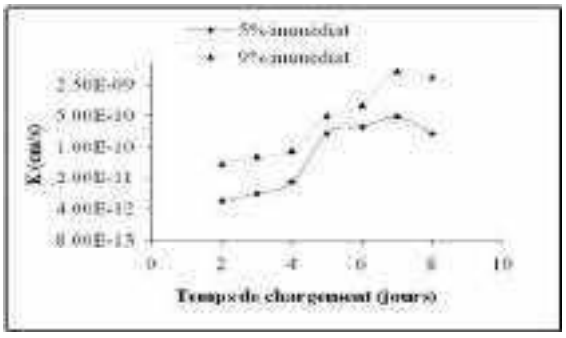


Figure 4. Effet de la réaction immédiate sur la perméabilité du sol traité à la chaux

figure 4 montre la courbe de la perméabilité du sol traité à 5% et 9% de chaux. On remarque que l'augmentation de la perméabilité est immédiate. Cette augmentation est plus importante avec 9% de chaux. Ce qui confirme encore le résultat de la floculation et l'agglomération des particules fines du sol. A partir de 07 jours, néanmoins, la perméabilité commence à baisser amorçant le démarrage d'un autre phénomène (la formation des ciments).

- *Sur la résistance*

Même à court terme (à 2 jours de cure), la résistance du sol traité à la chaux enregistre une augmentation. En revanche, la déformabilité diminue. Cette amélioration est due à la nouvelle structure du sol qui devient friable moins plastique et moins déformable. En règle générale, le taux de chaux adéquat pour réaliser la modification du sol peut être fourni par le taux de fixation (3% dans cette étude) [19]. Ce taux correspond à l'élimination de la plasticité du sol.

6.2. Effets de la réaction pouzzolanique sur les sols stabilisés

- *Sur la plasticité*

L'influence du temps sur la plasticité du sol traité est montrée par les résultats résumés dans le tableau n°2. On remarque une augmentation de la plasticité à 7 jours et puis une chute à 28 jours de cure. Cette tendance a été trouvée par certains auteurs [12], [14].

Ces résultats montrent que le temps n'a presque pas d'effet sur la limite de plasticité. La limite de liquidité par contre a enregistré une augmentation notamment à 7 jours de cure et chute à 28 jours de cure. Cette augmentation est plus nette à 7% de chaux.

Tableau 2. La plasticité à long terme

Pourcentage de chaux	Temps de cure (jours)	limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité (%)
3%	immédiate	51.60	33.70	17.90
	07 jours	57.10	35.10	22.00
	28 jours	51.80	32.20	19.60
5%	immédiate	50.60	35.20	15.40
	07 jours	62.90	37.00	25.90
	28 jours	56.50	35.30	21.20
7%	immédiate	49.20	35.70	13.50
	07 jours	64.90	37.90	27.00
	28 jours	60.30	36.10	24.20

On remarque que l'évolution de la limite de liquidité est dans le sens inverse que dans le cas de la réaction immédiate.

- *Sur la granulométrie :*

Pour étudier l'effet du temps sur la distribution granulométrique du sol traité, une série d'analyse granulométrique a été effectuée sur le sol traité à 5% de chaux à des temps de cure de 7, 28 et 60 jours. Les résultats sont donnés dans la figure 5.

La figure montre le déplacement des courbes du sol traité à 5% de chaux vers la gauche ce qui indique que le

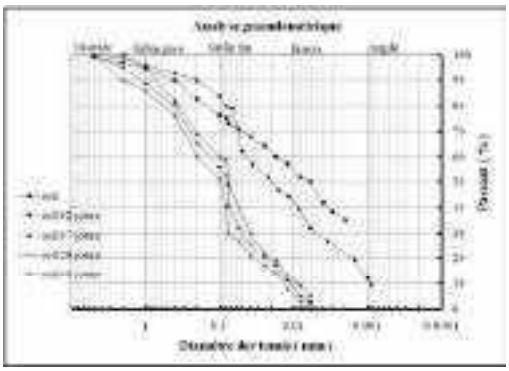


Figure 5. Effet du temps sur la distribution granulométrique du sol stabilisé à la chaux.

taux des particules fines dans le sol stabilisé continue à diminuer dans le temps. Le plus grand changement s'est opéré après 7 jours de cure surtout sur les particules fines. On note que les mêmes changements continuent à se produire sur la granulométrie du sol au-delà de 7 jours mais beaucoup plus faiblement. Ces

changements sont le résultat de la cimentation graduelle des gels de CSH et de CAH qui agglomèrent les éléments du sol.

