

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

L'UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI - Chlef

FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE



ET

LE RESEAU DES CHERCHEURS EN MECANIQUE DES SOLS NON SATURES

En collaboration avec

L'Université de Tlemcen, Laboratoire EOLE

L'Université Le Havre Normandie, Laboratoire LOMC CNRS UMR 6294



6^{EME} COLLOQUE INTERNATIONAL
SUR LES SOLS NON SATURES

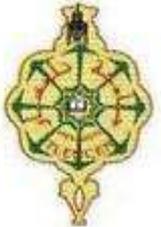
Sols Non Saturés et Sismique

Proceedings

UNSATChlef 2024

Chlef, 20 & 21 Novembre 2024

Préface du Pr A. BENCHOUK
Université de Tlemcen



COMITÉ SCIENTIFIQUE

Président : Pr. ARAB Ahmed (Université de Chlef)

Membres :

ABOU-BEKR Nabil	Université de Tlemcen (Algérie)
ARAB Rabah	Huesker, (France)
BAHAR Ramdane	USTHB, Alger (Algérie)
BELAYACHI Naïma	Université Orléans, (France)
BELKHATIR Mostefa	Université de Chlef (Algérie)
BENCHOUK Assia	Université de Tlemcen (Algérie)
BENMOUSSA Samir	Université de Batna (Algérie)
BERGA Abdelmadjid	Université de Bechar (Algérie)
BOUAFIA Ali	Université de Blida (Algérie)
BOUCHEMELLA Salima	Université de Souk-Ahras (Algérie)
BOUROKBA Amel Souad	USTOran (Algérie)
CUI Yu Jun	Ecole des ponts, Paris tech (France)
DAHEUR El-hadj Gasmia	Université de Ghardaïa (Algérie)
DELLA Noureddine	Université de Chlef (Algérie)
DERFOUF Fethallah Mounir	Université de Saida (Algérie)
DERRICHE Zohra	ENSTP, Alger (Algérie)
GOMES CORREIA Antonio	Université Minho, (Portugal)
HAGE CHEHADE Fadi	ISBA TP, Marseille (France)
HAMDI Aïssa Belhadj	Université de Ouargla (Algérie)
HANIFI Missoum	Université de Mostaganem (Algérie)
HATTAB Mahdia	Université Lorraine, (France)
IGHIL AMEUR Lamine	CEREMA, (France)
JAMEI Mahrez	ENIT, (Tunisie)
KEBAILI Mustapha	Université de Ouargla (Algérie)
LAMRI Belkacem	Université de Chlef (Algérie)
LAOUAR Mohamed Salah	Université de Tebessa (Algérie)
MESSAST Salah	Université de Skikda (Algérie)
MOULAY Omar Hassan	Université de Adrar (Algérie)
NECHNECH Ammar	USTHB, Alger (Algérie)
NOUAOURIA Mohamed Salah	Université de Guelma (Algérie)
SADEK Marwan	LGCgE Lille, (France)
SBARTAI Badreddine	Université de Annaba (Algérie)
TAIBI Said	Université Le Havre Normandie, (France)
YAHIA-AÏSSA Mourad	Terrasol-Setec, (France)
ZERHOUNI Moulay Idriss	Fondasol, (France)

COMITÉ D'ORGANISATION

Présidents d'honneur : Pr GHOUINI Larbi, Recteur de l'Université de Chlef (Algérie)
Dr NOURI Said, Doyen de la faculté de génie civil et d'architecture (Algérie)

Président : Dr BENESSALAH Ismail (Université de Chlef)

Membres :

ADDA Ahmed	Université de Chlef (Algérie)
ADJOU DJ M'hamed	Université de Chlef (Algérie)
BOUBKEUR Kamel	Université de Chlef (Algérie)
BOULEKBACHE Bensaid	Université de Chlef (Algérie)
BOUTARAA Zohra	Université de Chlef (Algérie)
BOUZIADI Farid	Université de Chlef (Algérie)
CHERIF TAIBA Abdellah	Université de Chlef (Algérie)
CHIHANE Sofiane	Université de Chlef (Algérie)
EZZIANE Karim	Université de Chlef (Algérie)
FLITTI Abdelhamid	Université de Chlef (Algérie)
GOULAMI Menaouer	Université de Chlef (Algérie)
HENNAOUI Djillali	Université de Chlef (Algérie)
MAHMOUDI Youcef	Université de Chlef (Algérie)
MEZIANE El-hadj	Université de Chlef (Algérie)
SAIB Miloud	Université de Chlef (Algérie)
ZOUATENIA M'hamed	Université de Chlef (Algérie)

PREFACE

La mécanique des sols est une discipline qui s'est développée essentiellement pour les sols saturés pour lesquels les pores sont entièrement remplis d'eau. Les sols non saturés contiennent à la fois de l'air et de l'eau dans leur espace poral, ce qui rend leur comportement plus complexe et les théories le régissant plus élaborées.

La mécanique des sols non saturés a ainsi pris du retard en raison, d'une part, de cette complexité de leur comportement, et d'autre part, à des difficultés expérimentales en ce sens que la caractérisation hydromécanique des sols non saturés ne peut pas se faire à l'aide des équipements conçus pour les sols saturés. Il fallait donc développer des appareillages spécifiques permettant le contrôle ou la mesure de la succion et des variations de volume.

Les recherches dans le domaine des sols non saturés se sont développées de façon exponentielle au cours des cinq dernières décennies. Cela est lié essentiellement à deux raisons. D'un côté les changements climatiques ont eu un effet même au niveau des pays tempérés. C'est ainsi que des pays comme la France ont connu récemment de nombreuses pathologies liées au retrait-gonflement des assises de fondations qui n'étaient connues auparavant que dans les pays arides. De l'autre côté, il y a eu un intérêt grandissant pour les sols compactés dont les applications sont très diverses comme les remblais routiers et ferroviaires, les barrages en terre, les barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets ou encore la construction de bâtiments en terre crue compactée.

Le principal défi des prochaines années est de simplifier les concepts de la mécanique des sols non saturés pour aider les ingénieurs géotechniciens à mieux gérer les conditions réelles de non-saturation in-situ. Cela passe aussi par le développement des outils pratiques et des modèles prédictifs simplifiés qui prennent en compte les effets de la non saturation.

Actuellement au niveau national, le réseau Unsat-dz fondé en 2009 rassemble la communauté des géotechniciens autour de thématiques liées à la non-saturation. Le réseau organise un colloque international tous les trois ans. Après Tlemcen (2009), Alger (2012), Batna (2015), Oran (2018), Ouargla (2021 tenu en 2022 en raison du Covid), la 6^{ème} édition du colloque se tient les 20 et 21 Novembre 2024 à l'université de Chlef. Elle rassemble 54 communications de différents chercheurs nationaux et internationaux réparties en 5 thèmes comme suit :

Thème 1 : Comportement hydromécanique des sols non saturés : 29 communications.

Thème 2 : Transferts dans les sols non saturés : 06 communications.

Thème 3 : Sismicité des sols non saturés et sollicitations dynamiques : 03 communications.

Thème 4 : Eco-construction en terre crue : 12 communications.

Thème 5 : Physique des sols non saturés - milieux naturels et cultivés : 04 communications.

Soulignons la particularité de cette 6^{ème} édition qui se distingue par l'introduction des aspects liés à la dynamique des sols (thème 3), ceci en relation avec la zone de forte sismicité où se trouve la ville de Chlef.

Cette édition connaîtra aussi l'organisation d'un cours doctoral destiné aux jeunes chercheurs algériens. Un polycopié de cours et exercices corrigés a été élaboré à cette occasion par une équipe constituée de huit enseignants-chercheurs issus de divers établissements universitaires algériens et français.

En dernier, je tiens à exprimer mes remerciements aux organisateurs de Unsat'Chlef 2024 ainsi que le réseau Unsat-dz pour leurs efforts significatifs pour le rayonnement de cette discipline aux niveaux national et international.

Tlemcen, le 17 novembre 2024

Assia BENCHOUK BENDI-OUIS
Professeure à l'Université de Tlemcen

SOMMAIRE

Thème 1 :

Comportement hydromécanique des sols non saturés

ÉTUDE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SALÉS SOUS L'EFFET DES CYCLES DE SÉCHAGE-HUMIDIFICATION CAS DU SOL D'AIN M'LILA, ALGÉRIE	
HAFHOUF ILYAS, ABBECHE KHELIFA	10
HYDROMECHANICAL BEHAVIOUR UNDER CYCLIC LOADING IN SMALL STRAIN OF TUFF-DUNE SAND MIXTURE	
Daheur Elhadj guesmia, Demdoun Abdellah, Goual Idriss and Taibi Said	15
EFFETS DU TRAITEMENT AU CIMENT SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS DU CHOTT-EL-HODNA (WILAYA DE M'SILA)	
Aymen Elouanas ASSELI, Tariq AMROUNE, Mohamed KHEMISS, Abdelkrim MAHAMEDI, Ismail BENZAOUI	21
ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES PAR RAPPORT AUX STRUCTURES ROUTIERES	
BOUACHA Nadjet	28
BEHAVIOR OF METAKAOLIN AND COUPLED LIME- METAKAOLIN WASTE AS A CEMENT REPLACEMENT IN LOW PLASTICITY CLAY STABILIZATION	
Abdelkader ZERROUK, Abdelkader BOUGARA, Nasreddine MEZIANE, Abdelkader KADRI	34
INFLUENCE OF WATER CONTENT ON THE MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF THE SUB-BASE LAYER OF PAVEMENT STABILIZED BY WASTE OF PLASTIC INDUSTRIAL AND CEMENT	
Sadek DEBOUCHA, Hocine ZIANi, Abd errachid AMRIOU, Guelmine LAYACHI	40
ETUDE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION UNI-AXIALE DES MELANGES SABLE-ARGILE NON SATURES	
Salima BOUCHEMELLA, Said TAIBI	45
ETUDE AU LABORATOIRE DE LA COMPRESSIBILITÉ ET DU COMPORTEMENT CONTRAINTE/DÉFORMATION DES MÉLANGES SABLE/BENTONITE	
Maria ARAB, Ismail BENESSALAH, Fadi HAGE CHEHADE, Ahmed ARAB	50
THE PREDICTION OF THE TENSILE STRENGTH CURVE UNDER THE EFFECT OF THE PARTICLE SEPARATION DISTANCE	
Benchiekh karim, Messast Salah, Mebirouk Nadjib, Amrane Moussa, Laour Mohamed Salah, Mendjel Djenette, Mansouri Ouahiba	55
INTERACTION DU NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE AVEC LA STABILITE DES EXCAVATIONS PROFONDES	
Hidjazi Abdessamed , Berga Abdelmadjid	61
L'UTILISATION DE L'ANALYSE STATISTIQUE DANS L'EVALUATION GEOTECHNIQUE ET LA COMPREHENSION DES PROPRIETES PHYSIQUES DU SOL NON SATURE	
Hafida BOUDRA, Mohamed BOUSMAHA, Souad BOUROKBA, Abdelkader HACHICHI, Aicha BOUKHALFA	67
PHYSICO-CHEMICAL AND MECHANICAL BEHAVIOR OF SABKHA SOIL: A CASE STUDY	
Imed BENREBOUH, Abdelghani MERDAS, Ilyas HAFHOUF, Abdellah DOUADI, Abderrahim MEGUELLATI	74
SHEAR BEHAVIOR OF CEMENTED SAND: EFFECT OF CEMENT CONTENT	
Fatma Zohra CHAMMA¹, Abdelhamid FLITTI¹, Mehdi Missoum BENZIANE¹, Nouredine DELLA¹	80
A COMPARATIVE STUDY OF HYDROLOGICAL PROPERTIES AND THEIR INFLUENCE ON UNSATURATED SLOPES OF THE TEBESSA REGION	
Mihoubi A., Laouar M.S., Benmoussa S., Gueraidia S., Houam A., Messast S., Fernane A.	86
UNDERSTANDING COLLAPSIBLE SOILS: IN-DEPTH STUDIES AND GEOTECHNICAL APPROACHES	
R. Chegrouche M. S. Laouar S. Benmoussa S. Messasset A. Fernane S. Gueraidia	94

EFFET DE LA CHAUX SUR LA SUCCION ET LE CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION D'UNE ARGILE PLASTIQUE Djelloul Ramzi, Bourokba Mrabent Souad Amel, Hachichi Abelkader, Ghembaza Moulay Smail, Boudia Maamar	100
EXPÉRIMENTATION ET ANALYSE DES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT DES SOLS DANS LA RÉGION DE DJERMA Benmoussa S, Mihoubi A, Laouar M.S, Bouassida M, Messast S, Fernane A, Ayeb B, Gueraidia S...	105
EFFET DE LA SUCCION SUR LE COEFFICIENT D'ABSORPTION CAPILLAIRE D'UNE TERRE CRUE COMPACTEE Abdelnacer BOUKEFFOUSSA ELROUL, Hadjer FEKNOUS, Noureddine DELLA, Mehdi MISSOUM BENZIANE, Sidali DENINE	111
EFFET DE LA SUCCION SUR LE COEFFICIENT D'ABSORPTION CAPILLAIRE D'UNE TERRE CRUE COMPACTEE K. Mekaideche, F-E M. Derfouf, A. Laimeche, N. Abou-bekr	117
ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS DE COMPACTAGE STATIQUE D'UN SOL RENFORCÉ DE FIBRES Moulay Smaïne GHEMBAZA, Souad BOUROKBA, Abdelkader HACHICHI, Ramzi DJELLOUL	122
ANALYSE D'UNE PENTE DE SOL NON SATURÉ SOUMISE À L'INFILTRATION DES PRÉCIPITATIONS: IMPACT DES CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES ET DES PARAMÈTRES D'ANALYSE Moussa AMRANE, Nadjib MEBIROUK, Rafik DEMAGH, Salah MESSAST et Karim BENCHEIKH	128
BEST-FIT MODEL FOR PREDICTING THE PLASTICITY INDEX OF FLY ASH-STABILIZED CLAYEY - SOILS USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS Y. Kellouche H. Gadouri M. Nour Souleyman M. De Carvalho A.B. Sari	133
MECHANICAL BEHAVIOR OF BENTONITE-TREATED BOUHANIFIA DAM SEDIMENTS FOR POTENTIAL LANDFILL APPLICATIONS Zohra BOUNOUARA, Abdellah DEMDOUM, Souad BOUROKBA	138
CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT D'UNE ARGILE PARTIELLEMENT SATURÉE ET GONFLANTE Houria MOBAREK, Ali HAMZA, Omar BOUDLAL	140
DRAINAGE PAR DRAINS GEOSYNTHÉTIQUES VERTICAUX DU PROJET DE L'AÉRODROME D'ALGER Mossedek KHELIFI, Farid CHERFI	146
ENHANCING THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF HIGHLY EXPANSIVE CLAY THROUGH STABILIZATION WITH LIQUID-BASED TX-85: A LABORATORY STUDY ON STATIC AND CYCLIC LOADING BEHAVIOR Kamel OUMRICH, Sarah DJOUMAA, Naoual HANDEL, Fathi NADOUR	151
OPTIMISATION DE L'UTILISATION DES SEDIMENTS DE DRAGAGE DU BARRAGE D'OULDJET MELLEGUE DANS LES APPLICATIONS ROUTIÈRES Nafaa AYEB, Mohamed Salah LAOUAR, Mounir BOUASSIDA, Samir BENMOUSSA, Ali FERNANE, Ayeb BELKHIR, Rabab CHEGROUCHE, Abderrahim MIHOUBI	156
CO-VALORISATION DE TUF ET DE SABLE CONCASSÉ DANS LA CONSTRUCTION DES ROUTES "EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE" Hassan MOULAY OMAR, Mustapha AKACEM, Mohammed ABOU	163
INFLUENCE DE LA CHAUX SUR LES PARAMÈTRES MÉCANIQUES D'UN SOL AFFAISSABLE À TAGLAÏT (BORDJ BOU ARRERIDJ) Hocine ZIANI, Abderrachid AMRIOU, Nasrine GUETTAFI	169

Thème 2 :

Transferts dans les sols non saturés

ÉTUDE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS AFFAISSABLES TRAITÉS PAR LE MÉLANGE BENTONITE-CIMENT Soumia BELLIL	176
---	-----

PERFORMANCE OF PILES IN HEATING AND COOLING WITH GEOTHERMAL ENERGY Kheira Belhamideche, Nadia Laredj, Mustapha Maliki, Mahi Eddine Brahimi, Djihad Bennaceur, Missoum Hanifi	182
NUMERICAL INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF SPECIFIC HEAT CAPACITY ON TEMPERATURE DISTRIBUTION IN FLEXIBLE PAVEMENTS Abdelhak BOUAFIA^{a,*} Nadjat BOUACHA^a Abdesselam BOUGUERRA	191
ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INFILTRATION D'EAU ET D'UNE SOLUTION AQUEUSE DANS UNE ARGILE COMPACTEE HAOUARI Leila' DERFOUF Feth Ellah Mounir, DERRAS Boumediene' ZOUIDI Mohamed El-amine, BOUKHATEM Abderrahmane	198
CONCEPTION D'UN OUTIL D'AIDE POUR L'EVALUATION DE LA PERMEABILITE DES SOLS NON SATURES PAR LA METHODE DE VANAPILLI 2002 Leila Adjal, Youcef Mokeddem, Dalila Laouachedi, Fatiha Ait Ahmed, Youcef Mokeddem, Kamel Ait Tahar	203
EFFET DES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS NON SATURES SUR LE TRANSFERT D'ENERGIE GEOTHERMIQUE Djihad Bennaceur, Nadia Laredj, Mustapha Maliki, Hanifi Missoum, Mahi Eddine Brahimi, Kheira Belhamideche	209

Thème 3 :

Sismicité des sols non saturés et sollicitations dynamiques

DYNAMIC LIQUEFACTION POTENTIAL OF UNSATURATED SAND Y. Shamas, K. H. Tran, H. Wenhao, S. Imanzadeh, S. Taibi, E. Rivoalen	216
VALORIZATION OF DREDGED SEDIMENTS OF BOUHANIFIA DAM Zakia Nawel BADID, Souad Amal BOUROKBA, Moulay Smaine GHEMBAZA, Abdelkader HACHICHI	222
COMPORTEMENT DYNAMIQUE NON-LINEAIRE D'UNE FONDATION CIRCULAIRE PLACEE À LA SURFACE D'UN SOL NON SATURÉ SOUMISE À DES FRÉQUENCES DE CHARGEMENT VARIABLES Sofiane BEKAKRA, Badreddine SBARTAI	228

Thème 4 :

Eco-construction en terre crue

STUDY OF CRACKING BEHAVIOR OF COMPRESSED EARTH BLOCKS CEB THROUGH IMAGE CORRELATION Boumediene SERBAH, Benaouda YOUBI, Moussaab HARICHE, Nabil ABOU-BEKR, Said TAIBI	237
ANALYSE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE SOL ET SA TENEUR EN EAU SUR L'ABSORPTION ET LA POROSITE D'UNE BRIQUE EN TERRE CRUE COMPRESSEE ET STABILISEE PAR LA METODOLOGIE DES PLANS D'EXPERIENCES Sabah Touahria, Bencheikh Mohamed	243
INVESTIGATION SUR LES PROCEDES DE MISE EN ŒUVRE EXPERIMENTALE D'UN BETON DE TERRE CRUE : IMPACT SUR LA PERFORMANCE MECANIQUE Atmane KATTI, Saber IMANZADEH, Armelle JARNO, Tariq OUAHBI, Said TAIBI, Eduardo SUZA DE CURSI	249
ANALYZING THE HYGROTHERMAL REGULATION (WATER VAPOR RESISTANCE) OF A COMPRESSED AND STABILIZED RAW EARTH BRICK THROUGH EXPERIMENTAL DESIGN: IMPACT OF SOIL PROPERTIES, MOISTURE CONTENT, PRESSING RATE, AND CURING METHOD Meriem LAMMARI, Mohamed BENCHEIKH	254

MECHANICAL BEHAVIOUR OF RAW EARTH TREATED WITH OMSW BIO SOURCED BINDERS Raja Jamli, Saïd Taïbi, Mehrez Jamei, Oualid Limam, Armelle Jarno, Saber Imanzadeh	260
EVALUATION OF THE EFFECT OF SOIL GRADATION, SAND, AND SOIL TYPE ON THE HYDRO-MECHANICAL BEHAVIOUR OF A COMPRESSED STABILIZED RAW EARTH BLOCK USING EXPERIMENTAL DESIGN METHODOLOGY Smail SAADI, Mohamed BENCHEIKH	265
ECO-MATERIAU DE CONSTRUCTION A BASE DE TERRE CRUE -CAS DE DJIBOUTI F. FARAH OMAR¹, S. TAIBI¹, B. DUCHEMIN	271
EFFECT OF BENTONITE CLAY ON THE COMPACTED SOIL PROPERTIES Abdelkader ZERROUK, Abdelkader BOUGARA, Abdelkader KADRI, Nasreddine MEZIANE	276
COMPORTEMENT DE LA BRIQUE DE TERRE COMPACTEE STABILISEE A LA FUMEE DE SILICE VIS-A-VIS DES ATTAQUES AUX SELS Ahmed Abdelmadjid AIT SALEM, Assia BENCHOUK, Naima BELAYACHI	281
USING CASEIN AS A SUSTAINABLE ADDITIVE FOR ENHANCED PERFORMANCE OF COMPRESSED EARTH BLOCKS Abdessalam NOUAOURIA, Mohamed Salah NOUAOURIA	287
EFFET DU TYPE DE SOL (SABLEUX ET/OU ARGILEUX) ET DE TENEUR EN EAU SUR LA PERMEABILITE A L'EAU D'UNE BRIQUE DE TERRE CRUE COMPRESSEE ET STABILISEE PAR LA METHODOLOGIE DES PLANS D'EXPERIENCES Sabah TOUAHRIA, Mohamed BENCHEIKH	294
DURABILITY ASSESSMENT OF KSOUR: A CASE STUDY ON BRICKSTONE WALL CONSTRUCTION USING LOCAL MATERIALS Youcef ABIMOULOUD, Nabil KEBAILI and Mohamed DJOUHRI	299
 Thème 5 : Physique des sols non saturés - milieux naturels et cultivés	
TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE (REGION DE AIN NOUISSY (MOSTAGANEM) PAR UN AJOUT DE SCORIE BOUALLA N., HADJADJ F.Z., DRAOUA Z.	307
BIOCHAR PARTICLE SIZE EFFECTS ON THE MECHANICAL CHARACTERIZATION OF RIVER SAND Mohammed MEGROUSSE, Abdellah CHERIF TAIBA, Youcef MAHMOUDI, Zoubir ISMAIL, Madouni ELHADJ	312
SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS OF A SAND-BENTONITE 1 MIXTURE: INFLUENCE OF MINIMUM PARTICLE SIZE Hamou Azaiez, Abdellah Cherif Taiba, Youcef Mahmoudi, Amine Taïbi, Mostefa Belkhatir	318
HYDROMECHANICAL BEHAVIOR OF SUDDEN COLLAPSE SOILS IN THE METLILI REGION, ALGERIA Ali FERNANE, Mohamed Salah LAOUAR, Salah MESSAST, Samir BENMOUSSA, Nafaa AYEB, Saida GUERAIDIA, Abderrahim MIHOUBI	324
 ANNUAIRE DES AUTEURS.....	330
SPONSORS.....	332

Thème 1 :

**Comportement
Hydromécanique des Sols
Non Saturés**

ÉTUDE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SALÉS SOUS L'EFFET DES CYCLES DE SÉCHAGE-HUMIDIFICATION CAS DU SOL D'AIN M'LILA, ALGÉRIE

HAFHOUF ILYAS¹, ABBECHÉ KHELIFA²

¹ Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University Ferhat Abbas Setif 1, Setif

² Department of Civil Engineering, Faculty of Technology, University of Mostepha Ben Boulaid, Batna 2, Algeria

Résumé. Les sols sebkha sont définis comme des sols à problèmes situés dans les zones arides, semi-arides et côtières. Généralement ces sols sont considérés comme étant des sols fins, composés de l'argile, limon et sable. Ces derniers composants sont cimentés par différents sels (par exemple, halite, gypse et calcite). Dans la nature les sols salins de sebkha sont exposés aux différents cycles de séchage et mouillage (D-W). Cependant, ces cycles ont un effet important sur le comportement mécanique de ces sols. Cette étude est consacrée à l'étude expérimentale du sol sebkha en se basant sur la caractérisation chimique, minéralogique et géotechnique. L'accent sera mis sur l'effet des cycles D-W sur la résistance à la compression simple (UCS) ainsi que sur la salinité du sol sebkha d'Ain M'lila en Algérie. On note que les cycles D-W ont été appliqués sur des échantillons séchés à l'air libre pour atteindre les teneurs en eau visées à savoir $w = 7\%$, $w_{opt} = 11,4\%$ (teneur en eau de l'optimum Proctor normal) et $w = 13\%$. Les résultats obtenus montrent que l'UCS augmente avec la diminution de la teneur en eau et diminue avec l'augmentation du nombre de cycles D-W. Aussi, on a remarqué que la salinité du sol sebkha a été affectée par ces cycles. En effet, une diminution importante de la salinité du sol a été enregistrée avec l'augmentation du nombre de cycles D-W. En fin, une relation a été constatée entre la salinité du sol et l'UCS. Cette dernière diminue avec la diminution de la salinité du sol sachant que cette relation devienne très significative pour une teneur en eau faible $w=7\%$.

Abstract. Sebkh soils are defined as problem soils located in arid, semi-arid, and coastal areas. Generally, they are fine soil, composed of silt, sand, and clay, which are cemented by different salts (e.g., halite, gypsum, and calcite). In nature, sebkh saline soils are exposed to different drying and wetting (D-W) cycles. However, these cycles have a significant effect on the mechanical behavior of these soils. This study aims to characterize the chemical, mineralogical, and geotechnical properties of sebkh soil using an experimental approach. We focus on the effects of D-W cycles on the unconfined compressive strength (UCS) and salinity of sebkh soils from Ain M'Lila, Algeria. In addition, these D-W cycles were applied to the samples dried in the open air to achieve the targeted water content (water content values of 7%, 11.4%, and 13%). The results obtained show that the UCS increases with decrease in water content and decreases with an increase in the number of D-W cycles. In addition, these cycles affect the salinity of the sebkh soil. Indeed, a significant decrease in soil salinity was recorded with an increase in the number of D-W cycles. Finally, a relationship was found between the salinity of the soil and UCS. The latter decreases with a decrease in soil salinity; this relationship becomes very significant for low water content values of 7% or less.

Mots clés: Sol de Sebkh, Salinité, Résistance à la compression simple, Cycles de séchage-humidification.

1 Introduction

En général, les sols sebkha sont localisés dans les zones arides ou semi arides. Ces sols sont considérés comme des sols à problèmes car ils sont très variables en termes de caractéristiques géotechniques ce qui pose de nombreuses difficultés techniques pour la construction des différents ouvrages sur ces sols. A cet effet plusieurs études ont été effectuées pour étudier les sols sebkha. Cependant, [1; 2 ; 3] ont étudié le comportement des sols sebkha en se basant sur l'effet de l'eau distillée sur les propriétés mécaniques et physiques de ces sols. [1; 4] ont montré dans leurs études que les sols sebkha dans leur état naturel ont une faible résistance à la compression non confinée (UCS) environ 20 kPa. Par ailleurs, [5] montrent que la résistance à l'UCS est affectée par la teneur en sel du sol. Sachant que, cette résistance augmente avec l'augmentation de la teneur en sel dans le sol. Toutes fois, [6; 7] dénotent clairement l'effet des cycles sur l'UCS. Cette dernière diminue avec l'augmentation du nombre de cycles.

Récemment, un projet relatif à la route nationale RN3, considéré comme axe principal du réseau routier de l'Algérie a connu plusieurs types de dégradations à des endroits entre Batna et Ain M'Lila

particulièrement dans les zones proches de sebkha. Pour rendre cet axe conforme, un programme de modernisation de cet axe est envisagé. Sachant que, ce projet de modernisation fait l'objet d'un passage obligatoire par le sol sebkha d'Ain M'Lila. Donc pour y remédier et savoir les causes provoquant ces dégradations et d'assurer la stabilité et d'augmenter la durée de vie de cette partie de cet axe, on a jugé utile d'étudier le comportement mécanique de ce sol sebkha, sachant que dans la littérature des investigations ont été menées pour étudier ce type de sol, mais peu d'études ont été consacrées à l'étude des cycles de D-W sur les propriétés chimiques, minéralogiques et mécaniques des sols sebkha. Donc, l'objectif principal de cette étude est d'étudier les effets des cycles de D-W sur le comportement mécanique et la salinité des sols sebkha d'Ain M'Lila en se basant sur plusieurs paramètres à savoir les caractéristiques géotechniques, chimiques et minéralogiques de ces sols.

2 Matériels et Méthodes

2.1 Le sol : Le sol testé dans cette étude a été prélevé de la zone de sebkha d'Ain M'lila dans le Nord-Est de l'Algérie. Cependant, trois (03) sondages ont été réalisés à ciel ouvert sur une profondeur allant de 1.2 à 1.5m, le but était la détermination de la lithologie en place et le prélèvement des échantillons à soumettre aux différents essais de laboratoire. Par ailleurs il est très important de noter que les échantillons prélevés ont été séchés à l'air libre ou dans un four à une température de 50 °C. Donc, afin de briser les liaisons des particules cimentées par les sels le sol séché a été légèrement broyé, ensuite il a été passé au tamis de 5 mm. Une fois cette étape terminée, un programme expérimental détaillé a été réalisé pour étudier les caractéristiques géotechniques, chimiques et minéralogiques de ce sol. La courbe granulométrique du sol sebkha indique la présence de 57% de limon, 36% de sable, 4% de gravier et 3% d'argile (Fig.1). Les principales caractéristiques du sol sebkha sont données dans le Tableau 1. On constate qu'avec un indice de plasticité de 17.3% et une limite de liquidité de 34%, le sol testé est classé comme sandy lean clay (CL) selon la classification des sols (USCS).

La conductivité électrique du sol a été mesurée sur l'extrait de la pâte saturée. En utilisant les méthodes de mesure volumétrique, les différents types de sels solubles présents dans les extraits des pâtes saturées des échantillons, ont été également déterminés sous forme de cations et d'anions. Le pH du sol a été mesuré sur l'extrait du sol 1/2,5.

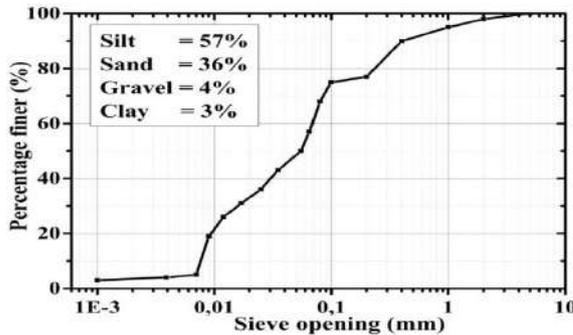


Figure. 1. Courbe granulométrique.

Tableau1. Propriétés géotechniques.

Propriétés	Valeurs
Limite de liquidité W_L (%)	34.00
Limite de plasticité W_p (%)	16.70
Indice de plasticité I_p (%)	17.30
Teneur en eau optimale w (%)	11.4
Densité sèche optimale (t/m^3)	1.911

Tableau2. Résultats des analyses chimiques.

EC (dS/m)	Salinité ($g.l^{-1}$)	pH	Teneur en sels solubles dans l'extrait de sol ($mg.l^{-1}$)						
			Na^+	K^+	Ca^{+2}	Mg^{+2}	HCO_3^-	Cl^-	SO_4^{-2}
16.3	10.45	6.53	2323	50	391.2	156.5	10	3585	4704

Des éprouvettes cylindriques de 37,5 mm du diamètre et de 75 mm de hauteur ont été préparées avec une densité sèche de 95% de l'optimum Proctor normal γ_{dopt} , soit 1,815 g/cm³. Des cycles de séchage-mouillage ont été appliqués sur ces éprouvettes. Pour chaque cycle de séchage, des essais de compression non confinée ont été réalisés sur des échantillons de sol sebkha en utilisant un séchage à l'air libre pour atteindre les valeurs de teneurs en eau ciblées (7%, 11,4% et 13%). Toutes fois, la variation de la salinité sous les effets des cycles a été mesurée en utilisant la conductivité électrique. Pour une interprétation des résultats des essais minéralogiques (DRX) ont été réalisés.

3 Résultats

3.1. Résistance à la compression non confinée sous l'effet des cycles séchage-mouillage (D-W)

Les courbes de contrainte-déformation obtenues à partir des essais d'UCS, réalisés sur des échantillons de sol sebkha soumis aux cycles de D-W à différentes teneurs en eau, sont illustrées dans la Fig.2. Les résultats obtenus montrent qu'à chaque cycle de séchage, la pente de chaque courbe de contrainte-déformation avant rupture augmente avec la diminution de la teneur en eau w . Ce comportement indique que la rigidité initiale de l'échantillon augmente avec l'évaporation de l'eau pendant le séchage. La résistance maximale augmente avec la diminution de la teneur en eau pour chaque cycle de séchage, cependant, la déformation axiale diminue avec la diminution de la teneur en eau. De plus, l'UCS est influencée par les cycles D-W. On note que pour $w = 7\%$, l'effet des cycles est très significatif. On dénote que pendant les trois premiers cycles, on observe une diminution importante de l'UCS, cependant, entre le troisième et le quatrième cycle, on remarque une légère diminution de la résistance. Pour les échantillons ayant des valeurs de teneur en eau plus élevées ($w = w_{\text{opn}}$ et $w = 13\%$), l'effet des cycles D-W sur l'UCS demeure faible. Pour $w = w_{\text{opn}}$, la résistance à l'UCS est stable durant les trois premiers cycles, une légère diminution entre le 3^{ème} et le 4^{ème} cycle a été enregistrée.

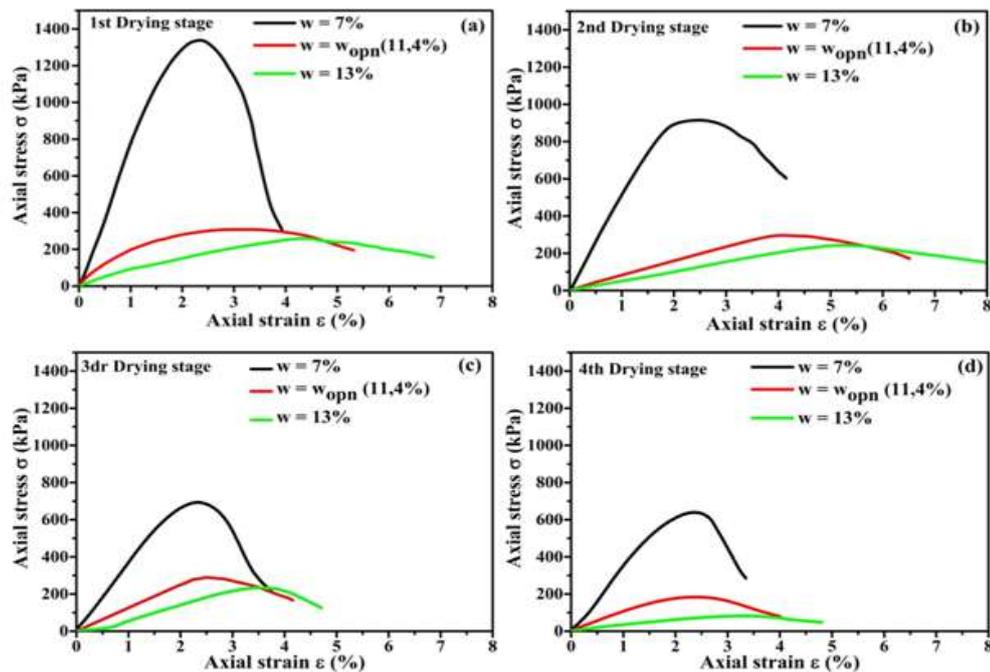


Figure. 2. Courbes contrainte-déformation à différentes teneurs en eau à chaque cycle de séchage, (a) 1^{er} cycle de séchage ; (b), (c) et (d) respectivement aux 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} cycles de séchage.

3.2. Salinité du sol sous l'effet des cycles de D-W

La Fig.3(a) montre l'évolution de la salinité du sol, exprimée en terme de conductivité électrique (EC) en fonction du nombre de cycles. Les résultats montrent que l'EC diminue pendant les cycles D-W, par exemple, les valeurs d'EC varient de 16,5 dS/m à 3,8 dS/m pour le premier et le quatrième cycle respectivement. Cependant, le pH a montré une légère augmentation, par exemple, après le premier cycle, le pH est égal à 6,53, alors qu'après le quatrième cycle, la valeur du pH est devenue 7,04. Les résultats des analyses DRX, obtenus sur les échantillons de sol soumis aux cycles de D-W, ont illustré la disparition de la phase minérale saline d'halite et la diminution de la phase minérale saline du gypse au quatrième cycle de séchage Fig.3(b).

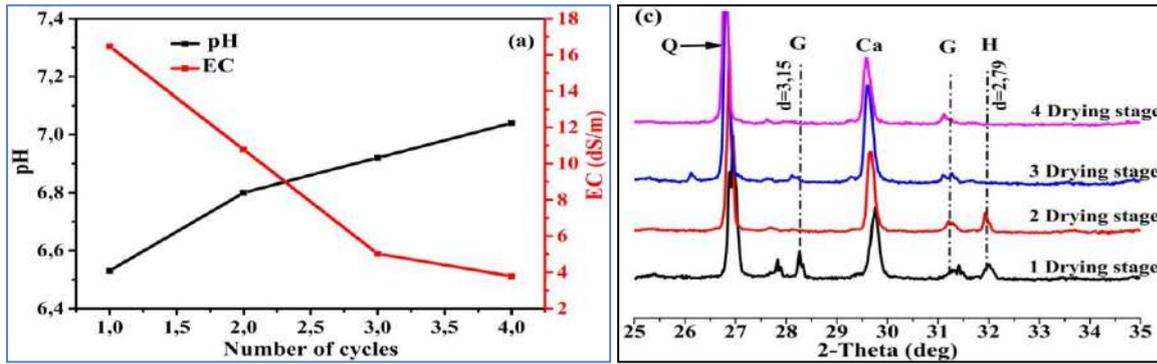
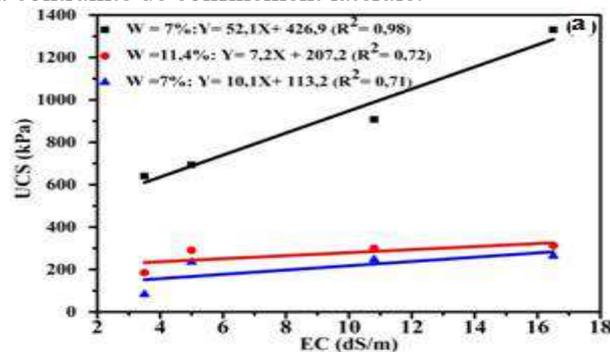


Figure. 3.(a) Variation de la conductivité électrique (EC) et le pH en fonction des cycles D-W ; (b) variation de la composition minéralogique en fonction des cycles D-W.

4 Discussion ou Interprétation

L'augmentation observée de la résistance avec la diminution de la teneur en eau au cours des cycles de séchage est due à la présence de sels dans le sol. Ces sels ont un effet important sur le comportement mécanique des sols, en raison de l'évaporation de l'eau pendant le processus de séchage, sachant que certains sels solubles comme le NaCl, subissent un déplacement vers la surface des échantillons de sol, ce déplacement est engendré par la migration de l'humidité. La solution saline qui reste dans le sol se recristallise plus en plus avec le processus de séchage, ce qui provoque des liaisons de cimentation des grains du sol. Par contre les sels immigrés à la surface, se précipitent et recristallisent, ce qui conduit à l'apparition d'une croûte saline sur la surface de l'échantillon (Fig.4(b)), ce phénomène entraîne une augmentation de la contrainte de confinement latérale au niveau de la surface du sol. En fin l'augmentation de l'UCS avec l'augmentation de séchage traduit par la diminution de la teneur en eau est due d'une part à la cimentation des grains du sol par les sels à l'intérieur de l'échantillon et l'augmentation de la contrainte de confinement latérale en surface d'autre part.

la Fig.4(a) montre que pour chaque teneur en eau, l'UCS diminue linéairement avec la diminution de la salinité du sol qui est causée par la lixiviation des sels pendant les cycles de D-W, ce phénomène de lixiviation est expliqué par la disparition de la phase minérale saline d'halite ainsi que la diminution de la phase minérale du gypse sachant que, ces deux phases sont responsables de la cimentation des grains dans le sol sebkha. Ce mécanisme de diminution de la cimentation est considéré comme facteur important de la diminution de la résistance à la compression non confinée lorsque le nombre de cycle est augmenté. De plus, la disparition de la croûte de sel pendant les cycles D-W provoque une perte de confinement latéral des échantillons de sol. Donc, la diminution de l'UCS avec l'augmentation du nombre de cycle D-W s'explique par le cumul de la perte de contrainte due à la cimentation des grains du sol à l'intérieur de l'échantillon et la perte de la contrainte de confinement latérale.



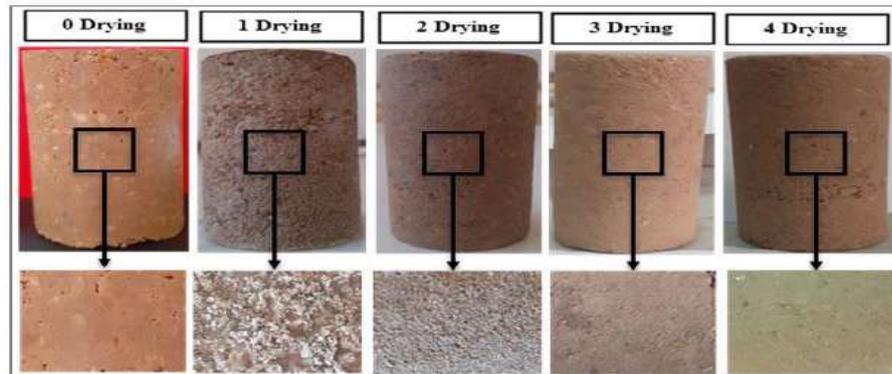


Figure. 4.(a) Variation de la UCS en fonction de la conductivité électrique (EC) ; (b)état de surface des éprouvettes du sol en fonction des cycles D-W

Conclusion

Pour étudier les effets des cycles de séchage-mouillage (D-W) sur la résistance à la compression non confinée (UCS) et sur la salinité du sol sebkha d'AIN M'LILA. Des essais de compression non confinée ainsi que des essais de mesures de la salinité du sol ont été réalisés sur des échantillons de sol exposés aux quatre cycles de D-W. les résultats ont été discutés et interprétés en utilisant les résultats de caractérisation chimique, minéralogique et géotechnique.

Les résultats des essais de caractérisation chimiques et minéralogiques, montrent que notre sol est salin et présente des différentes phases minérales salines comme le gypse et l'halite, cette salinité est l'une des causes principale de l'augmentation de la rigidité et la résistance du sol avec la diminution de la teneur en eau pour chaque cycle de séchage. Cependant, la salinité du sol exprimée par la conductivité électrique, diminue avec l'augmentation du nombre de cycles D-W Sachant que cette diminution est causée par le lessivage des sels précipités en surface des éprouvettes du sol lors des opérations de saturation (disparition de l'halite et la diminution du gypse). Aussi on note que l'UCS diminue avec l'augmentation du nombre de cycles D-W, en signalant que l'effet de ces derniers, devient très significatif pour une teneur en eau faible ($w=7\%$). À la fin de cette étude une relation entre la salinité du sol et la résistance à l'UCS a été identifiée cette dernière diminue avec la diminution de la salinité du sol. Cette relation salinité - UCS est très significative pour une teneur en eau faible de $w = 7\%$.

Références

- [1] Abdulnawad, S.N., Al-Amoudi, O.S.B., 1995. Geotechnical behaviour of saline sabkha soils. *Géotechnique*, 45, 425-445.
- [2] Arifuzzaman M Habib M Al-Turki M Khan M Ali, M., 2016. Improvement and characterization of sabkha soil of Saudi Arabia: A review. *Jurnal Teknologi*, 78.
- [3] I. Hafhouf, O. Bahloul, K. Abbeche, Effects of drying-wetting cycles on the salinity and the mechanical behavior of sebkha soils. A case study from Ain M'Lila, Algeria, *Catena* 212 (2022), 106099.
- [4] O.S.B. Al-Amoudi, I.M. Asi, Z.R. El-Naggar, Stabilization of an arid, saline sabkha soil using additives, *Q. J. Eng. Geol.* 28 (4) (1995) 369–379, <https://doi.org/10.1144/gsl.qjgeh.1995.028.p4.06>.
- [5] Liu, L., Zhang, L., 2014. The Microstructure Characters of Saline Soil in Qarhan Salt Lake Area and Its Behaviors of Mechanics and Compressive Strength. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39, 8649-8658.
- [6] Hu, Z. et al., 2019. Effect of Wetting-Drying Cycles on Mechanical Behaviour and Electrical Resistivity of Unsaturated Subgrade Soil. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 3465327.
- [7] C.S. Tang, Q. Cheng, T. Leng, B. Shi, H. Zeng, H.I. Inyang, Effects of wetting-drying cycles and desiccation cracks on mechanical behavior of an unsaturated soil, November, *Catena* 194 (2019), 104721. *catena.2020.104721*, 2020.