- *Sur la perméabilité :*

Afin d'éliminer l'effet de la charge, on présente le résultat de la perméabilité sous les paliers de chargement faible. On remarque que le coefficient de perméabilité du sol stabilisé diminue avec l'augmentation du temps de cure comme le montre la figure 6. Cette diminution est plus importante avec (9%) de chaux, elle est due à

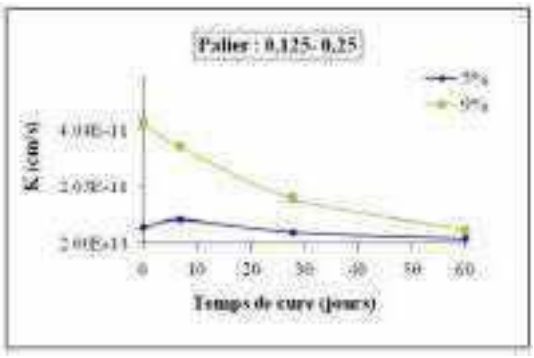


Figure 6. Evolution de la perméabilité dans le temps

la réaction pouzzolanique caractérisée par la formation des nouveaux matériaux de cimentation qui influencent la porosité et par conséquent la perméabilité du sol.

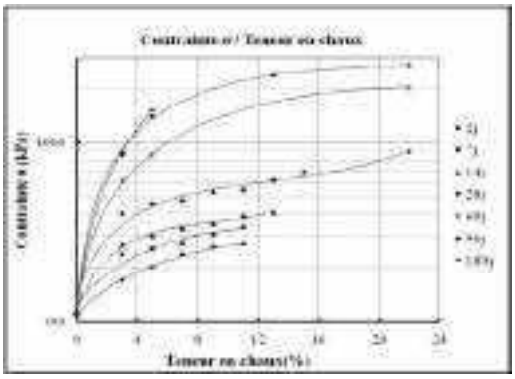


Figure 7. Evolution de la résistance du sol stabilisé dans le temps.

- *Sur la résistance*

Une comparaison entre les valeurs de la résistance à 7jours, à 28 jours, à 60 jours et à 180 jours montre une très grande augmentation (figure 7). Ceci est le résultat des réactions pouzzolaniques qui créent le durcissement des ciments qui lient les particules du sol et la chaux. Cette réaction chimique entre les minéraux argileux (silice, alumine,…) du sol et les composés actifs de la chaux créent les silicates et les aluminates hydratés qui continuent à se former avec l'augmentation du pH et qui donnent de la résistance au sol stabilisé (voir réaction).
On note bien qu'à partir de 7 jours la réaction pouzzolanique est enclenchée mais elle se développe à partir de 28 jours. Le gain en résistance à 60 jours de cure a doublé par rapport à 28 jours. Entre 90 et 180 jours de

cure, le gain en résistance a diminué. Pour toutes les courbes, on remarque que le rendement de la chaux est très important jusqu'aux alentours du taux de 5% (demande en chaux), la courbe enregistre une pente aussi importante. Dépassé ce taux, la pente de la courbe est plus faible. La réaction continue mais avec de faibles gains. La réaction peut durer des semaines à des mois selon la composition du sol.

6.3. Effets des paramètres de la réaction

La réaction sol-chaux est complexe, fait intervenir plusieurs éléments :
Sol (minéraux, SiO2, …), chaux (type, réactivité,), eau (pH), température, temps de cure, temps d'attente, conditions climatiques, conditions de mise en œuvre… Dans cette étude, on tente de vérifier l'impact de quelques uns.

- *Influence de la minéralogie des sols :*

L'expérience a montré que la taille, la nature et la quantité des minéraux du sol ont des effets sur le traitement des sols à la chaux. La teneur des particules fines <80um oriente le choix du produit de traitement. Les sols argileux répondent mieux au traitement à la chaux, tandis que le sable au liant hydraulique. Dans le cas du sol étudié, le traitement à la chaux est approprié comme le montre la courbe granulométrique. Le sol étudié est argileux. Le taux des fines est de 80%.