HYDROMECHANICAL BEHAVIOUR UNDER CYCLIC LOADING IN SMALL STRAIN OF TUFF-DUNE SAND MIXTURE

Daheur Elhadj guesmia¹, Demdoum Abdellah^{1,2}, Goual Idriss³ and Taibi Said⁴

¹ Laboratory of Mathematical and Applied Science, University of Ghardaïa, BP 455, 47000 Ghardaïa, Algeria

² Université Mustapha Stambouli Mascara, Algeria

³ Research Laboratory of Civil Engineering, University Amar Telidji, BP.37 G, Laghouat, Algeria.

⁴ Laboratory of Waves and Complex Media, LOMC UMR CNRS 6294, University of Le Havre Normandy, 76600 Le Havre, France

Résumé. Notre recherche consiste à étudier le comportement en petites déformations d'un mélange composé de 65 % de tuf et de 35 % de sable de dune. Ce mélange a été précédemment étudié et confère des caractéristiques géotechniques optimales adaptées aux chaussées sahariennes. Le but, c'est de mieux comprendre son comportement réel dans différentes sollicitations hydrique et mécanique. Une série d'essais en petites déformations, de compression simple et d'essais triaxiaux non saturés à différentes teneurs en eau initiales (4 points du côté sec et 2 points du côté humide) est réalisée, avec des contraintes de confinement variant de 0 kPa (compression simple) à 450 kPa. Pour chaque contrainte de confinement, l'éprouvette est soumise au chemin de chargement cyclique défini par des niveaux de déformation bien précis. Les résultats obtenus ont montré que quel que soit la teneur en eau initiale, le module élastique augmente avec la contrainte de confinement linéairement dans une échelle bi-logarithmique. L'évolution du module élastique en fonction de la teneur en eau suit une loi de type hyperbolique. Ces essais révèlent que la technique de mesure utilisée, basant sur les jauges de déformation collées à l'échantillon via une interface élastique, a donné de très bons résultats, qui sont cohérents avec les mesures indirectes des modules basées sur les vitesses de propagation des ondes sonores.

Mots clés: sable de dune, tuf, géotechnique routière, essais triaxiaux, petite déformation, module élastique.

Abstract. This study investigates the behavior of a mixture of two Saharan soils, composed of 65% tuff and 35% dune sand, during small strain. This mixture has been previously studied and confers optimal geotechnical characteristics adapted to Saharan pavements. The purpose of this research is to gain a better understanding of its actual behavior under different hydric and mechanical stresses. A series of small-strain, unconfined compression and unsaturated triaxial tests at different initial water contents (4 points on the dry side and 2 points on the wet side) are carried out, with confinement stresses ranging from 0 kPa (simple compression) to 450 kPa. The specimen is subjected to a cyclic loading path defined by specific strain levels for each confining stress. The results show that, whatever the initial water content, the elastic modulus increases linearly with the confining stress on a bi-logarithmic scale. The evolution of elastic modulus as a function of water content follows a hyperbolic-type law. These tests reveal that the measurement technique used, based on strain gauges bonded to the sample via an elastic interface, gave very good results, which are consistent with indirect modulus measurements based on sound wave propagation velocities.

Keywords: dune sand, tuff, Saharan pavements design, triaxial tests, small strains, elastic modulus.

1 Introduction

La nécessité de construire des routes à un coût optimisé a incité les ingénieurs et les techniciens à innover en mettant à profit les particularités qu'offrent les zones Sahariennes et à chercher d'ouvrir très largement l'éventail des matériaux utilisés en corps de chaussées. Par conséquent, l'utilisation et l'amélioration des matériaux locaux tels que le tuf et le sable de dune présente un grand intérêt et peut compenser la rareté des matériaux routiers habituels dans ces régions.

L'utilisation du tuf dans la conception des chaussées sahariennes dans les couches de base et de fondation, s'est considérablement développée [1]. L'idée d'associer le tuf avec les sables de dune en vue d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques et mécaniques, peut s'avérer intéressante, non seulement d'un point de vue économique mais également environnemental.

Généralement, les chaussées sont soumises à des sollicitations cycliques et travaillent dans le domaine des petites déformations. Donc, l'étude de comportement mécanique réel des chaussées et les effets des sollicitations cycliques en petites déformations, est nécessaire du point de vue pratique. La détermination des paramètres élastiques nécessaires au dimensionnement des corps de chaussées, la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes et la teneur en eau devient donc un enjeu important des études.

Les essais conventionnels de mécanique des sols, sans instrumentation particulière, ne permettent pas de déterminer d'une manière fiable ces paramètres.

Au cours des dernières années se développent des essais de précision dont les systèmes de mesure de plus en plus performants permettent d'évaluer les propriétés des sols pour des déformations inférieures ou égales à 10^{-5} . Ces essais se sont considérablement diversifiés dans le but de reproduire la nature complexe des sollicitations appliquées aux sols. Les moyens de mesures sont généralement liés au niveau de déformation considéré. De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des sols en petites déformations ($\varepsilon < 10^{-3}$) [2-4]. Ils ont montré que le module de déformation dépend de nombreux paramètres, notamment le niveau des déformations, la pression moyenne, le déviateur, la densité relative, l'histoire de chargement et l'anisotropie.

C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux. Il s'agit de l'étude du comportement mécanique sous chargement cyclique en petites déformations, par le biais des essais compression simple et des essais triaxiaux, d'un mélange de tuf et de sable de dune de la région d'Ouargla en vue d'une utilisation en techniques routières.

2 Matériaux

Le matériau étudié est un mélange composé de 65% de tuf et de 35% de sable de dune (65T35SD). Les deux matériaux proviennent de la région de Ouargla situé à 800 km au sud d'Alger. Les caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques de ce mélange sont représentées dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques géotechnique et propriétés mécaniques de mélange 65T35SD

Analyse granulométrique	
D _{max} (mm)	40
% < 0.425 mm	63
% fines (< 80 μm)	19
Les limites d'Atterberg	
w _L (%)	24
w _P (%)	12
I _P (%)	12
Caractéristiques de Compactage	
γ _{dmax} (kN/m ³)	19.6
w _{MPO} (%)	10.2
Caractéristiques de portance	
I CBR immédiat (%)	89
I CBR imbibé (4h) (%)	65
Propriétés mécaniques a l'OPM	
R _c (MPa)	0.39
Succion initiale (MPa)	0.33
Classification	
USCS	GC
GTR	B6

3 Méthodes

La technique de mesure des petites déformations utilisées, est la technique de mesure avec des jauges de déformations. Les jauges sont collées directement sur les éprouvettes par l'intermédiaire d'une interface très souple de silicone. Chaque jauge est branchée en pont de Wheatstone qui transfère le signal électrique en déplacement.

Pour chaque éprouvette, avant le collage des jauges, on a procédé à la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques à l'aide de l'appareil pundit. Cela pour déduire la valeur du module initial (sans destruction de l'échantillon).

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude est constitué d'un appareil triaxial équipé d'une cellule ordinaire avec certaines modifications (l'entête de l'échantillon et de la cellule sont perforés).

Pour étudier le comportement mécanique sous sollicitations cycliques en petites déformations de notre mélange 65T35SD, nous avons réalisée des essais de compression simple et triaxiaux à teneur en eau constante.

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindrique de dimensions ($H = 80$ mm et $D = 40$ mm) ; confectionnées à une compacité égale à 98% et à la teneur en eau optimale du Proctor modifié. Ensuite, les éprouvettes sont séchées ou humidifiées, pour obtenir les différents teneurs en eau (4 points du côté sec et 2 points du côté humide) soit respectivement : 0% ; 2,8% ; 5,5% ; 8% ; 10,5% ; 12,8% et 15%.

L'essai a été effectué avec les contraintes de confinement suivantes : 0, 150, 300 et 450kPa.

Pour chaque contrainte de confinement, l'éprouvette est soumise au chemin de chargement cyclique défini par les niveaux de déformation comme suit :

- Cycle 1 : 0 – 15 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 2 : 0 – 50 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 3 : 0 - 100 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 2 : 0 – 500 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)

La vitesse de chargement est de 0,2 mm /min.

Principales étapes de préparation d'un échantillon sont comme suit :

- Après le démoulage d'éprouvette confectionnée à la teneur en eau optimale de Proctor Modifié, on modifie sa teneur en eau sur laquelle on réalise le cisaillement. (Séchage à l'air libre si la teneur en eau souhaitée est dans le côté sec et humidification dans le cas contraire) ;
- Mesure du module élastique déduit des vitesses de propagation des ondes à l'aide du dispositif Pundit ;
- Mise en place de la jauge de déformation ;
- Mise en place de l'éprouvette instrumentée de jauges sur le piédestal de la cellule triaxiale ;
- Montage de la cellule triaxiale sur la presse, le raccordement au système de contrôle et d'acquisition de données.

4 Résultats et discussion

4.1 Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$

Les figures 1 (a-d) présentent les courbes de chargement-déchargement pour quatre teneurs en eau, avec deux contraintes de confinement et pour différents niveaux de déformations. On remarque que pour les faibles déformations, les cycles sont plutôt fermés et s'ouvrent avec l'augmentation du niveau de déformation. Après la rupture, on constate parfois une perturbation des courbes et cela est due au décollage entre la silicone et la surface du matériau.

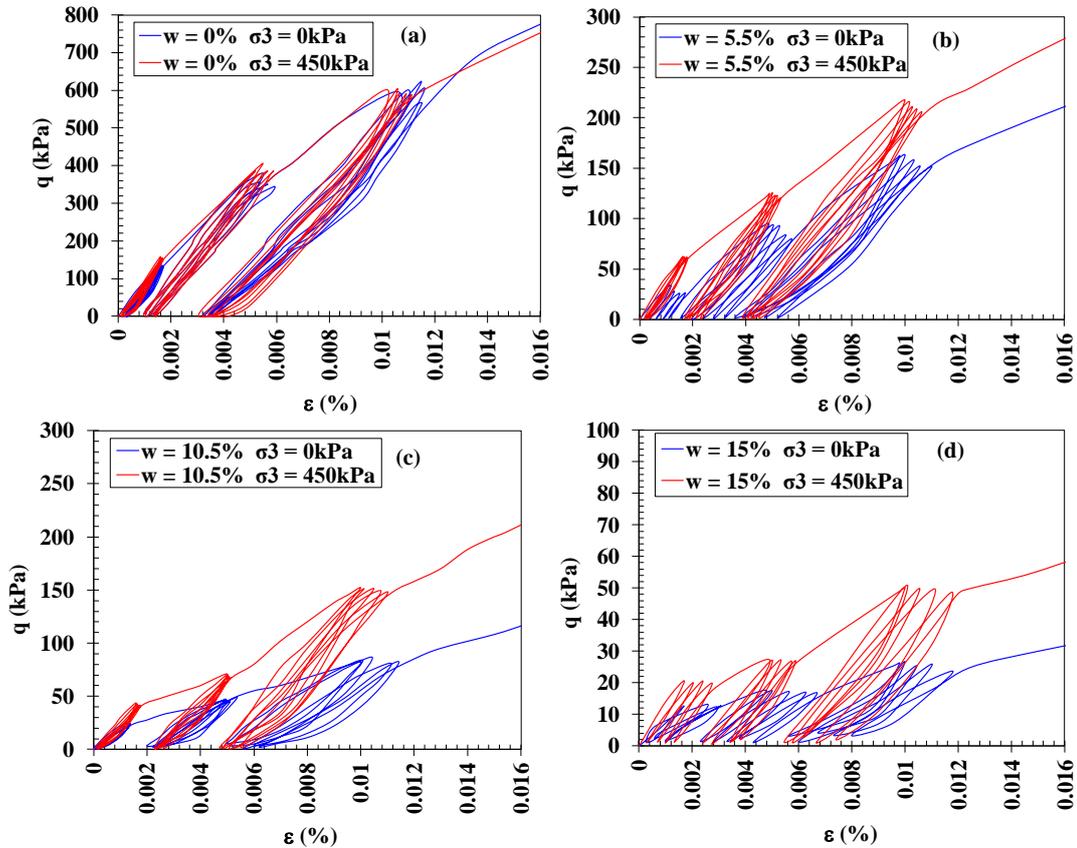


Figure 1 : Courbes déviateur de contrainte ; déformation axiale de deux contraintes de confinement (0 et 450 kPa), à teneur en eau constante. (a) $w = 0\%$; (b) $w = 5,5\%$; (c) $w = 10,5\%$; (d) $w = 15\%$.

4.2 Evolution du module élastique

La figure 2 présente les effets de la teneur en eau et les déformations axiales sur le module élastique pour les deux valeurs de contrainte de confinement, 0 kPa (Fig. 2a) et 450 kPa (Fig. 2b). Sur la figure 2a qui représente un confinement nul (compression simple), les valeurs des modules mesurées à l'aide de l'appareil pundit sont présentées sur l'axe des ordonnées. Ces points, correspondant à une déformation axiale nulle, sont bien localisés dans la continuité de chacune des courbes de teneur en eau correspondantes.

Dans le système de coordonnées semi-logarithmique [$\log \epsilon_1$; E], on remarque des variations quasi-linéaires des modules avec la déformation axiale. Les coefficients directeurs de ces droites, notés β , décroissent fortement lorsque la teneur en eau augmente à gauche de l'OPM (figure 3). En revanche, à partir de l'OPM, cette décroissance ralentit et tend vers un palier proche de zéro. On remarque que la contrainte de confinement n'a pas d'effet remarquable sur cette variation de β .

Pour voir l'effet de la contrainte de confinement, la figure 4 présente la variation du module en fonction de la contrainte de confinement dans le système de coordonnées bi-logarithmique ($\log \sigma_3$, $\log E$) pour les différentes teneurs en eau et les niveaux de déformations étudiées. A une teneur en eau donnée, le module varie linéairement avec la contrainte de confinement, la pente de ces courbes est indépendante des déformations axiales. D'après [5-8], le module augmente avec la contrainte de confinement dans une échelle bi-logarithmique selon une loi de type : $E = \alpha \sigma_3^n$ où α correspond à la valeur du module pour une contrainte de confinement égale à 1 kPa et n le coefficient directeur de ces droites dans le plan bi-logarithmique.

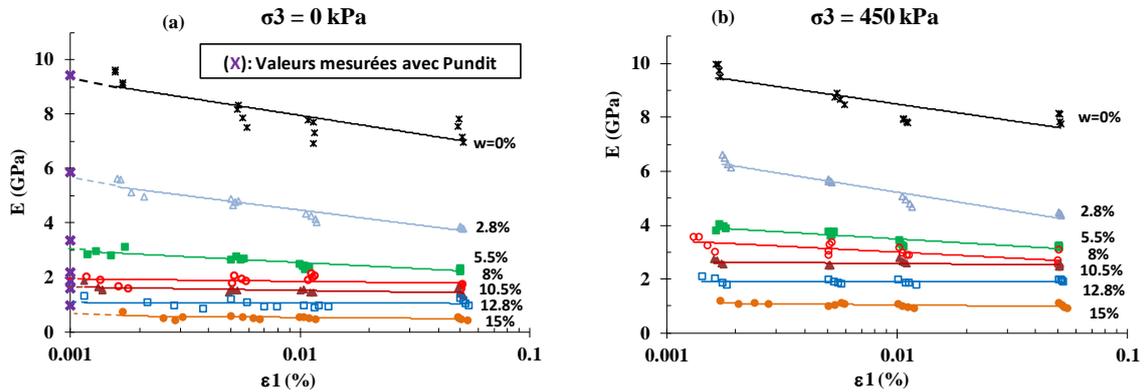


Figure 2. Evolution du Module de Young en fonction de la déformation axiale paramétrées en teneur en eau pour deux valeurs de contrainte de confinement (a) 0 kPa et (b) 450 kPa.

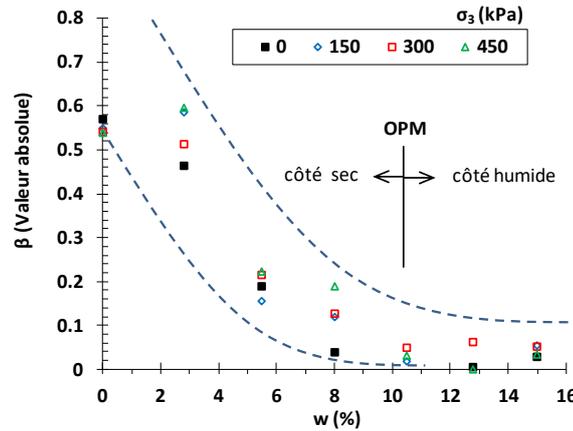


Figure 3. Variation de la pente β en fonction de la teneur en eau pour quatre valeurs de contraintes de confinement.

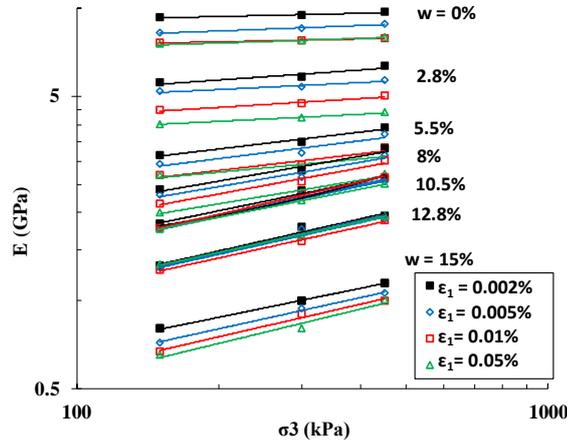


Figure 4. Evolution du Module de Young en fonction des contraintes de confinement paramétrées en teneur en eau pour quatre niveaux de déformation axiale.

La figure 5 présente la variation des paramètres α et n en fonction de la teneur en eau pour différents niveaux de déformation. On constate que le paramètre α décroît fortement lorsque la teneur en eau augmente de 0% à 8% (coté sec de l'OPM), au-delà de 8%, le paramètre α est en décroissance lente et tend vers une faible valeur pour $w = 15\%$. Cette tendance peut être approchée par une loi hyperbolique. Concernant le paramètre n , ce dernier croît avec la teneur en eau à partir des valeurs proches de 0 pour une teneur en eau de 0%, en suivant une forme parabolique tendant vers un palier correspondant à une

valeur proche de 0.4 pour les teneurs en eau élevées. Dans tous les cas, le niveau de déformation ne semble pas influencer l'évolution de ces paramètres avec la teneur en eau.

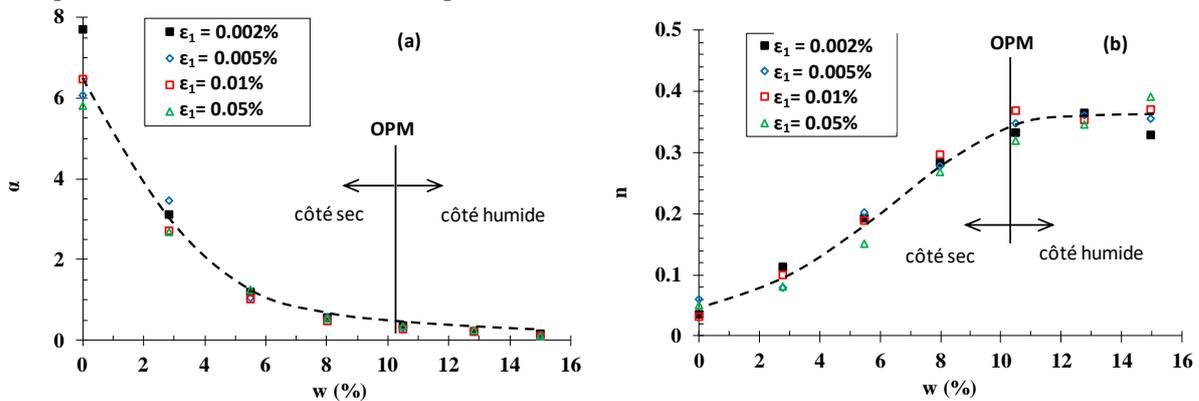


Figure 5. Variation des paramètres α et η de la loi $E = \alpha \sigma_3^n$ en fonction de la teneur en eau.

5 Conclusion

Les essais réalisés révèlent que la mesure des modules en petites déformations est une opération complexe et délicate, liée aux conditions de fixation des jauges de déformation sur le sol. La technique que nous avons utilisée est basée sur le collage des jauges de déformation à l'échantillon via une interface élastique, a donné de très bons résultats, qui sont cohérents avec les mesures indirectes des modules basées sur les vitesses de propagation des ondes sonores.

Les résultats obtenus ont montré que :

- À l'état sec, le module élastique du mélange 65T35SD compacté atteint 9,45 GPa, soit près de 10 fois la valeur à un degré de saturation élevé. Ceci met en évidence l'influence significative de l'état hydrique sur la rigidité du matériau étudié. Pendant la saison des pluies, une attention particulière doit être accordée et les charges de trafic inutiles doivent être limitées.
- Dans le domaine des déformations testées, le module élastique reste quasi constant pour les teneurs en eau élevées, par contre, pour les faibles teneurs en eau, le module décroît légèrement avec l'augmentation de la déformation ;
- Pour un niveau de déformation donnée, une loi de type $E = \alpha \sigma_3^n$ semble bien décrire la variation de module E avec la contrainte de confinement ;

6 Références

- [1] Daheur, E. G., Li, Z. S., Demdoug, A., Taibi, S., & Goual, I. : *Valorisation of dune sand-tuff for Saharan pavement design*. Construction and Building Materials, 366, 130239 (2023).
- [2] Hoque E., Sato T. and Tatsuoka F.: *Performance evaluation of LDTs for use in triaxial tests*. Geotechnical Testing Journal 20 (2), 149-167 (1997).
- [3] Phuong Thao Nguyen Pham : *Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées (2008).
- [4] Hibouche A., Taibi S., Fleureau J.-M., et Herrier G.: *Comportement en petites déformations d'un sol traité à la chaux*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris (2013).
- [5] Biarez J., Hicher P.: *Elementary Mechanics of Soil Behaviour –saturated remoulded soils-*, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands (1994).
- [6] Taibi,S., Fleureau, J.M. ; Hadiwardoyo, Kheirbek-Saoud, S.: *Small and large strain behaviour of an unsaturated compacted silt*. European Journal of Environmental and Civil Engineering. Vol 12/ N°3 - 2008 - pp.203-228 (2008).
- [7] Coronado, O ; Caicedo, C. ; Taibi, S. ; Gomes Correia, A. ; Souli, H., Fleureau, J.M.: *Effect of water content on the resilient behavior of non standard unbound granular materials*. Transportation Geotechnics 7 (2016) 29–39 (2016).
- [8] Daheur E.G., Taibi, Goual I., Li Z.S.: *Hydro-mechanical behavior from small strain to failure of tuffs amended with dune sand–Application to pavements design in Saharan areas*. Constr. Build. Mater. 272 121948 (2021).

EFFETS DU TRAITEMENT AU CIMENT SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS DU CHOTT-EL-HODNA (WILAYA DE M'SILA)

Aymen Elouanas ASSELI¹, Tariq AMROUNE², Mohamed KHEMISSA², Abdelkrim MAHAMED², Ismail BENZAOU²

¹ Université Hassiba Benbouali de Chlef

² Université de M'Sila

Résumé : Le sol salin constitue l'un des plus gros problèmes de la pédologie dans le monde et en Algérie car il occupe un grand espace en termes de superficie, de nombreuses solutions ont été proposées pour exploiter les terres affectées par la salinité et les utiliser dans la construction de routes et divers domaines. Cette étude vise à améliorer les caractéristiques du sol salin de Chott El-Hodna au niveau de la commune d'Ain Al-Khadra, Wilaya de M'sila en ajoutant différentes proportions de ciment, Pour cela, des essais d'identification et des essais mécaniques ont été effectués sur cette argile et les résultats obtenus mettent en évidence une amélioration certaine et nettement meilleure des caractéristiques géotechniques telles que les paramètres de consistance, la portance et la résistance à la compression.

Mots clés : Sols salés, Traitements au ciment, Chott-El-Hodna, amélioration, liants hydrauliques.

Abstract: Saline soil constitutes one of the biggest problems of soil science in the world and Algeria because it occupies a large space, and many solutions have been proposed to exploit the lands affected by salinity and use them in the construction of roads and various other fields. This study aims to improve the characteristics of the saline soil of Chott El-Hodna in the municipality of Ain Al-Khadra, M'sila State by adding different proportions of cement. For this, identification tests and mechanical tests were performed on the clay and the results show a definite improvement and substantially better geotechnical parameters such as consistency, lift, and shear strength.

Keywords: Salt soils, Cement treatments, Chott-El-Hodna, improvement , hydraulic binders.

1 Introduction

Les sols salés ou sols halomorphes, appelés actuellement sols sales sodiques représentent un pourcentage important de la surface totale des sols dans le monde. Les sols salés se trouvent essentiellement dans les régions sèches (aride , semi arides et méditerranéennes)[1]. Mais aussi dans les milieux subhumides et même humides. Ils sont étroitement liés à une source de salinité d'ordre géologique (évaporites), hydrogéologique (eaux souterraines) ou hydrologique (eau marine). La salinité affecte le développement des cultures, et propriété pédologique notamment la dispersion des colloïdes, la stabilité structurale et la chute de la perméabilité hydraulique[2]. La structure urbaine de la Wilaya de M'sila connaît aujourd'hui une prospérité économique et une énorme responsabilité sociale a conduit à l'expansion continue de son réseau routier parallèlement au développement de la structure urbaine, il s'étend donc au territoire des zones non aménagées qui ne sont généralement pas aussi avantageuses que les zones urbanisées. La Wilaya est située dans une région classée semi-aride, caractérisée par de faibles précipitations et température importante entre l'hiver et l'été[3]. Elle est le siège d'une région importante terre saline-alcali, considérée comme la capitale du Chott-El-Hodna (Sebkha)[4].

L'objectif de cette recherche est de caractériser la résistance des sols collectés sur le site rural de Chott-El-Hodna près de la ville Ain Khadra, Wilaya de Msila, et aussi déterminer les paramètres physiques et mécaniques de ce sol par un groupe d'essais réalisés avant et après traitements au ciment.

2 Histoire et contexte géologique

Le Chott-El-Hodna fait partie d'une série de chotts qui se sont développés où convergent les eaux provenant de l'Atlas Saharien au Sud et l'Atlas Tellien au Nord. Paysage végétal des hautes plaines steppiques, il fait partie du point de vue phytogéographique du domaine Maghrébin steppique. Son bassin situé à l'extrême Est des hauts plateaux, qui s'étend sur 220 km de long et 90 Km de large, est coïncé entre deux formations montagneuses atteignant 1 800 à 1 900 m d'altitude au Nord et 600 à 900 m d'altitude au Sud, c'est hydrologiquement un bassin

fermé de 26.000 km². La cuvette du Hodna, d'une superficie de 8 500 km², qui sert de niveau de base aux oueds du bassin, occupe en son milieu de bas-fond plat une superficie de 1100 km², c'est cela que l'on appelle « Le Chott-El-Hodna » situé à 400 m d'altitude. Surface d'épandage des crues, le chott a une forme elliptique, une eau salée et s'étend sur 77 km de long et 19 km de large. Sa surface inondée, quoique variable, ne dépasse jamais 80 000 ha. L'alimentation du Chott est assurée par au moins 22 cours d'eau principaux, auxquels il faut ajouter des sources d'eau douce. Le Chott se met en eau uniquement en hiver. Sec et salé en été, des croûtes de sel couvrent toute son étendue[5].

3 Matériels et Méthodes

3.1 Matériaux utilisés

Le site est situé dans l'est de l'Algérie dans la wilaya de M'sila, qui a reçu un projet de liaison routière entre le village de Ain el Khadra et M'cif. La route projetée traverse le Chott d'el Hodna sur un linéaire de 11 km. La coupe géotechnique du massif a révélé la présence de trois couches de sol consécutives : des dépôts de vase et des traces de terre végétale d'épaisseur 0,2 à 0,4 m, suivie d'une couche de sol consécutives. Et après une couche de sable. Le prélèvement des échantillons d'essais a été effectué à l'aide d'une pelle mécanique entre 1,50 et 2,20 m de profondeur.

3.2 Programme expérimental et procédures d'essai

Le protocole expérimental envisagé comprend des essais d'identification menés sur deux types de sol : le sol non traité (sol témoin) et le sol traité au ciment. La nature de ce liant ainsi que les essais correspondants sont détaillés ci-dessous. Les échantillons destinés aux essais seront constitués en mélangeant une quantité définie de sol finement broyé, préalablement séché à 105 °C, avec le stabilisant à la concentration souhaitée. Ce mélange sera ensuite intensivement malaxé à sec, puis humidifié jusqu'à atteindre la teneur en eau optimale w_{opt} (c'est-à-dire la densité sèche maximale γ_d -max correspondant à l'optimum Proctor), en se basant sur les caractéristiques de compactage préalablement déterminées pour le sol non traité. Tous les essais seront menés à température ambiante et suivront les procédures expérimentales conformes aux normes françaises en vigueur, qui sont compatibles avec les normes européennes actuelles. Les méthodes d'interprétation des résultats d'essais seront largement inspirées des connaissances accumulées à l'échelle mondiale concernant ce type de sol.

Le traitement consistera à mélanger le sol avec le stabilisant (ciment dans notre cas) selon les proportions spécifiées. Le ciment utilisé dans cette étude est le CRS Mokaouem, provenant de l'usine Lafarge - M'sila. Ce choix s'est fait en raison de sa résistance aux agressions chimiques et de sa fréquente utilisation dans la construction d'ouvrages enterrés. Le ciment CRS (résistant aux sulfates) est principalement composé de 95 % de clinker, avec la possibilité d'incorporer des constituants secondaires (de 0 à 5 %). Du sulfate de calcium, sous forme de gypse, est ajouté en tant que régulateur de prise.

Le processus d'expérimentation comprendra deux parties distinctes :

- Une première partie portant sur le sol non traité, incluant des essais d'identification des paramètres d'état (teneur en eau, poids volumique humide et sec), une analyse granulométrique par tamisage et par sédiment -métrie.
- Une deuxième partie consacrée au sol traité avec différentes concentrations de ciment, comprenant des essais d'identification (valeur de bleu de méthylène, limites d'Atterberg) ainsi que les essais de cisaillement (portance immédiate, compression simple, mesures par ultrasons et essais Proctor normal).
- Les concentrations pondérales en ciment considérées pour le traitement sont les suivantes : 0 % pour l'échantillon témoin, 2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 % pour les échantillons traités.

4 Résultats des essais et discussion

4.1 Sol non-traité

Selon la courbe de l'essai de l'analyse granulométrique plus de 50% des éléments ici 56,21% ont un diamètre < à 80 μm , en plus le pourcentage des éléments inférieurs à 25 μm est 75%. Donc il s'agit d'une argile très fine, la limite de liquidité supérieure à 51,75% et l'indice de plasticité I_p est de 20,36%. Ces valeurs sont très peu dispersées

pour le prélèvement exploré. Elles semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LCPC en vigueur [6], il s'agit d'une argile très plastique très consistante avec une activité importante de sa fraction argileuse qui indique la présence de montmorillonite calcique. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées de retrait ou gonflement considérable.

D'après les résultats obtenus la valeur de bleu de l'argile est supérieure à 6,56 donc cette argile se classe parmi les sols argileux selon la norme française NF P 11 -300. La surface spécifique est de 137,67 m^2/g ce qui implique que notre argile est constituée essentiellement de minéraux de type vermiculite.

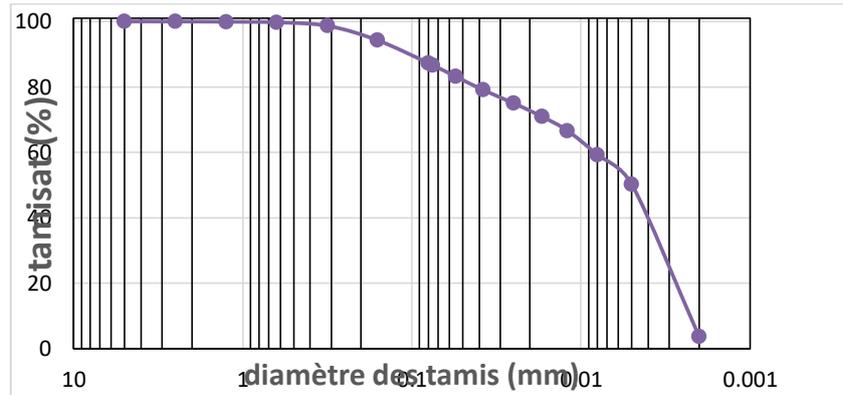


Figure 1. Courbes granulométriques.

Tableau 1. Caractéristiques d'identification des essais effectués sur le sol témoin étudié.

Profondeur (m)	1.5 – 2.5
Teneur en eau naturel W_{nat} (%)	16.17
Poids volumique humide γ_h (g/cm^3)	2.13
Poids volumique sec γ_d (g/cm^3)	1.78
Limite de liquidité w_L	51.75
Limite de plasticité w_P	31.39
Indice de plasticité I_p	20.36
Valeur de Bleu de méthylène VBS	6.56
La surface spécifique (m^2/g)	137.67
Passants à 2,5mm (%)	99.99
Passants à 0,08mm (%)	87.31
Passants à 0,025mm (%)	75
Passants à 0,002mm (%)	3.62
Indice de consistance I_c : $I_c = (W_L - W) / I_p$	2.05

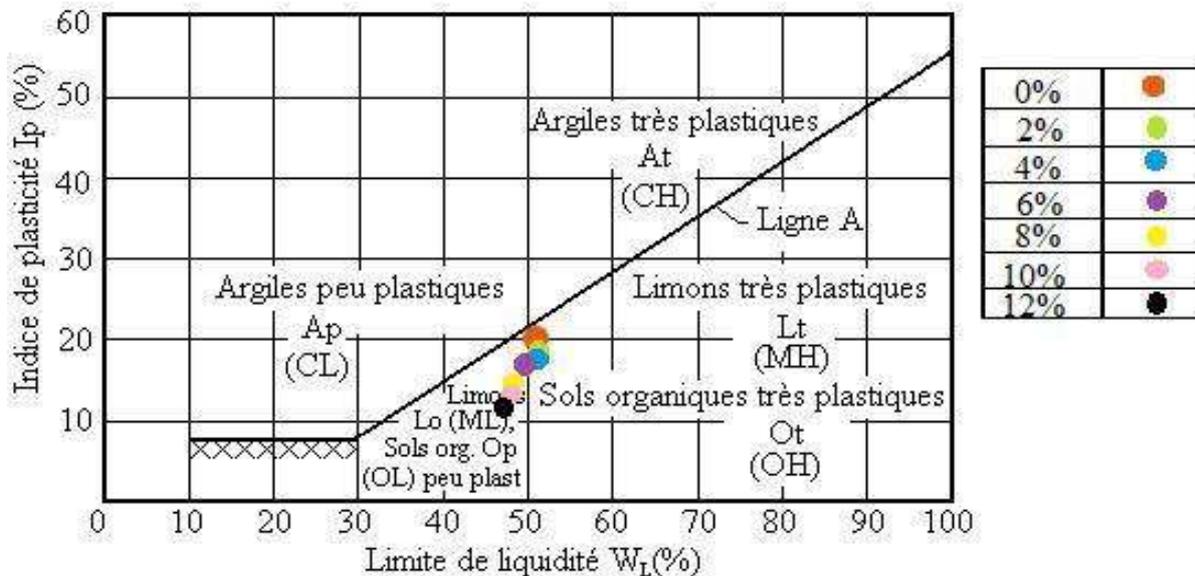
4.2 Sol Traité

4.2.1 Essais d'identification

4.2.1.1 Limite D'Atterberg

Tableau 2. Limites de consistance à différents dosages

Dosage en ciment (%)	WL	WP	IP
0	51.74	31.39	20.35
2	51.01	31.54	19.47
4	50.79	32.2	18.59
6	49.74	32.38	17.36
8	48.81	32.98	15.82
10	48.36	34.18	14.17
12	47.15	34.62	12.52

**Figure 2.** Classification selon l'abaque de Casagrande.

4.2.1.2 Essai au bleu de méthylène

Les résultats du test au bleu de méthylène ont révélé une tendance à la baisse des valeurs de bleu de méthylène avec l'augmentation du dosage de ciment. Pour l'échantillon témoin (dosage de ciment à 0 %), la valeur de bleu de méthylène a été mesurée à 5.56 cm³. Cependant, à chaque augmentation progressive de la dose de ciment (2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 %), une diminution des valeurs de bleu de méthylène a été observée jusqu'à (5.78, 5.67, 5.56, 5.00 et 4.56) cm³ respectivement. De même, l'analyse de la surface spécifique a démontré une réduction notable de la surface spécifique avec l'augmentation du dosage de ciment. L'échantillon témoin présentait une surface spécifique de 137.69 g/cm², tandis que les échantillons traités avec le même dosage présentaient une surface spécifique décroissante de (137.69, 121.38, 119.77, 116.62, 105.00, 95.69 et 91.00) g/cm² respectivement, comme le montre le Tableau 3.

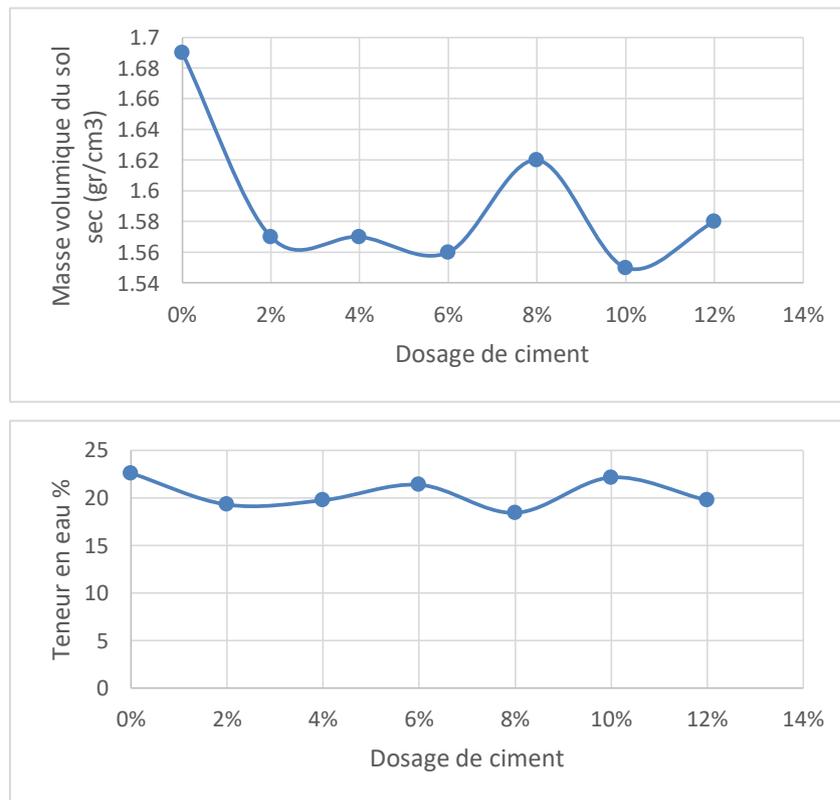
L'augmentation du dosage en ciment influe directement sur la diminution de la valeur de bleu de méthylène, et donc la surface spécifique.

Tableau 3. Bleu de méthylène par l'essai à la tâche

Dosage en ciment (%)	VBS (Cm3)	Surface spécifique (g/cm ²)
0	6.56	137.69
2	5.78	121.38
4	5.67	119.77
6	5.56	116.62
8	5.00	105.00
10	4.56	95.69
12	4.33	91.00

4.2.2 Essais mécaniques

4.2.2.1 Proctor normal

**Figure 3.** Résultats des essais Proctor normal à différents dosage de ciment

4.2.2.2 CBR immédiat

Les résultats des tests CBR immédiats sont résumés dans la figure 4. L'échantillon témoin, sans aucun ajout de ciment, présentait une valeur CBR immédiate de 3,090 %. Cependant, à chaque augmentation progressive du dosage de ciment (2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 %), Les valeurs CBR immédiates pour les échantillons traités ont été mesurées à 5.453, 6.544, 6.544, 9.089, 7.635 et 7.998 respectivement, L'augmentation du dosage en ciment agit directement sur l'augmentation de l'indice de portance (indice C.B.R.) et ce jusqu'à une valeur maximale correspondant à une teneur en ciment de 8%.

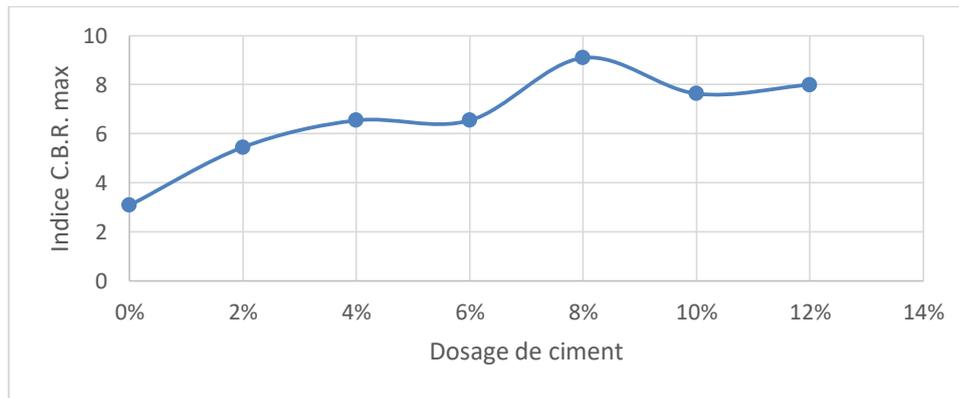


Figure 4. Indices C.B.R immédiats pour différents dosages de ciment

4.2.2.3 Compression simple

Les résultats des essais de compression simples sont présentés dans Figure 5. L'échantillon témoin, sans aucun ajout de ciment, présentait une résistance à la compression de 2.65 MPa. À chaque augmentation progressive du dosage de ciment (2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 %), il y avait une amélioration notable des valeurs de résistance à la compression. Les valeurs de résistance à la compression pour les échantillons traités ont été mesurées à 3.45 MPa, 5.08 MPa, 6.47 MPa, 9.23 MPa, 10.25 MPa et 12.22 MPa, respectivement.

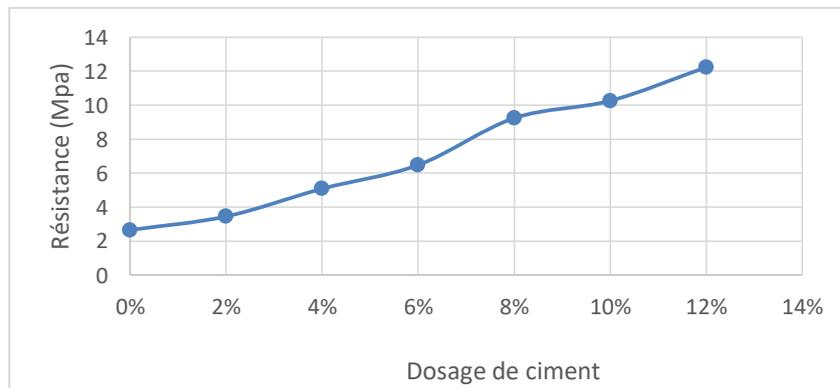


Figure 5. Résultats de la résistance à la compression pour différents dosages de ciment

4.2.2.4 Mesures aux ultrasons

Les résultats des mesures ultrasonores sont résumés dans la figure 6. L'échantillon témoin, sans aucun ajout de ciment, présentait une vitesse ultrasonore de 0.09 Cm/ μ s. À chaque augmentation progressive du dosage de ciment (2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 %), il y avait une augmentation notable des valeurs de vitesse des ultrasons. Les valeurs de vitesse ultrasonique pour les échantillons traités ont été mesurées à 0.13, 0.14, 0.15, 0.16 et 0.17 Cm/ μ s, respectivement. Les résultats ultrasoniques obtenus dépendent de la granulométrie, et de dosage en ciment.