- *Effets du temps d'attente* :

Sur les chantiers, on est souvent confronté au temps d'attente entre le malaxage du sol avec la chaux et le compactage final. Des phénomènes climatiques peuvent alors intervenir pour modifier les caractéristiques des mélanges. D'après certains auteurs [23], l'opération de compactage des sols doit commencer aussitôt que possible après le malaxage des matériaux et l'hydratation initiale qui se déclenche afin d'éviter le processus de carbonatation.

Dans cette étude, le sol traité à 6% de chaux a été soumis à des temps d'attente différents. Les courbes Proctor obtenues ont montré le changement des caractéristiques du compactage. Une diminution des densités sèches maximales et une augmentation des teneurs en eau optimales sont enregistrées. A partir de 24 heures d'attente, l'eau n'a aucun effet et les densités sèches sont constantes. [20] a montré dans une étude expérimentale que la résistance et le CBR du sol ont diminué considérablement avec le temps d'attente.

- *Effets des conditions de cure*

Un échantillon dosé à 5% de chaux, a été exposé 07 jours à l'air libre et utilisé pour mettre en évidence l'effet des conditions de conservation. La figure 8 montre les courbes granulométriques du sol conservé pendant 07 jours de manières différentes (non exposé et exposé à l'air libre). On voit bien que le sol non

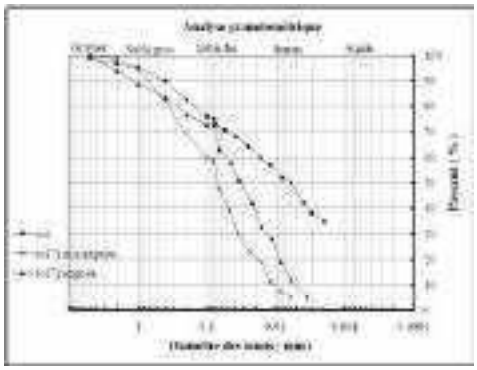


Figure 8. Effet de condition de conservation sur la distribution granulométrique du sol traité à la chaux

exposé présente moins d'éléments fins. On peut dire que l'exposition à l'air libre a empêché les particules de s'agglomérer à cause de l'évaporation de l'eau certainement.

- *Effets du dosage en chaux*

Il est très important de bien fixer le dosage adéquat en chaux. A cet effet, plusieurs procédures de conception du dosage optimal en chaux ont été proposées. A ce titre, on a testé la méthode Texas basée sur la plasticité, la méthode du pH (figure 2) et les méthodes basées sur la performance, la RCS à 28 jours. …

La méthode du pH, donne comme taux optimal le taux du mélange (sol-chaux) qui atteint un pH de 12,4. [7] a montré que ce taux représente le minimum à partir duquel la réaction pouzzolanique se produit. [13] préconise d'augmenter ce taux d'environ 1%. Les travaux des auteurs [10] ont montré que le taux optimal existe et il correspond à l'apparition de nouveaux composés CSH et CAH sur les (diffractogrammes). D'un autre côté, on remarque que le pH des échantillons traités à la chaux, a chuté après 28 jours de conservation notamment pour les faibles taux de chaux.

- *Effet de l'eau* :

L'effet de l'eau est pris considération en déterminant la teneur en eau optimale nécessaire pour l'hydratation et pour le compactage sur le terrain. L'eau joue un rôle prépondérant. Elle enclenche l'hydratation des matériaux en permettant la réaction entre les sols argileux et la chaux pour former le gel pouzzolanique.
On a souligné que le temps et les précautions des cures des sols traités sont des facteurs majeurs dans la fissuration de retrait. Si pendant la cure, le sol traité subit un assèchement rapide, le retrait se produit rapidement. En même temps, l'application d'une humidité insuffisante durant le traitement, ne permettra pas une hydratation correcte de la chaux et donc ne réalise pas la performance de résistance attendue. Comme résultat, une fissuration précoce et intense du sol traité se produira aussi [3].
Pour réussir la stabilisation, un rapport (CaO / SiO_2) / (Eau) similaire à E/C du ciment doit être recherché.