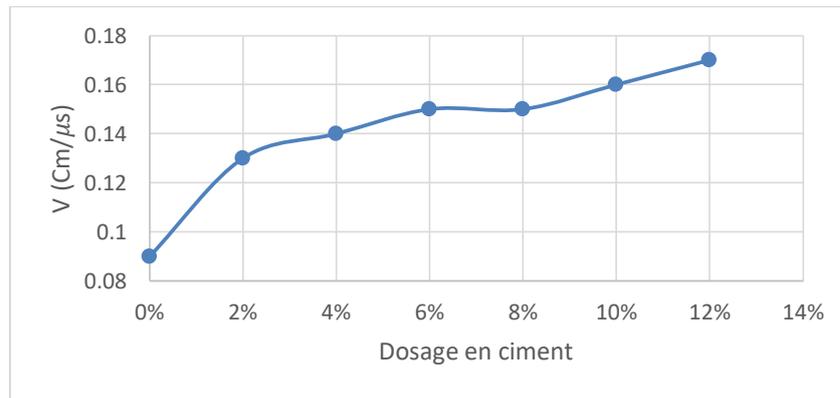


Figure 6. Vitesse de propagation des ondes ultrasoniques pour différents dosages de ciment

5 Conclusion

L'objectif de cette recherche est d'optimiser les caractéristiques du sol salin de la Chute El-Hodna, situé dans la commune d'Ain Al-Khadra, province de M'Sila, en incorporant divers pourcentages de ciment. Dans cette optique, des essais d'identification et des évaluations mécaniques ont été effectués sur cet argile. Les résultats obtenus peuvent être succinctement récapitulés comme suit :

- Augmenter la quantité de ciment entraîne directement une diminution de la valeur du bleu de méthylène, affectant ainsi la surface spécifique.
- Les valeurs de la limite de liquidité diminuent à mesure que le pourcentage de ciment augmente. Cette réduction est liée à la diminution de la surface spécifique totale, entraînant une fraction argileuse plus faible à mesure que le dosage en ciment augmente.
- L'augmentation du dosage de ciment influence directement l'élévation de l'indice de portance (indice C.B.R.) jusqu'à une valeur maximale observée à une teneur en ciment de 8%.
- La vitesse ultrasonore augmente avec un dosage de ciment plus élevé. Cependant, les résultats ultrasonores obtenus dépendent de la taille des grains et du dosage de ciment

6 Références

- [1] 'Aubert ; 1976 : les sols salsodiques en Afrique du Nord. Ann. INA, Alger. Vol. Iv. PP: 182 193'.
- [2] 'BELLAGUE Djamel Comportement et efficience d'utilisation de l'eau de la luzerne pérenne vis-à-vis de quelques facteurs abiotiques dans la région du Bas Cheliff. Thèse de de Magister en sciences de l'eau et bioclimatologie UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI CHLEF – -'.
- [3] 'BENABDERRAHMANE A. 1988- Simulation Numerique de la Pollution Saline d'un Systeme Aquifere dans la Region Semi Aride a Aride Exemple des Systemes Aquiferes de la Plaine de M'sila (Hodna - Algerie) these : Docteur -Ingenieur en Geologie Appliquee - UFR des sciences et technique de Franche - Comte - Besanron'.
- [4] 'F.A.O. - Rome -1975 - Etude des ressources naturelles, experimentale et demonstration agricoles dans la Region du Hodna - ALGERIE - Etudes Hydrogeologiques dans le Bassin du Chott El Hodna -volume I - 90 p .'
- [5] LADGHAM CHICOUCHE Abdellatif, Chef de service protection de la faune et de flore, '- Fiche descriptive sur les zones humides Ramsar, représentée par le Ministère des Ressources Hydriques.' Jan. 28, 2001.
- [6] MAGNAN, J P, *CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS - 1) A PROPOS DE LA CLASSIFICATION LPC*. 1980.

ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURÉS PAR RAPPORT AUX STRUCTURES ROUTIERES

BOUACHA Nadjjet¹

¹ Laboratoire de Gestion, Maintenance et Réhabilitation des Équipements et des Infrastructures Urbaines (InfraRES),
Département de Génie Civil, Université de Souk-Ahras, BP 1553, 41000 Souk-Ahras, Algérie
n.bouacha@univ-soukahras.dz

Résumé & Abstract. La conception des chaussées souples sur des sols médiocres et à problèmes accélèrent l'apparition des dégradations. Parmi les solutions techniques adoptées pour réduire ce phénomène est le renforcement du sol support. Les techniques se différencient énormément et se classent en deux catégories, la première est le renforcement du sol par l'ajout des liants et la deuxième est d'utiliser des nappes comme celles du géosynthétique. L'objectif de cette étude est de comparer les deux méthodes par une modélisation numérique en utilisant un code des éléments finis. Une analyse des déformations au niveau du corps de chaussées et en profondeur seront traitées sous des conditions variables de saturation du sol non saturé. On découvre que l'augmentation dans la saturation des sols non saturés entraîne des réductions significatives de l'amplitude des déplacements et contraintes aux interfaces

Mots clés: Chaussée, Sol non saturé, Dégradation, Modélisation numérique, Géosynthétiques, Liants.

1 Introduction

Le progrès des nations dépend étroitement de l'amélioration des infrastructures routières. Les détériorations observées dans ces structures résultent de divers facteurs, allant de fissures mineures à des déformations majeures. Parmi les causes de ces dégradations, on peut citer le sol de support, parfois caractérisé par des propriétés mécaniques médiocres. Il est donc essentiel de considérer des opérations de renforcement. En raison de la nature des terrains rencontrés, les structures sont de plus en plus construites à partir de sols fins nécessitant un traitement pour répondre aux exigences mécaniques [1]. Les techniques de traitement sont variées et se classent généralement selon le processus de mise en œuvre. On distingue deux principales familles : le traitement chimique du sol ou l'utilisation de liants hydrauliques, et la stabilisation de la base, définie comme l'application de géosynthétiques dans la construction routière. Chaque technique présente des avantages et des inconvénients, nécessitant une étude approfondie sous des aspects techniques, économiques et environnementaux. La littérature abonde en recherches numériques et expérimentales axées sur le renforcement par géosynthétique, explorant des paramètres tels que la rigidité, le type de géosynthétique, l'emplacement et l'orientation lors de la mise en place. La stabilisation de la base se réfère à l'application routière où des géosynthétiques sont employés afin de maintenir la rigidité des matériaux constituant la base. La principale fonction de ce processus est de renforcer la structure, conduisant à une réduction des déplacements au sein du composite agrégat-géosynthétique [2-5]. Les propriétés de conception cruciales pour accomplir cette fonction comprennent celles qui mesurent la rigidité du sol géosynthétique. En ce qui concerne le traitement chimique, de nombreuses recherches se sont penchées sur le dosage optimal des produits chimiques et sur l'analyse des paramètres mécaniques du sol.

2 Matériels et Méthodes

Le cas d'étude consiste à choisir une chaussée souple implantée dans un sol médiocre. La chaussée est soumise à un chargement à roue simple. Le tableau 1 résume les propriétés du sol et de la chaussée. Deux types de solution sont envisagés pour renforcer ce type de sol, le premier est l'implantation d'une géogrille et le deuxième par un traitement chimique du sol support. Une modélisation numérique est effectuée pour ces deux types de renforcement. La figure 1 représente la géométrie, le maillage, les conditions aux

limites. Une comparaison des résultats relatifs aux déplacements verticaux et contraintes verticales des deux méthodes sont envisagées.

Tableau 1. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux

Paramètres	Sol support	Couche de Fondation	Couche de base	Couche de roulement	Unité
Poids volumique	19	22	22	22	KN/m ³
Poids volumique saturé	22	22,80	22	22	KN/m ³
Module de Young	50	483	483	3100	MPa
Coefficient de Poisson	0,35	0,35	0,35	0,35	
Angle de frottement	27	/	/	/	°
Cohésion C	30	02	/	/	KN/m ³

La géogridde utilisée est d'une rigidité axiale de $6.84 \cdot 10^5$ kN/m. On propose la schématisation des deux modèles proposés, celui renforcé par une nappe de géogridde (figures 1a et 1c) et celui renforcé par une couche traitée au ciment (figures 1b et 1d).

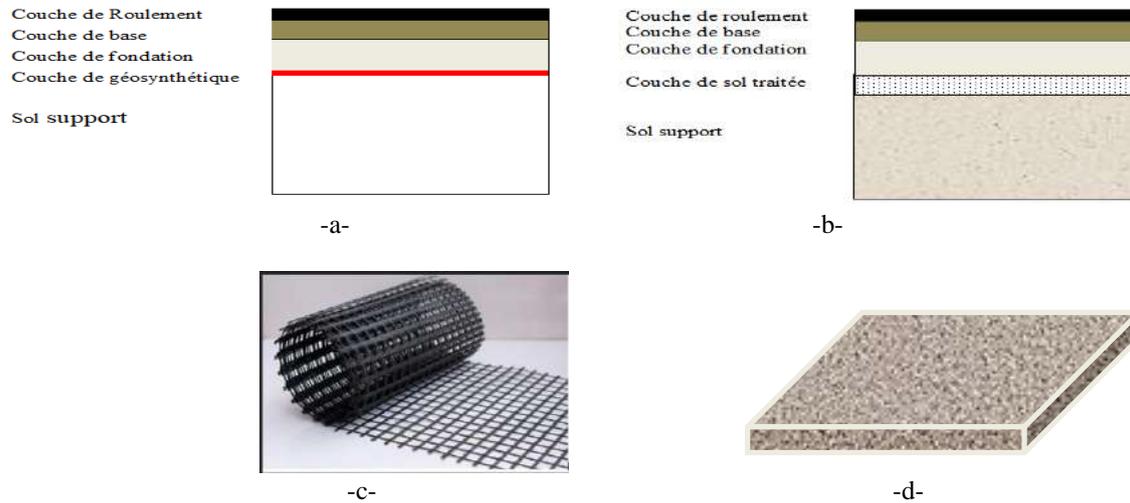


Figure 1. Schématisation du modèle

(a) Sol renforcé par du géosynthétique (b) Sol traité chimiquement (c) Nappe de géogridde (d) couche de sol traité

3 Modélisation numérique

La méthode utilisée dans cette étude consiste à effectuer une modélisation numérique afin d'examiner le comportement du sol en présence de la nappe phréatique sur la détérioration des chaussées pour trois types de sol : sol non traité, sol traité au ciment et sol renforcé par du géogridde. Trois niveaux d'élévation de la nappe phréatique ont été choisis pour simuler le mouvement de la nappe, notés N.P.1, N.P.2 et N.P.3 (Figure 2d). L'essieu de référence est un essieu isolé à roues simples de 130 kN, modélisé comme deux charges uniformément réparties de 1,301 MPa/essieu et d'un rayon de 0,125. La zone d'étude mesure 105 m², avec une hauteur de 7 m et une largeur de 15 m, soumise à une charge simulée équivalente répartie uniformément. Les dimensions des couches sont les suivantes : sol : 7 x 15 m, couche de fondation en GNT : 7 x 0,3 m, couche de base en grave bitumineux GB : 7 x 0,2 m, et couche de roulement en béton bitumineux BB : 7 x 0,06 m. La figure présente la géométrie du modèle, tandis que la figure 2b illustre les différentes positions de la nappe. Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 15 nœuds. Le même type d'éléments a été adopté pour le maillage du corps de la chaussée, afin d'assurer un assemblage correct. Le maillage est constitué en totalité de 9082 éléments et 74380 nœuds. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients

risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la chaussée et sous sa base, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements. le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

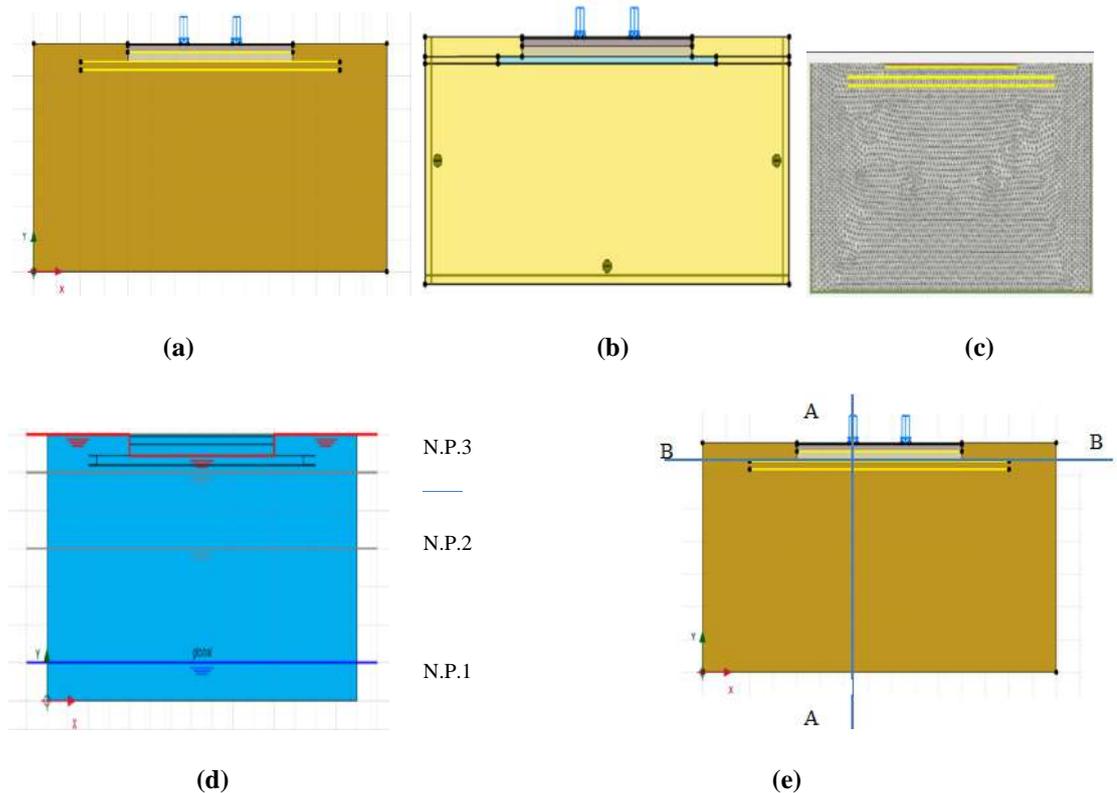


Figure. 2. Modèles numériques

- (a) Géométrie chaussée renforcée par du géogrille (b) Géométrie chaussée renforcée par un sol renforcée par matière chimique (c) Maillage (d) Positions des axes

4 Résultats

Pour l'analyse des résultats, nous avons choisis deux emplacement correspondant aux axes A-A et B-B représentent respectivement l'axe vertical passant par le centre de la roue et l'axe passant sous la couche de base. Les résultats montrent l'influence du niveau de la nappe phréatique sur les déplacements verticaux pour le sol traité chimiquement et le sol renforcé par du géogrille. La figure 3 montre l'influence du niveau de la nappe phrénatique sur le tassement du sol. Pour le cas où le niveau de la nappe est élevé, nous remarquons une réduction du tassement. Cela est dû à un tassement du sol qui s'est produit, en particulier dans les sols compressibles comme les argiles. L'eau pénètre dans les vides du sol, provoquant un gonflement des particules. Pour les sols renforcés nous remarquons un comportement parfaitement similaire pour les deux types de renforcement.

Par contre on constate une augmentation du déplacement au niveau 1 de la nappe après rabattement de la nappe.

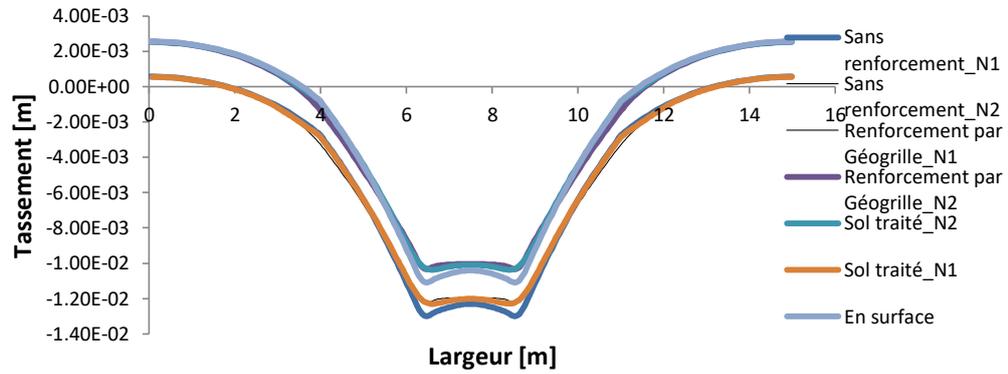


Figure. 3. Tassement de la couche d'interface interfaces des deux types de renforcement.

Le déplacement vertical du sol à l'emplacement de la charge est traité séparément pour les deux types de renforcement. Un déplacement vertical contre le sens de l'exercices de la charge de 1.3 mm. Cela est expliqué par un soulèvement du corps de chaussée. Après nous remarquons une dépression avec un maximum de 1.5 mm. Le niveau de la nappe en surface représente la valeur minimale du déplacement vertical.

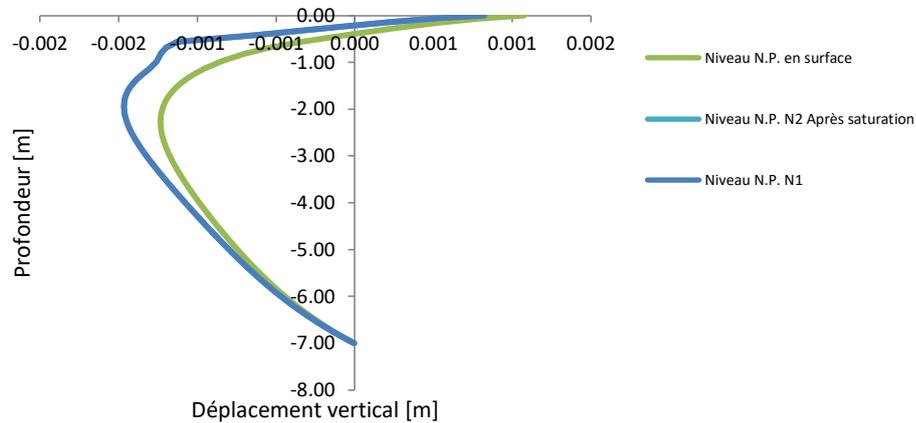


Figure. 4. Déplacement vertical pour sol traité chimiquement.

Pour le sol renforcé par du géogrille on remarque sur la figure 5 un comportement complètement différent. Caractérisé par un Déplacement initial différent pour les trois niveaux. Un déplacement presque constant au niveau du corps de chaussée avec régression et une annulation dans le sol à partir de la couche de géogrille.

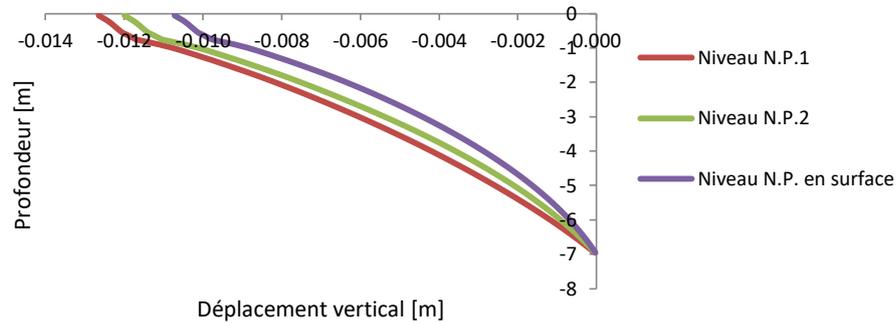


Figure. . Déplacement vertical pour sol renforcé par du géogrille.

5 Discussion ou Interprétation

Les analyses ont montrés que le renforcement par du géogrille en cas de saturation est caractérisé par une réduction du déplacement vertical (Figure 6). Le tassement du sol sans la phase de soulèvement est très bénéfique pour les structures routières. Cela signifie que la pressions des terres a été amortie à cause de la présence de géogrille. Cette propriété évitera le risque d'apparition des fissures dues au cycle soulèvement et relâchement du sol.

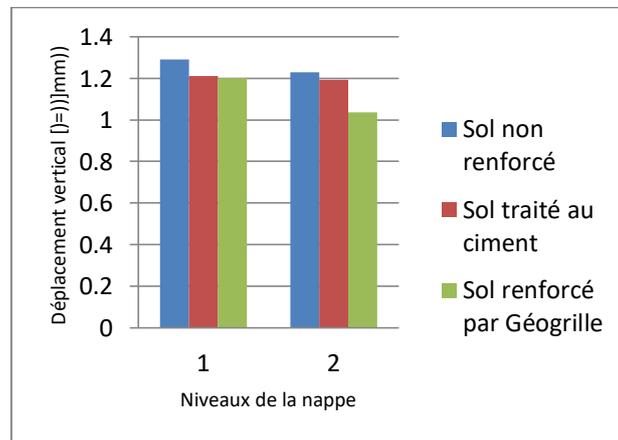


Figure. 4. Variation du Déplacement vertical en fonction du type de renforcement.

Le choix entre le type de renforcement du sol dépendra des objectifs spécifiques du projet, essentiellement le type de l'ouvrage, les conditions du site et les contraintes financières. Cette étude reste une initiation à la recherche pour ce type de sujet, et elle peut s'étendre pour d'autres types de sol, d'autres conditions et des épaisseurs différentes de la couche de sol renforcé.

6 Conclusion

Les méthodes visant à améliorer mécaniquement et hydromécaniquement les sols sont coûteux et exigent un haut niveau de savoir-faire, ce qui n'est pas toujours réalisable dans les pays en développement. Chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients. Le renforcement par géosynthétique est considéré comme un moyen très efficace et non nocif à l'environnement. En revanche, le renforcement par traitement du sol se distingue par sa facilité de mise en œuvre, son

coût économique et son efficacité. Bien que le renforcement par traitement du sol puisse présenter des aspects environnementaux agressifs.

À travers une analyse numérique, nous avons observé qu'ajouter du ciment à une couche de 20 cm jouait un rôle significatif dans la réduction des déplacements verticaux, mais induisait un comportement différent pour les déplacements verticaux. Étant donné que les structures routières sont des ouvrages linéaires, l'application d'un traitement chimique nécessite une intervention sur un volume défini par l'épaisseur de la couche traitée, la largeur de la chaussée et la longueur de la chaussée. Afin de simuler les cas des sols non saturés plusieurs paramètres peuvent être traités comme la nature du sol, les conditions de drainage, le temps, la nature et la valeur de la charge appliquée, etc.

Références

- [1] ABDO J., SERFASS J.P., T70 : Terrassement et assises de chaussées : Traitement des sols aux liants hydrauliques, Collection Technique CIMBETON, 2009.
- [2] BURMISTER D.M., «The theory of stress and displacement in layered systems and application of the design of airport runways», Proceedings of the highways Research board, vol. 23, 1943.
- [3] Koch, E., and R. Szepesházi. "Laboratory tests and numerical modeling for embankment foundation on soft silt using deep-mixing." *Proc. of the 18 th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.–Paris*. Vol. 3. 2013.
- [4] Alonso, E. E., & Gens, A. (2003). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 53(3), 329-340.
- [5] Maté, J., & Lloret, A. (2011). An elasto-viscoplastic constitutive model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(1), 101-117.

BEHAVIOR OF METAKAOLIN AND COUPLED LIME- METAKAOLIN WASTE AS A CEMENT REPLACEMENT IN LOW PLASTICITY CLAY STABILIZATION

Abdelkader ZERROUK¹, Abdelkader BOUGARA^{1*}, Nasreddine MEZIANE², Abdelkader KADRI¹

¹ Laboratory of structures, geotechnic and risks, The university Hassiba Benbouali of Chlef

² Faculty of civil engineering and architecture, The university Hassiba Benbouali of Chlef

* Correspondent author, email: aekbougara@hotmail.com

Abstract. Reducing cement consumption by reutilizing solid pozzolanic wastes in soil stabilization could effectively improve the mechanical performance of problematic soils and bring economic benefits to infrastructure engineering practices. This study investigates the possibility to use metakaolin and coupled metakaolin –lime as additives in replacement of Portland cement (PC) to improve the engineering performance of low plasticity clay. A series mechanical tests were conducted to seek the optimum mixing ratio of lime and metakaolin to replace cement in low plasticity clay stabilization., The strength improvement of the control soil treated with different total contents of the composite binder (lime – metakaolin) compared with that stabilized with only ordinary Portland cement or metakaolin alone (4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 14%), and their mechanical performance enhancement mechanisms are highlighted. The results show that coupled additive (lime – metakaolin) mixture could fully replace cement consumption to the maximum in control soil stabilization. It is also shown that 8% cement substitution by 6% of metakaolin and 2% of lime gives better mechanical properties at 7, 14 and 28 days than the pure Portland cement reference does.

Keywords: soil stabilization, metakaolin waste, cement, lime.

Résumé. Réduire la consommation du ciment en réutilisant les déchets pouzzolaniques solides dans la stabilisation des sols pourrait améliorer efficacement les performances mécaniques des sols problématiques et permettre des avantages économiques dans les pratiques de l'ingénierie des infrastructures Cette contribution étudie l'utilisation du métakaolin et du métakaolin combiné à la chaux comme additifs en remplacement du ciment Portland (CP) pour améliorer les performances techniques de l'argile à faible plasticité. Une série d'essais mécaniques a été menée pour étudier le rapport de mélange optimal de chaux et de métakaolin pour remplacer le ciment dans la stabilisation d'argile à faible plasticité. L'amélioration de la résistance du sol témoin avec différents dosages totaux du liant composite (chaux – métakaolin) est analysée par rapport à celui stabilisé uniquement avec du ciment Portland ordinaire ou du métakaolin seul (4 %, 6 %, 8 %, 10 %, 12 %, 14 %) et les mécanismes d'amélioration des performances mécaniques sont discutés. Les résultats montrent que le mélange composite (chaux – métakaolin) pourrait remplacer au maximum la consommation de ciment dans le contrôle de la stabilisation des sols. Il est également montré que 8% de ciment substitué par 6% de métakaolin et 2% de chaux donne de meilleures propriétés mécaniques à 7, 14 et 28 jours que le ciment Portland pur (de référence).

Mots clés : stabilisation des sols, déchets de métakaolin, ciment, chaux

1 Introduction

In a move towards a clean and safe environment, construction engineers are eager to replace cement by a multitude of cementitious materials whether industrial or natural byproducts. These materials are extensively used all around the world to take full advantage of their environmental and cost-effective benefits. Among these products our concern focusses on metakaolin considered as a supplementary cementing material [1]. Thermally activated kaolins have been used as SCMs in blended cements since the 1950s and their effect on cement and concrete properties has been extensively studied as reviewed in [1, 2]. Heat treatment transforms kaolinite into metakaolin, a highly pozzolanically reactive material. The reactivity of metakaolin depends on the character and quantity of impurities held by the kaolinite clay, the quantity and form of the clay minerals available, the thermal action utilized for its calcination and the specific surface area (SSA) achieved after calcinations [2]. Mineralogical and chemical compositions, other than physical characteristics, for instance grain size distribution and SSA, of the three

types of kaolin were analysed. The achieved metakaolins were categorized to verify the transformation of kaolinite into metakaolinite and as well as to confirm the modification in SSA and grain size, since the SSA and grain size have express the pozzolanic activity of the metakaolins. Kaolinitic clay obtained from the state of Tabarka, Tunisia, as a natural pozzolanic material was tested. It was verified that increasing the specific surface area of the treated clay allows for the increase in the percentage of cement replacement [3]. Two types of Iranian mineral raw material, namely, K1 and K3, one by product of the domestic kaolin beneficiation process, K2, were activated by heating in a furnace chamber at temperatures 650–900 °C for 1 and 2 h [4]. The ZnO was included in metakaolin-cement mixtures to improve the pozzolanic activity. The research outcomes support the possible utilization of less pure treated clays as supplementary cementing materials by providing with better pozzolanic reactivity and impacting the capacity to utilize zinc-contaminated materials in concrete [5]. Several researchers have generated metakaolin at various temperatures and durations, such as 800°C for 1 hour [6, 7], 800°C for 2 hours [8], 800°C for 3 hours [9], and 800°C for 6 hours [10], by subjecting kaolin to thermal treatment. Additionally, metakaolin has been prepared by thermal treatment of kaolin at 700°C for 12 hours [11]. The manufacture of one tone of cement emits approximately 0.8 tons of CO₂ into the atmosphere, it accounts about 5–8 % of worldwide CO₂ emission [12]. The objective of this study is to investigate the behaviour of a metakaolin waste when used as a substitute material for cement in soil stabilization, and to evaluate the effectiveness of metakaolin in enhancing the mechanical properties of soils, such as strength, durability, and compressibility. Through an experimental study, various aspects of metakaolin-treated soil, including its geotechnical behaviour, compatibility with soil, and long-term performance, are examined.

2 Materials and Methods

2.1. Materials

2.1.1. Control soil (clay)

The natural soil used in this study (grey clay) comes from the clay quarry of a brickyard located in Chlef (western Algeria). The laboratory crushing and grinding of soil samples were carried out using a disk mill to obtain a 0/5 mm grind. The grain size distribution for the clayey soil is illustrated in the Figure 1. . The Engineering properties of the collected clay soil used were determined according to American ASTM D2487-98 standards [17] and showed in Table 1.

Table 1 Chemical and geotechnical characteristics of the treated soil

Characteristics of the treated soil		Physical and chemical properties of cement		Physico-chemical characteristics of the lime	
CaO	12.04	Appearance	Grey	Physical appearance	Dry White
MgO	1.53	CaO	64.76	CaO (%)	> 73.3
Fe ₂ O ₃	6.40	MgO	0.47	MgO (%)	< 0.5
Al ₂ O ₃	14.48	Fe ₂ O ₃	3.78	Fe ₂ O ₃ (%)	< 2
SiO ₂	29.10	Al ₂ O ₃	5.13	AL ₂ O ₃ (%)	< 1.5
SO ₃	0.03	SiO ₂	21.34	SiO ₂ (%)	< 2.5
Color	Dark Grey	SO ₃	2.28	SO ₃ (%)	< 0.5
Depth (m)	Quarry	C ₃ S	66	Na ₂ O (%)	0.4-0.5
Natural water content (%)	21.92	C ₂ S	14	CO ₂ (%)	< 5
Specific Density	2.6	C ₃ A	7	CaCO ₃ (%)	< 10
Fineness (cm ² /g)	803900	C ₄ AF	12	Density (g/cm ³)	2
Elements passing (80 µm)	(79.68%) (error 8%)	Na ₂ O	0.04	> 90 µm (%)	< 10
Liquid Limit (%)	14.99 < 50 (error 39.9)	LOI	1.00	> 630 µm (%)	0
Plastic Limit (%)	39.9 > 20 (error 14.99)	K ₂ O	1.18	Insoluble (%)	< 1
Plasticity Index (%)	24.91 > 7	Density	3.14	Apparent Density (g/1)	600-900
Optimum water content (%)	20	Fineness (cm ² /g)	2950		
Maximum dry density (kg/m ³)	1550				
Cohesion (kPa)	18.07				
Friction angle (°)	21.29				

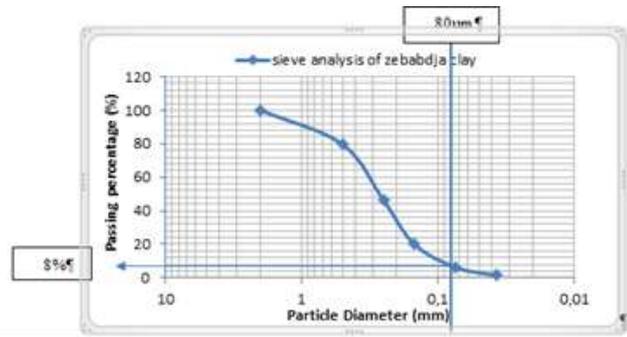


Figure 1 Grain size distribution of the clayey soil (Zebabdja clay)

2. 1. 2. Cement

The binding agent used is a blended cement named CEM II/A 42,5 was provided by the cement factory located in Oued sly western side of Chlef in Algeria. The physical and chemical properties of the product are presented in Table 1.

2. 1. 3. Metakaolin

Metakaolin used in this study is waste obtained from ground porcelain elements (kitchen sink, bathroom sink, toilet).

2. 1. 4. Lime

The lime used is produced at the Oum Djérane unit (Wilaya of Saïda) affiliated to the ERCO group situated in western Algeria. Table 1 gives its main chemical and physical characteristics of the lime.

2. 1. 5. Water

The water used is pure tap water from the laboratory of the Civil Engineering Institute at Chlef University, without any treatment, and it is assumed to meet all the requirements of the EN 1008 standard.

2. 2. Experimental work

The clay used herein was mixed with cement (C), lime (L), metakaolin (MK) or a mixture of binders as stabilizers. The obtained soil sample with varying contents of additives will be subjected to unconfined compressive test and direct shear testing. After finding the optimum moisture content for the control soil (CS), stabilizer or blend of stabilizer is added by different percentages to the control soil. The dry components of the samples were hand mixed, thoroughly in a tray before water was added. A determined percentage of water should be added and then the soil can be mixed thoroughly again. The percentage of cement used as clay replacement was 6, 8, 10 and 12%, while the percentage of MK used as clay replacement was 6, 8, 10,12 and 14%. All the samples were compacted at the optimum water content deduced from the compaction test according to the standard ASTM D 698-91.

2. 2. 1. Unconfined Compression Test

The unconfined compression test is a laboratory test commonly used in geotechnical engineering to determine the unconfined compressive strength of cohesive soils.

2. 2. 2. Direct Shear Test

The direct shear test is used to determine the shear strength parameters of soils and other granular materials. It's particularly useful in geotechnical engineering to understand the behaviour of soils in construction, slope stability analysis, and foundation design. The specimens were sheared at a rate of 1 mm/min.

3 Results

3.1. Atterberg Limits Test

The liquid limit value suggests that the clay sample has a significant amount of water content at which it transforms from a plastic state to a liquid state, this means that the clay becomes highly fluid when the moisture content reaches 39.9 (see Figure 2). The plastic limit value indicates that the clay becomes brittle and loses its plasticity at relatively low moisture content, when the clay's water content drops below 14.99, it becomes more prone to cracking and crumbling. The plasticity index is 24.91, which suggests a significant range of moisture content within which the clay can retain its plastic behaviour.

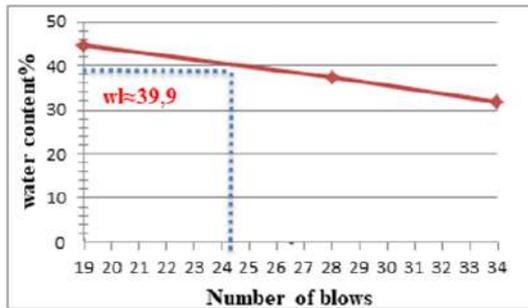


Figure 2: Atterberg Limits Test of the Control Soil

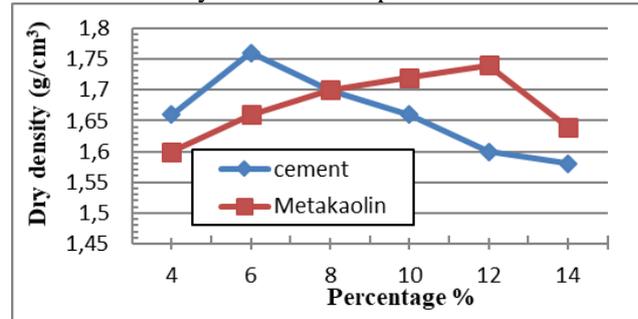


Figure 3: Dry density of compacted soil treated with cement and metakaolin

3.2. Proctor Compaction Test

As shown in Figure 3, the 6% cement mixture has a slightly higher maximum dry unit weight of 1.76 (for 17.42% water content) compared to the 1.74 (for 18.69% water content) for the 12% metakaolin mixture. This result, suggests that the metakaolin mixture requires more water to achieve the same level of workability or compaction as the cement mixture.

3.2.1. Compaction behaviour of lime-metakaolin treated soil

The findings depicted in Figure 4 indicate that elevating the lime content from 4% to 8% yields a greater dry unit weight (with γ_d max = 1.57 g/m³), implying enhanced compaction and potentially heightened stability of the lime-stabilized soil.

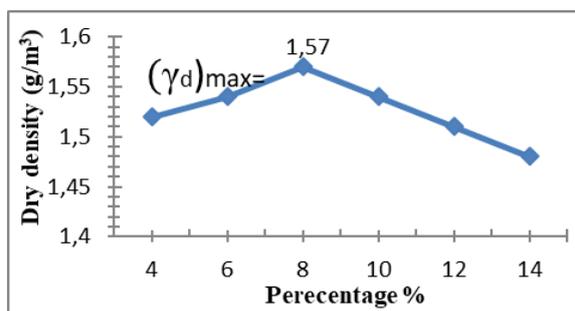


Figure 4: Compaction curve of compacted soil treated with lime

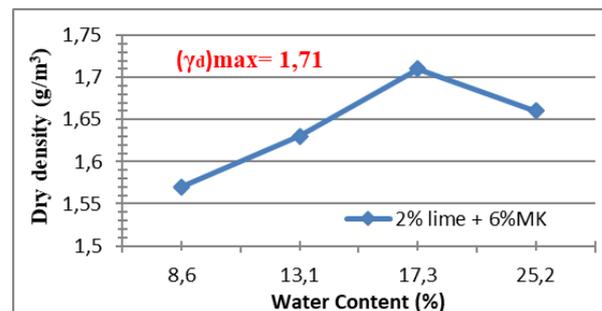


Figure 5: Soil compaction curve with 2% lime and 6% metakaolin (MK).

For the mixture with 2% lime+6% MK, the dry density is 1.71 (Figure 5) and this indicates that this specific combination resulted in a relatively higher dry density compared to the other mixtures. The presence of a higher percentage of metakaolin might have contributed to this higher density. By comparing these results with previous results, it's evident that the combination of cement resulted in the highest dry density, the mixture of metakaolin exhibited the second-highest dry density and the

combination of lime + MK had a slightly lower dry density, but in general, the results were somewhat similar

3.3. Unconfined Compression Test (2% lime+6% MK)

In Figure 6, we note a steady rise in stress values with increasing curing time, indicating a progressive enhancement in soil strength. At the initial stage, the stress value stands at 99,845 after 7 days, representing the early strength of the soil. As time elapses and the soil undergoes further curing, the stress value escalates to 150,334 at 14 days and further to 192,665 at 28 days. This pattern illustrates the strengthening of the soil over time as the pozzolanic reaction advances.

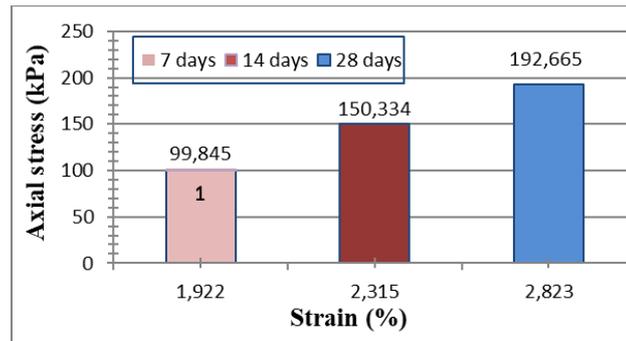


Figure 6: Stress-Strain relationship from unconfined compression test for the soil (2% lime+6% MK)

3.4. Direct Shear Test Results

From the direct shear test results of the untreated soil, it is observed that as the normal stress increases, the shear strength of the soil increases, and the cohesion value of 0,7667 kPa indicates that the soil has some cohesive properties, and the friction angle of 30,73 degrees suggests that the soil exhibits moderate resistance to shearing (see Table 2 and Figures 7 and 8).

Table 2: Direct shear test results of Control Soil

Type of mixture	Normal stress (kPa)	Max shear stress (kPa)	Cohesion C (kPa)	Friction angle ϕ (degrees)
Control Soil	100	63,2	0,7667	30,73
	200	113,7		
	300	182,1		
Control Soil + 6% Cement	100	90,4	11,233	40,93
	200	199,9		
	300	263,9		
Control Soil + 12% Metakaolin	100	88,3	9,4	39,78
	200	184,6		
	300	254,8		
Control Soil + 6% Metakaolin with 2% Lime	100	93,9	15,33	40,9
	200	204,8		
	300	267,5		

The addition of 6% cement to the soil results in an increase in cohesion and friction angle compared to the pure soil, this indicates that the cement has enhanced the soil's cohesive strength, giving the cement treated soil a good internal resistance to shearing. The addition of 12% MK in the soil slightly reduces the cohesion and friction angle compared to the cement, indicating that the metakaolin has not significantly affected the soil's internal resistance to shearing. This suggests that the cement has enhanced the soil's cohesive strength, and having a good internal resistance to shearing compared to the soil-cement mixture.

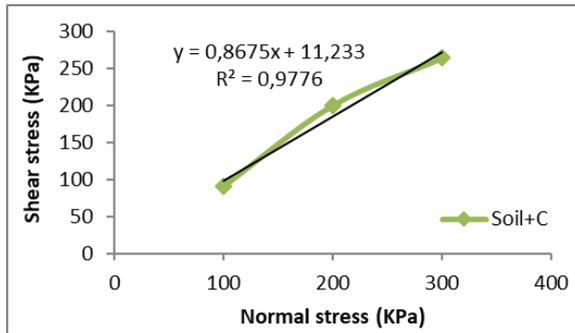


Figure 7: Direct shear test curve analysis for soil+6% Cement

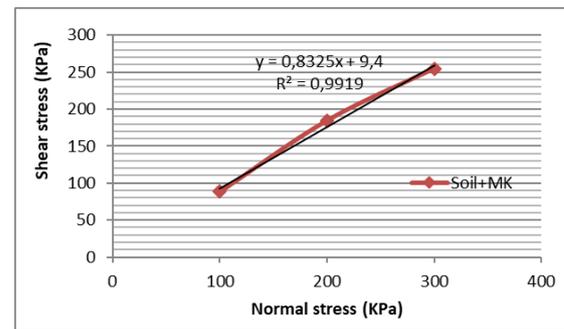


Figure 8: Direct shear test curve analysis for soil+12% Metakaolin

4 Conclusion

The behaviour of a metakaolin waste as a substitute material for cement in soil stabilization has shown promising results in this study. One of the primary benefits of using metakaolin waste is its pozzolanic reactivity, which allows it to react with calcium hydroxide in the presence of water, forming additional cementitious compounds and this reaction leads to improved strength, durability and overall performance of stabilized soils. Metakaolin also reduces the permeability of soil, making it less susceptible to erosion and water infiltration. Metakaolin waste can also enhance the compaction of the soil as well. Moreover, it contributes to the improvement of the compressive strength and enhances the shear strength of the soil; it acts as a supplementary cementitious material. Furthermore, the use of metakaolin waste as a cement substitute is environmentally beneficial, as it provides an opportunity for waste recycling and reduces the demand for cement production.

Références

- Owaid, H.M.; Roszilah, B.H.; Taha, M.R.: Review of sustainable supplementary cementitious materials as an alternative to all-Portland cement mortar and concrete. *Aust. J. Basic Appl. Sci.* 6(9), 287–303 (2012)
- Tironi, A.; Trezza, M.A.; Scian, A.N.; Irassar, E.F.: Assessment of pozzolanic activity of different calcined clays. *Cem. Concr. Compos.* 37, 319–327 (2013)
- Samet, B.; Mnif, T.; Chaabouni, M.: Use of kaolinitic clay as a pozzolanic material for cements: formulation of blended cement. *Cemr. Concr. Compos.* 29, 741–749 (2007)
- Moodi, F.; Ramezani pour, A.A.; Safavizadeh, A.S.: Evaluation of the optimal process of thermal activation of kaolin. *Sci. Iran. Trans. Civil Eng.* 18(4), 906–912 (2011)
- Taylor-Lange, S.C.; Riding, K.A.; Juenger, M.C.G.: Increasing the reactivity of metakaolin-cement blends using zinc oxide. *Cem. Concr. Compos.* 34, 835–847 (2012)
- Nabajyoti, S.; Shigeru, K.; Toshinori, K.: Thermo gravimetric investigation on the chloride binding behavior of MK-lime paste. *Thermochim. Acta* 444, 16–25 (2006)
- Ramezani pour, A.A.; Bahrami, J.H.: Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes. *Constr. Build. Mater.* 30, 470–479 (2012)
- Morsy, M.S.: Effect of temperature on hydration kinetics and stability of hydration phases of metakaolin–lime sludge–silica fume system. *Ceram. Silik.* 49(4), 237–241 (2005)
- Peigang, H.; Dechang, J.; Meirong, W.; Zhou, Y.: Improvement of high temperature mechanical properties of heat treated Cf/geopolymer composites by Sol–SiO₂ impregnation. *J. Eur. Ceram. Soc.* 30, 3053–3061 (2010)
- Jun, Z.Y.; Sheng, L.; Chao, W.Y.; Log, X.D.: Micro structural and strength evolutions of geopolymer composite reinforced by resin exposed to elevated temperature. *J. Non Cryst. Solids* 358, 620– 624 (2012)
- Zhang, Y.S.; Sun, W.; Li, Z.J.: Hydration process of potassium polysialate (K-PSDS) geopolymer cement. *Adv. Cem. Res.* 17(1), 23–28 (2005)
- Janotka, I.; Puertas, F.; Palacios, M.; Kuliffayová, M.; Varga, C.: Metakaolin sand- blended-cement pastes: rheology, hydration process and mechanical properties. *Constr. Build. Mater.* 24(5), 791–802 (2010)

INFLUENCE OF WATER CONTENT ON THE MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF THE SUB-BASE LAYER OF PAVEMENT STABILIZED BY WASTE OF PLASTIC INDUSTRIAL AND CEMENT

Sadek DEBOUCHA^{1,2}, Hocine ZIANI¹, Abd errachid. AMRIOU³, Guelmine LAYACHI¹

¹ Université Mohamed El Bacir El Ibrahimi of Bordj Bou Arreridj, BP 34000, Algeria.