- *Effets des conditions climatiques et de mise en œuvre :*

Dans les pays froids, se pose le problème du gel-dégel et dans les pays à climat aride et semi-aride se pose le problème de l'assèchement prématuré. Ce phénomène empêche les réactions sol – chaux et limite ou annule l'effet du traitement.

- ✓ *Effets de la température :*

Les auteurs [9] ont rapporté également que de plus hautes températures accélèrent le traitement et donnent de plus grandes résistances. Par exemple, les échantillons traités à 35° ont développé deux fois ou plus de résistance que ceux traités à 25°. Le même constat a été fait par [12]. La réaction est interrompue à -5°C.

Dans cette étude, on a préparé des échantillons traités à 5% et 11% de chaux, on les a gardés pendant 28 jours dans des conditions différentes (exposés et non exposés). Par cet essai, on devait vérifier l'effet de l'exposition à l'air libre sur la résistance mécanique. D'après certains auteurs l'exposition à l'air libre provoque la carbonatation de la chaux et ralentit la réaction sol – chaux ce qui diminue la résistance. Le résultat obtenu est contraire c.-à-d. que la résistance augmente ce qui pourrait être expliqué par l'effet de la température sur les échantillons exposés. L'exposition est faite entre Juillet et Aout lorsque la température est largement supérieure à 20C° (35°C-40°C) alors que les échantillons non exposés sont conservés dans l'humidificateur à 20C°. On voit bien que les gains en résistance des échantillons non exposés sont très importants (figure 9). Ce qui montre que la réaction a été accélérée par la haute température et s'est accomplie rapidement avant que la carbonatation ne se produise.

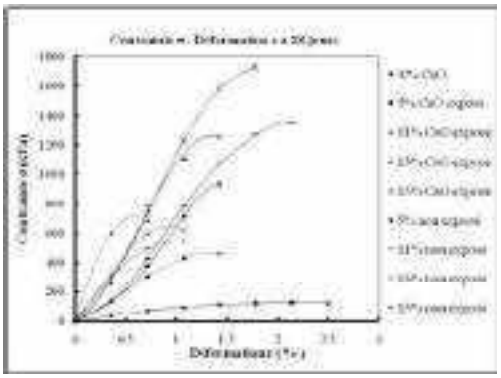


Figure 9. Effet des conditions de cure sur la résistance du sol stabilisé.

D'un autre côté, d'après les auteurs [8], le séchage prématuré d'un échantillon soumis à un cycle de saturation-séchage, interrompt le mécanisme de réaction chaux - argile et mène à la destruction des liaisons fragiles naissantes issues de la réaction pouzzolanique dans le sol traité.

Conclusion

Il est bien admis que le traitement des sols à la chaux, utilisé depuis très longtemps, constitue une solution à l'utilisation des sols à faibles performances et contribue à la sauvegarde des matériaux nobles non renouvelables. Néanmoins, les expériences ont montré des cas de défaillances posés par les sols traités à la chaux. La recherche continue pour tenter de comprendre la réaction de la stabilisation et maitriser ses paramètres. Il reste entendu que cette réaction est très complexe car elle fait intervenir tous les paramètres qui participent à la stabilisation. On a cité le sol avec sa granulométrie, ses composantes minéralogiques et chimiques qui peuvent affecter la réaction. Des cas de sols contenant des composés qui peuvent interagir avec la chaux et bloquer la réaction ont été révélés (sulfates, micas, matières organiques). L'importance du dosage en chaux optimal pour garantir le pH nécessaire à la précipitation des minéraux argileux a été mise en évidence. On a bien montré que la méthode du pH donne le dosage en chaux minimal pour assurer la réaction pouzzolanique.

Le choix du type de chaux et les caractéristiques exigées pour chaque type de sol est d'une extrême importance (chaux éteinte, chaux vive, réactivité). Il est déterminant pour la vitesse de la réaction. Après une étude au laboratoire, qui définit les conditions optimales de la stabilisation à la chaux d'un matériau, il faudra s'assurer de leur pleine réalisation sur le terrain. La prise en considération des conditions climatiques et de mise en œuvre de l'application, garantissent le succès de la stabilisation.
Les précautions de stockage de la chaux doivent être observées pour préserver sa réactivité. Le choix de la saison et les conditions climatiques (température, gel-dégel, exposition air, soleil, vent), les conditions de compactage, doivent être assurés.
La réaction sol-chaux est encore insuffisamment maitrisée. Des efforts de recherche soutenus doivent être investis pour mieux la comprendre à l'effet de tirer le maximum des potentialités techniques et économiques immenses qu'offre cet agent de stabilisation.