² Laboratory of Structure Intelligent University Of Ain Temouchent, BP46000, Algeria

³ University of M'sila, BP 28000, Algeria

Résumé : Le changement climatique a rendu difficile l'entretien des infrastructures routières en raison des dégâts causés par de fortes pluies en peu de temps. La construction de milliers de kilomètres de routes en Algérie permettra d'éviter ces dégâts. Ce problème a posé un défi aux ingénieurs géotechniques. Dans cette étude, nous avons étudié l'influence de la teneur en eau sur les sols traités et non traités de la couche de fondation. Cette étude visait le traitement des sols. Pour obtenir de bonnes couches de route, il faut utiliser des matériaux adaptés. Le but de cette étude était de mélanger des déchets plastiques industriels et du ciment dans le sol, ce qui ajoute 2 à 4 % d'eau en plus, et d'étudier les caractéristiques mécaniques telles que MDD, CBR et UCS. Les résultats ont montré que le MDD a diminué entre 3% et 4,8%, le CBR a diminué d'environ 87% et l'UCS a diminué d'environ 77%. Ces résultats ont montré les risques de l'eau sur la couche de fondation de la construction routière pendant ou après la réalisation.

Mots clés : Teneur en eau, stabilisation des sols, déchets industriels de plastique, ciment, couche de fondation routière

Abstract : The changing climate has made it challenging to maintain road infrastructure due to the damage caused by heavy rain in a short time. Constructing thousands of kilometers of roads in Algeria will prevent this damage. This problem has posed a challenge to geotechnical engineers. In this study, we investigated the influence of water content on the pavement-treated and untreated soils of the sub-base layer. This study aimed at soil treatment. To get good road layers, needs to use suitable materials. The purpose of this study was to mix industrial plastic waste and cement into the soil, which adds 2% to 4% more water, and investigate the mechanical characteristics such as MDD, CBR, and UCS. The results showed that the MDD decreased between 3% and 4.8%, CBR decreased by about 87%, and UCS decreased by about 77%. These results showed the risks of water to the sub-base layer of road construction during or after realization.

Keywords: Water content, soil stabilization, industrial waste of plastic, cement, road sub-base layer

1. Introduction

Controlling unused materials is one of the barbed subjects challenged by numerous republics. Recycled materials are the most widely used and future stabilizers for many types of soils in the world. The majority of this material produced in Algeria is industrial plastic waste, which amounts to millions of tons each year produced by industrials. Loose soils are substances that hold various undesirable attributes for novel roads, like low bearing capacity [1]. Its nasty practicality, weak shear strength, elevated compressibility, and low bearing [2] mostly distinguish common soils in the world and Algeria. The requirement to improve soil properties for road and highway construction has resulted in the use of numerous stabilizers [3]. In the current time, the advantage of additives to improve soil, particularly for roads, has augmented in many countries, and the tendency is predictable to increase in the coming years. Soils are stabilized for the improvement of their properties to make them more suitable for construction. Any technique that can reduce project costs and increase the life cycle of roads will be helpful for effective road and highway maintenance. [4]. According to several studies, the entire loss of soil bulk is bound to a consistent frame that acts similar to an arid crust [5]. The soil becomes compressible or swells while touching water. Since this conduct of the soil has caused harm to various projects established on it

[6], many types of research use the waste of diverse materials to stabilize problematic soils for road construction or other subjects. Some of them used quarry and marble dust [7]. In addition, they used barite powder, pyroclastic dust, and brick powder [8]. This work investigate the influence of water (OMC+2% and OMC+4%) on different samples on MDD, CBR, and UCS results to use in the sub-base layer of roads.

2. Materials and Methods

2.1 Materials

2.1.1. Soil Natural

In this work, the soil was collected from the road project at Tixtar, Bordj Bou Arreridj, which was under rehabilitation. Identification tests were conducted on natural soils for MDD, Unconfined compressive strength, CBR, and UCS. The results obtained for wet CBR and soaked CBR were 51% and 5%, respectively, which give alertness to this soil when it contacts water by failing its bearing capacity.

2.1.2 Industrial plastic waste (IPW):

Most of daily home or industrial needs made by plastic as water bottles, which produced a huge quantity every day, which make negative impact to our environmental. Furthermore, the impact of industrial plastic waste on the public life of citizens with various diseases. The IPW can be used as a stabilizer for sub-base layer.

Table 1. Physical properties-chemical composition of OPC.

Designation	CEM-II/B 42.5 N NA 442 MATINE	
Physical properties	Normal consistency of the cement paste	25-28.5
	Blaine fineness	4160-5270 $\mu\text{m}^2/\text{m}^3$
	Initial setting	135-190 min
	End setting	190-285 min
	Shrink at 28 days	< 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$
	Expansion	0.25-2.55 mm
	Compressive strength at 28 days	≥ 42.5 MPa
Chemical composition	Loss on ignition	7-12.5%
	Soluble residues	0.7-2%
	Sulfates	2-2.7%
	Magnesium oxide	1-2.2%
	Chlorides	0.01-0.05%
	Tricalcic silicates	55-62%
	Alkalis	0.5-0.75%

Table2: Mix Design

Sample	Mixtures
S0	Natural soil
S1	Sol + 5 % IPW
S2	Sol +10 % IPW
S3	Sol +5% IPW + 1.5% cement
S4	Sol +5% IPW + 2% cement
S5	Sol + 10% IPW +1.5% cement
S6	Sol + 10% IPW+2% cement

2.1.3 Ordinary Portland Cement (OPC):

This research uses Matine Type II (42.5 MPa) from Lafarge. In our research, CW can bind between particles of soil. Table 1 illustrates the physical and chemical properties of OPC.

2.2 Methods

After detecting the basic characteristics of soil, it was air-dried at 105°C. 5% and 10% of IPW were chosen by volume, while the rations of cement chosen were 1.5% and 2% by total weight of soil. To attain the goal of this research, the compaction test was performed to determine the MDD and OMC +2% water and OMC +4% water of natural soil and stabilize soil according to ASTM D5126. In this work, the CBR test was carried out on mixtures of natural soil (soil, IPW, and OPC). The specimens with OPC were compacted in a three-layer CBR mold with 62 blows for three layers, then saved in plastic bags for 24

hours, then cured for 28 days in a water tank for the immersed condition and in plastic bags for the wet condition. Furthermore, the UCS test was conducted according to ASTM D5084-03. The performance of CW and OPC in ameliorating the soil strength at (OMC, OMC + 2%, and OMC + 4% density) was carried out by the modified proctor test, which involved the preparation of specimens for UCS by using static compaction of all mixtures. We fixed the water and energy of compaction to control the results using the same procedures for all mixtures. Mixtures of the raw materials as presented in Table 2 were transferred into a 70 mm x 140 mm mold using static compaction apparatus, and then the specimens were extruded from the mold and kept in a plastic bag for 24 hours. Then the specimens with lime or with lime and OPC for soaked conditions were transferred to the water tank for curing for 28 days. In addition, the specimens with OPC for unsoaked conditions were transferred to a controlled temperature room, where they cured for 28 days. The UCS test was executed by following ASTM 2166-06.

3. Results and discussion

3.1. Influence of water on maximum dry density (MDD)

Figure 1 illustrates the influence of water content on MDD. The addition of OMC+2% and OMC+4% decreased MDD between 1.2% and 4.2%. These decreases confirm the negative influence of water on the different mixtures. Procedures for compaction require a short time to mix the samples with cement, which is not enough time for cement to start hydration and binding between soil particles.

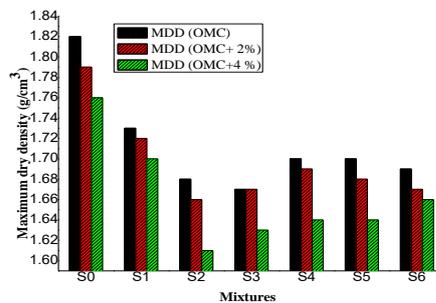


Figure 1: Influence of water content on MDD

3.2 Influence of water content on CBR

3.2.1: Influence of water content on wet CBR

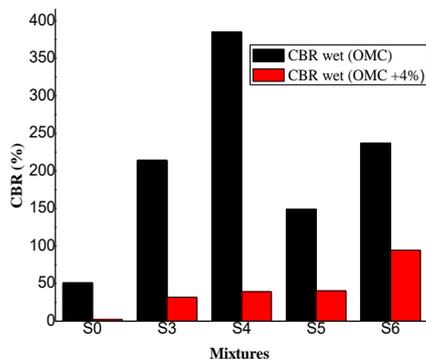


Figure 2: Influence of water content on CBR (Wet condition)

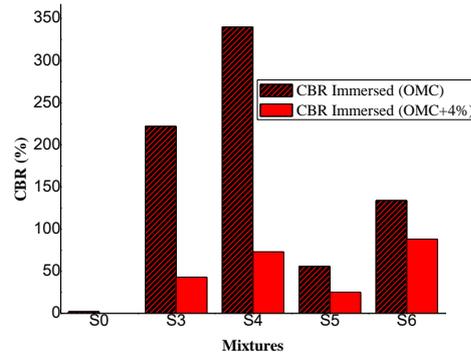


Figure 3: Influence of water content on CBR (Immersed condition)

Figure 2 shows the influence of water content on CBR results in wet conditions by decreasing the bearing capacity of the sub-base layer. The decrease ranged between 6% and 90%. To these ends, higher water content in the different mixtures or in real road projects during realization drops the bearing capacity of road layers, which causes damage in a short time.

3.2.2: Influence of water content on immersed CBR

Figure 3 shows the influence of water content on the immersed condition of CBR, which decreased by about 37% to 81%. This decrease in CBR poses problems for the sub-base layer of roads. Based on these results, it is necessary to control the water content during and after the realization of road sub-base layers.

3.3: Influence of water content on unconfined compressive strength (UCS)

3.3.1: Influence of water content on wet UCS

Figure 4 shows the influence of water content on wet UCS, where the decrease in resistance ranged between 8% and 75%. This decrease means the extra water separates between particles and is negatively influenced by the roll of binder, causing the water to hydrate the cement slowly.

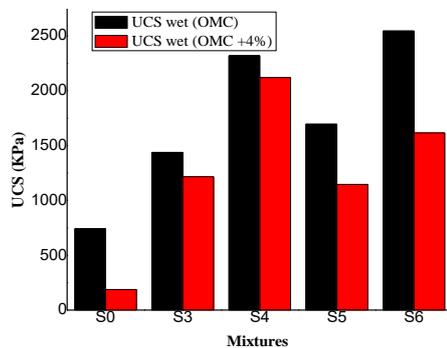


Figure 4: Influence of water content on wet UCS

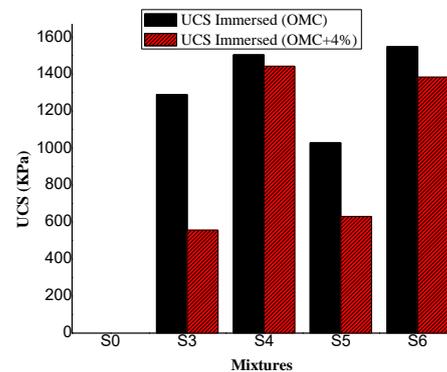


Figure 5: Influence of water content on immersed UCS

3.3.2: Influence of water content on immersed UCS

Figure 5 illustrates the influence of water content on immersed UCS, which clearly shows that the UCS decreases ranged between 4% and 57%. The untreated and treated samples lost their strength when adding more water to the mixtures.

4. Conclusion

The influence of water on untreated and treated soils decreases the MDD, CBR, and UCS, which should control the water content during realization to protect road layers. Treated or untreated soil loses its mechanical properties when adding more water. The outcomes of this work show the consequences of water on the sub-base layer of roads, from which an essential conclusion might be drawn.

- The addition of 2% to 4% water up to OMC reduces MDD by about 3 to 4%.
- The addition of 4% water up to OMC reduces CBR by about 6% to 96% for wet conditions and 37% to 81% for immersed conditions.
- Addition 4% water up to OMC reduces UCS by about 8% to 75% for wet conditions and 4% to 57% for immersed conditions.

The conclusion of this investigation shows that it is important to control the water content during and after the realization the road layers.

References

- [1] Nilo C C, Daniel W, Andry S R, Lucas F; Bruno D, Santos T (2015) A testing procedure for predicting strength in artificially cemented soft soils”.Eng Geology. 195: 327-334. doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.06.005
- [2] Opeyemi E. Oluwatuyi; Bamidele O. A, Elijah A. Alhassan; Emeka S. Nnochiri, Abayomi E. Modupe, Olugbenga O, Elemile; Temidayo O, Grace A (2018) Ameliorating effect of milled eggshell on cement stabilized lateritic soil for highway construction. Case Stu in Const Mat. 9. Doi: 10.1016/j.cscm.2018.e00191.
- [3] Olugbenga Amu, S.A. Ogunniyi, O.O. Oladeji (2011). Geotechnical Properties of Lateritic Soil Stabilized with Sugarcane Straw Ash. A.j.sci& Ind Res. 2(2)321-331. doi: [10.5251/ajsir.2011.2.2.323.331](https://doi.org/10.5251/ajsir.2011.2.2.323.331)
- [4] Owamah H, Izinyon O C, Igbnewekan P (2017) Characterization and quantification of solid waste generation in the Niger Delta Region of Nigeria: a case study of Ogbe-Ijoh community in Delta State. J of Mate Cyc & Wast Manag. 17(1): 366-373. doi.org/10.1007/s10163-015-0426-3
- [5]Jelistic N, Leppanen M (2003) Mass stabilization of organic soils and soft clay. Grout & gro treat. ASCE. 2003; 125(4): 309-320.
- [6]Sabat A K (2012) Stabilization of expansive soil using waste ceramic dust. EJGE. 17. Bund Z.
- [7]Palaniappan K A, Stalin V K (2009) Utility effect of solid wastes in problematic soils. Inter J of Eng Res & Indus Applic. 2(1): 313-321.
- [8]Abd EI-Aziz M, Abo-Hashema, M.A (2012) Measured effects on engineering properties of clayey subgrade using lime-homra stabiliser. Inte J of Pave Eng. [https:// doi. 10.1080/10298436.2012.655739](https://doi.org/10.1080/10298436.2012.655739).

ETUDE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION UNI-AXIALE DES MELANGES SABLE-ARGILE NON SATURES

Salima BOUCHEMELLA ^{*1}, said TAIBI ²

¹ INFRARES Laboratory, Department of Civil Engineering, University of Souk Ahras, Algeria

² Laboratoire LOMC, Université le Havre- Normandie, UMR CNRS 6294 Le Havre, France

^{*}(salima.bouchemella@univ-soukahras.dz)

Résumé : Ce travail consiste à étudier la résistance à la compression uni-axiale des mélanges sable-argile compactés aux conditions Proctor normal. Pour ce faire, une série d'essais de compression uni-axiale a été menée sur des échantillons initialement préparés à une teneur en eau optimale Proctor normal (w_{OPN}) et compactés à la densité sèche maximale correspondante (d_{dmax}). Les échantillons ont été séchés, par la suite, à l'air ambiant jusqu'à la valeur requise de la teneur en eau. Les chemins de séchage-humidification présentant la relation entre la teneur en eau et la succion ont été définis, dans cette étude, à l'aide de la technique osmotique, les solutions salines et la méthode du papier filtre.

Les résultats des essais ont mis en évidence que l'augmentation de la teneur en sable dans le mélange entraîne une augmentation des densités sèches maximales et une diminution de la teneur en eau optimale. Cependant, à un état donné, la résistance à la compression uni-axiale augmente pour 25 % de sable ajouté, puis diminue pour 50 % de sable ajouté. Les résultats indiquent également que la résistance à la compression uni-axiale augmente avec la diminution de la teneur en eau et l'augmentation de la succion, quelle que soit la teneur en sable du mélange.

Abstract: The objective of this work is to study the uniaxial compressive strength of sand-clay mixtures that were compacted under standard Proctor conditions. In order to achieve this, a series of uniaxial compression tests were conducted on samples that were initially prepared at a standard Proctor optimum water content (w_{SPO}) and compacted to the corresponding maximum dry density (d_{dmax}). Subsequently, the samples were dried in ambient air to the required moisture content. This study defined also the drying-wetting paths that demonstrate the relationship between moisture content and suction using the osmotic technique, salt solutions, and the filter paper method.

The results indicate that increasing the sand content in the mixture leads to an increase in the maximum dry densities and a decrease in the optimum water content. However, in a given conditions, the uniaxial compressive strength increases with 25% added sand and then decreases with 50% added sand. The results show that the uniaxial compressive strength increases as the water content decreases and the suction increases, regardless of the sand content in the mixture.

Mots clés : Mélange sable- argile, Résistance à la compression uni-axiale, Succion, Teneur en eau.

1 Introduction

Les mélanges sable-argile ont de nombreuses applications dans le domaine du génie civil. Ils peuvent être utilisés comme barrières hydrauliques sur les pentes, comme remblais thermo-hydrauliques pour les puits de forage géothermiques. Ces mélanges peuvent être également utilisés dans la construction de routes, de barrages et d'autres types de remblais. Ils peuvent même servir de matériaux de construction en terre crue car les particules d'argile peuvent combler les vides entre les particules de sable afin d'obtenir une densité sèche élevée. En général, on ajoute du sable à un sol argileux pour augmenter sa résistance au cisaillement ou réduire son gonflement [1], tandis que l'argile est ajoutée à un sol granulaire pour réduire sa perméabilité.

Le comportement des mélanges sable-argile est déterminé par la phase dominante, soit la phase granulaire lorsque la matrice sableuse est prédominante, soit la phase cohésive lorsque la matrice argileuse est prédominante. Différentes études ont été réalisées pour étudier l'effet de la teneur en sable ou en argile sur le comportement de ces mélanges tels que la résistance de cisaillement [2, 3], la résistance à la compression non confinée [4, 5], les caractéristiques de compactage [6, 7] et les propriétés hydrauliques [8, 9]. Il a été observé que lorsque le sable est mélangé à de l'argile kaolinite, le sol change de comportement et passe de sable à argile. Selon les résultats de ces études, il existe trois zones de

comportement pour les mélanges sable-argile en fonction de la teneur en argile. La première, lorsque la teneur en argile est inférieure ou égale à 28%, présente un comportement non cohésif avec une cohésion négligeable et un angle de frottement élevé. La deuxième, lorsque la teneur en argile est comprise entre 28% et 41%, correspond à un comportement de transition sensible aux fluctuations de la taille des grains. La troisième, lorsque la teneur en argile est supérieure ou égale à 41%, présente un comportement cohésif avec une cohésion plus élevée et un angle de frottement plus faible.

L'objectif de cette étude réside dans l'optimisation de la formulation des matériaux de construction à base de terre crue en amendant les sols fins que l'on trouve en abondance avec une fraction granulaire, afin d'améliorer son comportement hydromécanique. Par conséquent, dans cet article, l'effet de la teneur en sable des mélanges sur la résistance à la compression uni-axiale, est d'abord étudié. Ensuite, l'effet de la succion matricielle sur ces paramètres mécaniques du sol argileux mélangé avec différentes teneurs en sable est analysé. Pour atteindre ces objectifs, une série d'essais de compression non confinée à différentes teneurs en eau est réalisée sur les mélanges sable-kaolinite compactés aux conditions Proctor normal. En outre, pour relier la teneur en eau à la succion, les courbes caractéristiques eau-sol des matériaux compactés sont mises en évidence par l'étude des chemins de séchage-humidification.

2 Matériaux

Les sols argileux utilisés dans la fabrication des matériaux de construction, des barrages et des remblais routiers doivent généralement être amendés avec du sable pour répondre aux normes de résistance et atteindre le comportement recommandé. Dans cette étude, une kaolinite commerciale notée 100K (100% kaolinite) est prise comme sol argileux de référence. Deux mélanges sont préparés en utilisant cette kaolinite et un sable commercial de construction 0/4. Ces mélanges sont 75K25S (75% de kaolinite et 25% de sable) et 50K50S (50% de kaolinite et 25% de sable), respectivement.

Les courbes de distribution granulométrique de la kaolinite 100K, du sable et des mélanges 75K25S et 50K50S sont présentées dans la figure 1. Les propriétés géotechniques des sols et des mélanges étudiés sont présentées dans le tableau 1.

Les essais Proctor normal ont été réalisés conformément à la norme Afnor NF P 94 093 [10]. Les courbes mettant en évidence la relation entre la teneur en eau et la densité sèche de la kaolinite 100K et des mélanges ainsi que les courbes de saturation sont tracées sur la figure 2. Les valeurs des teneurs en eau optimales et les densités sèches maximales (w_{OPN} , d_{dmax}) des sols sont présentées dans le tableau 1.

D'après la figure 2, il peut être visualisé qu'une augmentation de la teneur en sable conduit à la diminution du rapport de vide du mélange et à l'augmentation de sa densité de 1,7 pour la kaolinite 100K à 1,93 lorsqu'elle est mélangée à 50 % de sable. La figure 2 montre aussi que la ligne optimale Proctor normal et la courbe de saturation à 80% sont superposées, ce qui révèle que les trois sols sont quasi-saturés à cet état.