Références bibliographiques :

[1] Bagonza, S., Peete J., et al, 1987. "Carbonation of stabilized soil-cement and soil-lime mixtures" PTRC. Proc of Seminar Transport and Planning Summer Annual Meeting, Univ. Of Bath, 7-11 London, 29-48.

[2] Botha, P. B. et al, 2005. 'The real cause of detrimental carbonation in stabilized layers and possible solutions'. Conference on treatment and recycling of materials for transport infrastructure. Paris.

[3] CSSA, 2006, Chemical stabilization shrinkage and reflective cracking.

[4] Diamond S., Kinter EB., (1965). "Mechanisms of soil-lime stabilisation. An interpretive review". High. Res. Board Rec.,92, 83-102.

[5] Eades, J L, Grim, R E, 1960. 'Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilisation'. Highway Research Board Bulletin

[6] Evans, P., Smith, W., Vorobieff, G., 1997 ''Rethink of the design philosophy of lime stabilisation''.

[7] Gueridi, 2009. 'Stabilisation des sols à la chaux: Détermination du taux optimal'. Mémoire de Magister, ENSTP, Alger.

[8] Khattab, S.A., & Al Mukhtar, M., 2003.'Durabilité du traitement à la chaux d'un sol argileux plastique', XXI^{emes} Rencontres Universitaires de Génie Civil.

[9] Laguros et al, 1956. 'Evaluation of lime stabilization of loess'. Proc. ASTM, 56, 1301-1319,

[10] Lasledj, A., Al Mukhtar, M ; 2008. The 12th Int. Conf. Of Int. 'Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics' (IACMA). Goa India.

[11] Le Borgne, 2009.Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols. Thèse de Doctorat, INPL, France.

[12] Leroux, A., Rivière, A., sep-oct 1969. Traitement des sols argileux par la chaux, LPC n° 40.

[13] Little, D.N., 1987. Fundamentals of the Stabilization of Soil with Lime. Bulletin 332, NLA.

[14] López-Tara, J. B. et al. 2005 . 'Study of Curing Time Of Stabilized Soils'. EJGE.

[15] Mallela J. et al. 2004. 'Consideration of lime stabilized layers in mechanisic - empirical pavement design'. NLA.

[16] Maubec, 201. 'Approche Multi-Echelle du traitement des sols à la chaux : Etude des interactions avec les argiles'. Thèse de Doctorat. Université de Nantes.

[17] Mitchell, 1986.

[18] Netterberg F. Paige Green, 1984. 'Carbonation of lime and cement stabilized layers in road construction', Soil Engineering Group, Pretoria, National Institute of Transport and Road research,

[19] NLA, 2004. 'Lime – treated soil construction manual lime stabilization & lime modification', rapport de recherche,

[20] Osinubi K. J., 1998. 'Influence of Compactive Efforts and Compaction Delays on Lime-Treated Soil' Journal of transportation engineering, vol. 124, no2, pp. 149-155.

[21] Paige-Green, P. 2009. Reassessment of problems affecting stabilized layers in roads in South Africa. (TREMTI 2009). 3rd Int. Symposium, Antigua, Guatemala, 18-20 November 2009, pp 11

[22] Terrel, R.L., J. A. Epps, E. J. Barenberg, J. K. Mitchell,1979. 'Soil stabilization in pavement structures' : A user's manual, Vol. I & II. FHWA.

[23] Thompson, M. R. et Harty, J. R. 1973. 'Lime reactivity of tropical and subtropical soils'. High Research record 442. Washington, DC, 105-112.

INDEX DES AUTEURS

ABBECHE K.	77, 269
ABOU-BEKR N.	30, 88, 288
ACHOUR Y.	317
AHFIR N. D.	125
AL-ANBAKI U.	136
ALIMI-ICHOLA I.	213
ALLAL M. A.	88
AMDOUN R.	198
ARAB A.	96, 105
ARAB R.	277
BAGHEM M.	257
BAHAR R.	245
BAKIR N.	269
BELAL T.	41
BELKHATIR M.	96, 105
BELLIA Z.	52, 41, 60
BENAISSA A.	299
BENAMAR Z	52, 60
BENDANI K.	224
BENDAOUD E. A.	317
BENMISRA F. Z.	334
BOUCHEMELLA S.	213
BOUDLAL O.	234
BOUHERAOUA A.	169
BOUMAZBEUR A.	257, 317
BOURABAH M. A.	30, 288
BOUROKBA MRABENT S. A.	11
BOUTELDJA.	178
BRUHIER J.	277
CANOU J.	2
CHOUABBI A.	317
DELAGE P.	19
DELLA N.	105
DEMDOUM A.	257
DERFOUF M.	88
DERRICHE Z.	66, 143, 198, 334
DJELOUAH A.	169

DUPLA J. C. 2
DUPONT J-P. 125
DURAND R. 277

El GHEZAL L. 117
F. BREUL P. 178
FEIA S. 2
FEKHART K. 234
FLEUREAU J. M. 11

GATMIRI B. 19
GHABEZLOO S. 2
GHEMBAZA M. S. 41, 52, 60
GUERIDI F. 66, 334

HACHICHI A. 11
HADJI R. 257
HAMADACHE K. 198
HAMZA A. 234
HASSAN MOULAY O. 11

JAMEI M. 117
JARDANI A. 125

KERFOUF H. 66
KHIATINE M. 245
KÖNIG D. 136

LACHEBI K. 245
LAHMADI A. 269
LAMARA M. 143
LAOUAR M. S. 308
LAREDJ N. 224
LIMANI Y. 257
LOUALBIA H. 328

MALIKI M. 224
MAOUI A. 178
MEDJNOUN A. 245
MELBOUCI B. 158
MENACEUR H. 19
MISSOUM H. 224

NICOT F. 117

SCHANZ T. 136
SEBAIBI Y. 299, 328
SEDDIK R. 158
SERBAH B. 288
SERIDI A. 213
SHAHROUR I 96
SULEM J. 2

TAIBI S. 30, 88, 288
TANG A. M. 19
TAOUDIAT S. 125

WAN M. 19
WANG H-Q. 125

ZADJAOUI A. 153
ZEHOUR A. 299
ZENZRI H. 117
ZERHOUNI M. 277
ZIANI H. 77

ANNUAIRE DES AUTEURS

N°	Nom et Prénom (s)	Organisme	E-mail
1	ABBECHE K.	U. Batna	abbechek@yahoo.fr
2	ABOU-BEKR N.	U. Tlemcen	aboubekrnabil@yahoo.fr
3	AL-ANBAKI U.	Ruhr University Bochum Allemagne	usama.al-anbaki@rub.de
4	ALLAL M. A.	U. de Tlemcen	aminallal@yahoo.fr
5	ALOUI Z.	U. Sidi Bel Abbes	labiodzh@yahoo.fr
6	ARAB A.	U. Chlef	ah_arab@yahoo.fr
7	ARAB R.	Huesker, France	rabah.arab@huesker.fr
8	BABA-HAMED K.	U. Tlemcen	kambabahamed@yahoo.fr
9	BAHAR R.	USTHB, Alger	bahar_rm@yahoo.fr
10	BAKIR N.	U. M'sila	bakir_nassima@yahoo.fr
11	BELAL T.	U. Sidi Bel Abbes	tewfik01@hotmail.fr,
12	BELKHATIR M.	U. Chlef	abelkhatir@yahoo.com
13	BELLIA Z.	U. Sidi Bel Abbes	bellia_zoheir@yahoo.fr
14	BENAISSA A.	U. Sidi Bel Abbes	assia.benaiss@gmail.com
15	BENAMAR Z.	U. Sidi Bel Abbes	i.lus122@hotmail.com
16	BENDANI Karim	U. Mostaganem	bendanik@yahoo.fr
	BOUANANI A.	U. Tlemcen	a_bouananidz@yahoo.fr
17	BOUCHEMELLA S.	C. U. Souk Ahras	sali_bouchemella@yahoo.fr
18	BOUDLAL OMAR	U. Tizi-Ouzou	boudlal_omar@yahoo.fr
19	BOURABAH M. A.	U. Tlemcen	mbourabah2000@yahoo.fr

20	BOUROKBA MRABENT S. A.	UST Oran	sa_bourok@yahoo.fr
21	BOUTELDJA F.	U. Guelma	fathe1ster@gmail.com
22	BREUL P.	U. Clermont Ferrand II, France	pierre.breul@polytech.univ-bpclermont.fr
23	DADOUCH M.	U. Sidi Bel Abbes	mokhtardaddouche@yahoo.fr
24	DELLA N.	U. Chlef	noureddine.della@yahoo.fr
25	DERFOUF M.	U. Tlemcen	derfoufmounir@gmail.com
26	DERRICHE Z.	ENSTP, Alger	zohra_derriche@yahoo.com
27	DJELOUAH A.	U. Tizi-Ouzou	djelouahabderrazik@yahoo.fr
28	ELGHEZAL L.	ENS Tunis, Tunisie	latifa.elghezal@gmail.com
29	FEIA S.	ENPC, France	sadok.feia@enpc.fr
30	FLEUREAU J. M.	EC Paris, France	jean-marie.fleureau@ecp.fr
31	GHEMBAZA M. S.	U. Sidi Bel Abbes	ghembaza_moulay@yahoo.fr,
32	GUERIDI F.	ENSTP, Alger	gueridif@yahoo.fr
33	HACHICHI AEK.	UST Oran	hachichi_geotech@yahoo.fr.
34	HADJI RIHEB	U. Sétif,	hadjirihab@yahoo.fr
35	HAMADACHE K.	ENSTP, Alger	hamadacheinrf@yahoo.fr
36	HAMZA A.	U. Tizi-Ouzou	alihamza@mail.ummto.dz
37	JAMEI M.	ENS Tunis, Tunisie	mehrez.jamei@enit.rnu.tn
38	KAZI TANI H.	U. Tlemcen	kazitanih@gmail.com
39	LAHMADI A.	U. de M'sila	lahmadiazz@yahoo.fr,
40	LAMARA M.	U. Jijel	lrm3a_md@yahoo.fr
41	LAOUAR C.	U. Tébessa	c_laouar@yahoo.fr
42	LAREDJ Nadia	U. Mostaganem	nad27000@yahoo.fr

43	LOUALBIA H.	U. Sidi Bel Abbes	albachahamza@gmail.com
44	MALIKI Mustapha	U. Mostaganem	mus27000@yahoo.fr
45	MAOUI A.	U. Guelma	maoui_ammar@yahoo.fr
46	MEDJNOUN A.	U. Tizi-Ouzou	medjnounamel@yahoo.fr
47	MELBOUCI B.	U. Tizi-Ouzou	bmelbouci@yahoo.fr r
48	MENACEUR H.	Ecole des ponts Paristech. France	hamza.menaceur@enpc.fr
49	MISSOUM H.	U. Mostaganem	hanifimissoum@yahoo.fr
50	SEBAIBI Y.	U. Sidi Bel Abbes	sebaibi2004@yahoo.fr
51	SEDDIK R.	U. Tizi-Ouzou	bouzeboudja_@yahoo.f
52	SERABAH B.	U. Tlemcen	Serbah_hocine@yahoo.fr
53	SHAHROUR I.	USTLille1, France,	isam.shahrour@univ-lille1.fr
54	TAIBI S.	U. Le Havre, France	said.taibi@univ-lehavre.fr
55	TAOUDIAT S.	U. Le Havre, France	Samira.taoudiat@univ-lehavre.fr
56	WANG H-Q.	U. Le Havre, France	huaqing.wang@univ-lehavre.fr.
57	ZADJAOUI A.	U. de Tlemcen	a.zadjaoui@gmail.com
58	ZERHOUNI M. I.	ARCADIS France	moulay.zerhouni@arcadis-fr.com
59	ZIANI H.	U. Batna	zianihocine@yahoo.fr

Achevé d'imprimer sur les presses



CHIKHI Nour Eddine

Octobre 2012

09, rue Saidi Ahmed Bordj El Kiffan Alger

Tél. : 0550 49 60 05