Tableau 1. Propriétés géotechniques des sols étudiés

Matériau	C_c	C_u	<80 μ m %	<2 μ m %	w_L %	w_P %	I_P %	w_{OPN} (%)	d_{dmax}
Kaolinite 100K	0,44	11,67	100	58	40	20	20	17,2	1,7
Sable	0,67	3,15	0	0	-	-	-	-	-
75K25S	0,25	25	77	43	31,7	18,5	13,2	15,8	1,77
50K50S	0,067	913,04	53	36	25,1	14,8	10,3	12	1,93

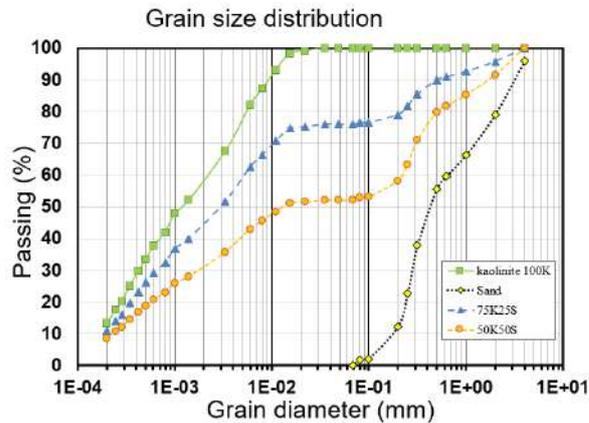


Figure 1 : Courbes granulométriques

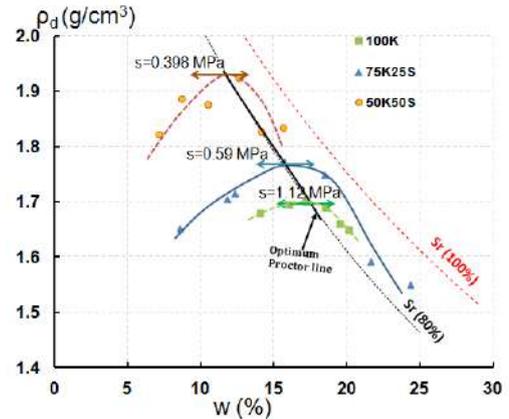


Figure 2 : Courbes de compactage Proctor normal

3 Méthodes

Pour déterminer les propriétés hydromécaniques des mélanges sable-kaolinite, deux types d'essais ont été réalisés. Le premier concerne l'essai de résistance à la compression uni-axiale non confinée notée (UCS) réalisé sur des échantillons préparés dans des conditions de Proctor normal (d_{dmax} et W_{OPN}). Le second concerne l'étude des chemins de séchage-humidification et de la courbe caractéristique sol-eau notée (SWCC) déterminée par de différentes techniques.

3.1. Essai de résistance à la compression uni-axiale non confinée (UCS)

Les essais UCS ont été réalisés conformément à la norme NF EN ISO 17892-7 [11]. Les sols étudiés ont été initialement séchés à l'air ambiant puis humidifiés à la teneur en eau optimale normale. Les échantillons ont été compactés sous une charge quasi statique afin d'atteindre une densité maximale dans un moule spécifique à double pistons. Les échantillons réalisés sont cylindriques avec un diamètre de 50 mm et une hauteur de 100 mm, respectant ainsi les spécifications de la norme NF EN ISO 17892-7[11]. Après le compactage, les échantillons ont été enveloppés dans un film plastique imperméable et stockés pendant 24 heures pour permettre une homogénéisation de la teneur en eau. Les essais UCS ont été réalisés en utilisant une presse électromécanique. Après la rupture, la teneur en eau des échantillons testés a été mesurée.

Pour étudier l'effet de la teneur en eau et de la succion sur la résistance à la compression des échantillons compactés, une série d'essais de compression non confinée a été effectuée sur des échantillons séchés à l'air jusqu'à la valeur requise de la teneur en eau correspondant à une succion matricielle donnée.

3.2. Essais d'identification des chemins de drainage et d'humidification.

Différentes méthodes de succion contrôlée et une technique de succion mesurée sont utilisées pour déterminer les chemins de séchage et d'humidification d'échantillons compactés à l'état Proctor normal. Ces méthodes sont : les plaques tensiométriques pour imposer des succions de 1 kPa à 20 kPa, la méthode osmotique pour des succions allant de 50 kPa à 8MPa, les solutions salines pour des succions plus élevées allant de 600 kPa à 400 MPa et la méthode du papier filtre qui est utilisée pour mesurer la succion correspondant à la teneur en eau optimale normale.

4 Résultats

4.1. Chemins de drainage et d'humidification.

La figure 3 présente les résultats des essais de chemin de drainage et humidification effectués sur des échantillons compactés à l'OPN. Ces résultats sont présentés dans deux plans : $[w, s]$ (figure 3a) et $[e, s]$ (figure 3b).

La figure 3a montre que la kaolinite 100K a une teneur en eau de saturation plus élevée ($w_s = 29.6\%$) que celles des mélanges ($w_s = 23.8\%$ pour 75K25S et $w_s = 16.7\%$ pour 50K50S). Cette différence de teneur en eau saturée s'explique par les différences des indices des vides de chaque sol à l'état de saturation, qui sont de 0,88, 0,72 et 0,57 pour 100K, 75K25S et 50K50S, respectivement (figure. 3 b). La diminution du rapport des vides est due à une augmentation de la teneur en sable.

La figure 3b montre que lorsque la succion imposée (s) est supérieure à la succion initiale (s_i), le chemin de séchage des trois échantillons compactés suit le palier de la limite de retrait, parce que la succion initiale est très proche de celle de la limite de retrait. Cependant, pour les chemins d'humidification obtenues en imposant des succions inférieures à (s_i), les trois matériaux suivent la ligne de surconsolidation (OC).

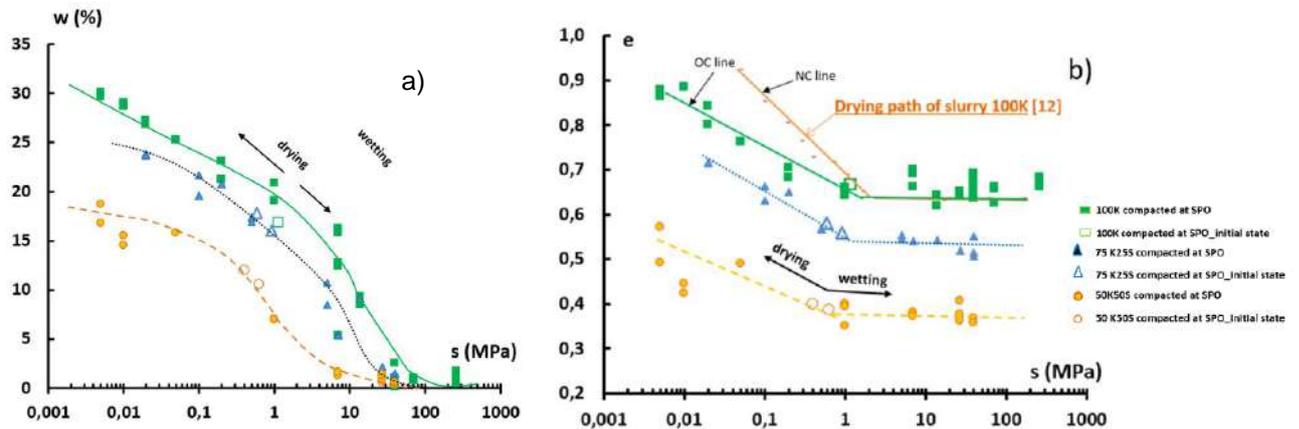


Figure 3. a) Variation de la teneur en eau en fonction de la succion, b) Variation de l'indice des vides en fonction de la succion

4.2. Résistance à la compression uni-axiale non confinée

Les figures 4a et 4b montrent la variation de la compression uni-axiale en fonction de la teneur en eau et de la succion, respectivement, pour la kaolinite 100K et les mélanges 75K25S et 50K50S. On peut observer que la compression uni-axiale augmente avec la diminution de la teneur en eau et l'augmentation de la succion, indépendamment de la teneur en sable ajouté. En fait, une diminution de la teneur en eau augmente la succion, augmentant ainsi la cohésion capillaire, ce qui induit une augmentation de la résistance du matériau.

On peut également déduire des figures 4a et 4b que la résistance à la compression axiale augmente lorsque la kaolinite est mélangée à 25 % de sable et diminue lorsqu'elle est mélangée à 50 % de sable, indépendamment de la teneur en eau ou de la succion des échantillons.

Ceci peut être expliqué comme suit : Dans le cas de la kaolinite pure, la cohésion est principalement responsable de la résistance du matériau. Cependant, lorsque 25% de sable est ajouté, la cohésion de la kaolinite diminue légèrement, mais la friction entre les particules de sable et d'argile génère une résistance supplémentaire. Cela explique l'augmentation de la cohésion observée. Cependant, lorsque le pourcentage de sable ajouté atteint 50%, la cohésion du mélange diminue considérablement et la résistance est principalement due à la cohésion capillaire générée par l'eau entre les grains de sable. Cette cohésion capillaire est beaucoup plus faible que la cohésion effective de la kaolinite, ce qui explique la diminution de la résistance observée dans le mélange contenant 50% de sable.

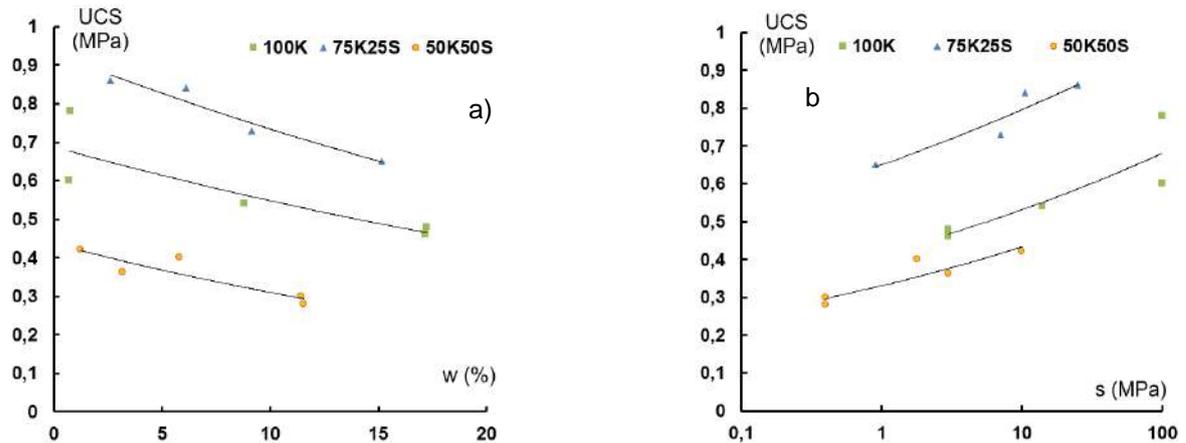


Figure 4. Variation de la résistance à la compression uni-axiale en fonction : a) la teneur en eau, b) la succion

5 Conclusion

Cette étude traite l'effet de la succion et de la teneur en fraction granulaire sur les propriétés mécaniques d'un matériau fin non saturé. Des essais de compression uni-axiale non confinée ont été réalisés sur des mélanges argile-sable préparés selon des conditions Proctor normal.

Les résultats de cette étude montrent que lorsque 25% de sable est ajouté à une fraction argileuse, les échantillons de ce mélange présentent une résistance supérieure à celle de l'argile pure grâce à la cohésion de la kaolinite et à la friction générée par le sable. Cependant, lorsque 50% de sable est ajouté, la résistance diminue en raison de la faible résistance de la fraction sableuse en comparaison avec celle de la kaolinite. Dans le cas des sols non saturés, les propriétés mécaniques évoluent avec la contrainte hydrique (succion). L'augmentation de succion réduit le taux de vide et augmente la résistance à la compression simple.

Références

- [1] Komine, H. and Ogata, N.: *Experimental study on swelling characteristics of sand-bentonite mixture for nuclear waste disposal*, Soils and found. 39(2), pp. 83-97. (1999).
- [2] Muir Wood, D. and Kumar, G. V.: *Experimental observations of behaviour of heterogeneous soils*, Mec. Cohesive-Frictional Mater., 5(5), pp.373-398. (2000).
- [3] Vallejo, L. E. and Mawby, R.: *Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures*, Eng. Geol., 58(2), pp. 125-136. (2000).
- [4] Sun, D., Sun, W., Yan, W. and Li, J.: *Hydro-mechanical behaviours of highly compacted sand-bentonite mixture*, J. Rock Mech. Geotech. Eng., 2(1), pp. 79-85. (2010).
- [5] Anuchit U.: *Effect of suction on unconfined compressive strength of clayey soils with different sand contents*, ARPJ, J. Eng. Appl. Sc., 9(6), pp. 881-884. (2014).
- [6] Kenney, T.C., Van Veen, W.A., Swallow, M.A., and Sungaila, M.A.: *Hydraulic conductivity of compacted bentonite sand mixtures*, Can. Geotech. J. 29(3), 364- 374. (1992).
- [7] Howell, J.L., Shackelford, C.D., Amer, N.H. and Stern, R.T.: *Compaction of sand-processed clay soil mixtures*, Geotech. Test. J., 20(4), pp. 443-458. (1997).
- [8] Sivapullaiyah P., Sridharan, A. and Stalin, V.k.: *Hydraulic Conductivity of Bentonite Sand Mixtures*, Can. Geotech. J., 37(2), pp. 406-413, (2000).
- [9] Fuentes, W.M., Hurtado, C.I. and Carlos Lascarro, C.: *On the influence of the spatial distribution of fine content in the hydraulic conductivity of sand-clay mixtures*, Earth Sci. Res. J., 22(4), pp. 239-249, (2018).
- [10] NF P94-093: *Soils : investigation and testing - Determination of the compaction reference values of a soil type - Standard proctor test - Modified proctor test*, French standard, AFNOR Editions. France. (2014).
- [11] NF EN ISO 17892-7 : *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 7 : unconfined compression test*, French standard, AFNOR Editions. France. (2018).
- [12] Indarto : *Comportement mécanique et compactage des matériaux de barrages*, PhD Thesis, Ecole Centrale de Paris. France. (1991).

ETUDE AU LABORATOIRE DE LA COMPRESSIBILITÉ ET DU COMPORTEMENT CONTRAINTE/DÉFORMATION DES MÉLANGES SABLE/BENTONITE

Maria ARAB¹, Ismail BENESSALAH¹, Fadi HAGE CHEHADE², Ahmed ARAB¹

¹ LSME, Laboratoire de sciences des matériaux et environnement, faculté de génie civil et d'architecture université Hassiba Benbouali Chlef, Algérie

m.arab22@univ-chlef.dz ; i.benessalah@univ-chlef.dz ; ah_arab@yahoo.fr

² Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux publics Marseille, France
fadihagechade@hotmail.com

Résumé: Selon la géologie des terrains, les sols qui possèdent des caractéristiques géotechniques médiocres en termes de faible capacité portante et des tassements importants, sont fréquemment rencontrés. Le travail de recherche actuel s'intéresse à étudier l'effet de mélanger un sol fin cohésif sur le comportement mécanique d'un sable siliceux. La Bentonite a été utilisée comme sol fin est mélangée afin de traiter le sable de Chlef. Des essais de cisaillement rectiligne à la boîte et des essais œdométriques ont été effectués sur les mélanges Sable/Bentonite, considérons comme paramètres cinq teneurs de 0, 10, 20, 30 et 100% de Bentonite. La préparation des échantillons a été effectuée avec une teneur en eau ($\omega = 3\%$) et une densité relative initiale élevée ($Dr = 90\%$). Les résultats des essais de cisaillement montrent que la résistance au cisaillement augmente lorsque on ajoute la Bentonite jusqu'à une teneur de Bentonite de 20% ; cette augmentation est accompagnée par des faibles tassements, qui par conséquence augmente le caractère dilatant pour les différents mélanges étudiés. Le même comportement est observé également pour les caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne. Pour les essais œdométriques, les résultats ont montré que l'ajout de la Bentonite au sable augmente la déformabilité des mélanges Sable/Bentonite sous l'étude en termes de l'indice de compression et de gonflement.

Mots clés: Sol fin; Résistance au cisaillement; Caractère contractant; Compressibilité; Indice de gonflement.

Abstract: Depending on the geology of the land, soils which have poor geotechnical characteristics in terms of low bearing capacity and significant settlements are frequently encountered. The current research work is interested in studying the effect of mixing a fine cohesive soil on the mechanical behavior of silica sand. Bentonite was used as a fine soil and mixed to treat Chlef sand. Direct shear tests and oedometer tests were carried out on the Sand/Bentonite mixtures; with consideration as parameters five Bentonite contents 0, 10, 20, 30 and 100%. Sample preparation was carried out with a water content ($\omega = 3\%$) and a high initial relative density ($Dr = 90\%$). The results of the shear tests show that the shear strength increases when Bentonite is added up to a Bentonite content of 20%; this increase is accompanied by weak contractiveness, which consequently increases the dilatant character for the different mixtures studied, also the mechanical characteristics, namely the cohesion and the angle of internal friction. For the oedometer tests, the results showed that the addition of Bentonite to sand increases the deformability of the Sand/Bentonite mixtures under study in terms of the compression and swelling index.

Keywords: Fine soil; Shear strength; Contractive phase; Compressibility; Swelling index.

1. Introduction

L'augmentation rapide de la population et l'urbanisation s'accompagne d'une croissance importante dans le stockage des déchets ce qui est déjà une menace majeure pour notre environnement. Pour l'élimination en profondeur des déchets un mélange de sable-bentonite est souvent utilisé comme matériau de revêtement (Sun et al., 2022). Le but de l'ajout du sable à la bentonite est pour augmenter la densité de compactage et diminuer le potentiel de retrait (Srikanth et Mishra, 2015). Les caractéristiques de compressibilité telles que l'indice de gonflement et l'indice de compression du sable ont considérablement augmentés avec l'augmentation de la teneur en bentonite (Kolay et Ramesh, 2016 ; Jain et al., 2022). L'addition du sol sableux au sol argileux augmente considérablement l'angle de frottement en raison de l'augmentation de l'attouchement entre les particules de sable (Xiang et al., 2021).

Cette étude présente les résultats des essais de cisaillement et des essais œdométriques sur le mélange de sable de Chlef-Bentonite, dont l'objectif principal est de mieux comprendre l'influence de la teneur en Bentonite sur les paramètres mécaniques et les caractéristiques de compressibilité des mélanges. On présente dans un premier temps, les matériaux utilisés dans cette étude, les méthodologies des essais réalisés pour évaluer le comportement des mélanges. Par la suite, l'analyse des résultats trouvés par les essais ; et à la fin, on finalise ce travail par une conclusion.

2. Matériaux et procédures expérimentales

Le sable utilisé dans cette étude provient de la région de Chlef qui est située au nord-ouest de l'Algérie, il s'appelle Sable de Chlef, ce type du sable est caractérisé par des granulates avec une forme arrondie et un diamètre moyen $D_{50}=0.65$, et une masse volumique des grains solides $\gamma_s = 2.68\text{g/cm}^3$.

Une argile connue sous le nom de Bentonite a été utilisée dans ce travail avec un diamètre moyen $D_{50} = 0.003$, une masse volumique des grains solides $\gamma_s=2.74\text{g/cm}^3$ et un indice de plasticité $I_p = 138\%$.

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur des différents mélanges Sable-Bentonite selon la norme NF P 94-071-1. Les mélanges Sable-Bentonite ont été préparés avec des teneurs en Bentonite de 0, 10, 20, 30, et 100 %, une densité relative élevée ($D_r = 90\%$) car l'état dense défini bien clairement le comportement des mélange Sable-Argile et une teneur en eau $\omega = 3\%$. Les échantillons sont consolidés et cisailés sous des contraintes normales de $\sigma_N = 50, 100$ et 200 kPa.

Des essais œdométriques ont été effectués selon la norme NF P 94-090-1 sur trois mélanges de Sable de Chlef avec une teneur de 0%, 20% et 100% de Bentonite pour étudier l'influence de l'ajout d'un sol fin sur les paramètres de compressibilité des mélanges tels que l'indice de compression (C_c) et l'indice de gonflement (C_s).

3. Résultats

3.1. Essai œdométrique

La figure 1 représente les courbes de compressibilité des différents mélanges étudiés de sable de Chlef avec une teneur de 0%, 20% et 100% Bentonite, mettant en évidence la variation de l'indice des vides global en fonction de la charge (contrainte) appliquée par palier. On note que le mélange sable de Chlef + 20% bentonite est plus déformable que sable de Chlef +0% (sable propre). Après l'augmentation dans la teneur de bentonite jusqu'à 100% la déformabilité aussi augmente.

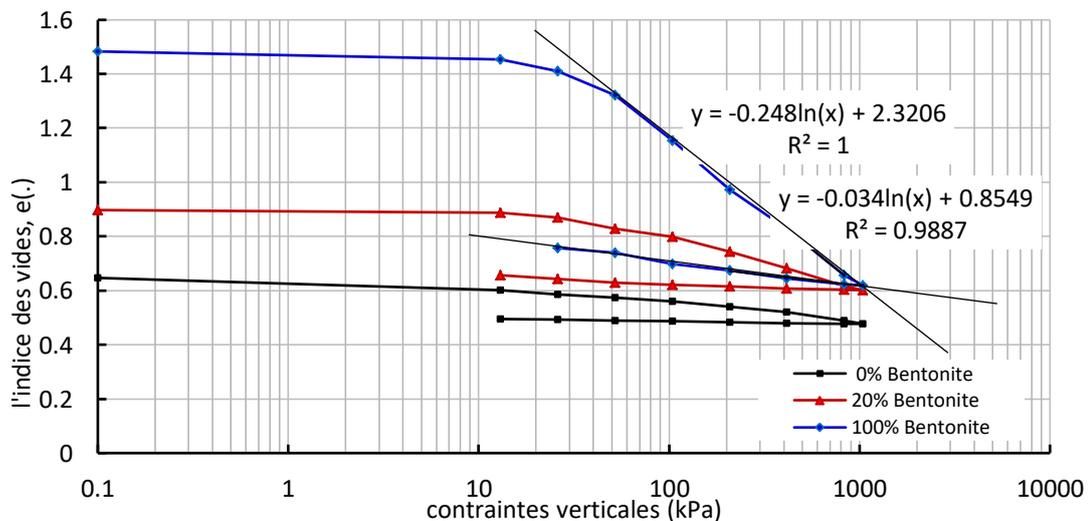


Figure.1. Résumé des courbes de compressibilité des différents mélanges sable de Chlef/Bentonite.

Les figures 2.a et 2.b montrent la variation de différents paramètres de compressibilité des mélanges sable de Chlef/Bentonite. La figure 4.a montre la variation de l'indice de compression (C_c), illustre que les échantillons qui contiennent 20% Bentonite ont des déformations plus importantes par rapport aux sables propres, soit dans la direction de compressibilité (figure 2.a) ou de gonflement (figure 2.b). Cette augmentation des caractéristiques de gonflement est causée par la composition minéralogique de la bentonite qui permet d'absorber l'eau comme la montmorillonite (Sobti et Singh, 2019).

Dans notre cas, l'augmentation de l'indice de compression et l'indice de gonflement avec la teneur en Bentonite montre une tendance exponentielle avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0,99$, selon l'expression ci-dessous proposée pour étudier l'évolution de l'indice de compression (C_c) dont le pourcentage de bentonite (B) est compris entre l'intervalle 0 et 100 %.

$$C_c = 0.0482e^{1.6592F_B} \quad (1)$$

$$C_s = 0.0044e^{2.0462F_B} \quad (2)$$

Les mélanges deviennent de plus en plus compressibles (C_c) et gonflants (C_s) en fonction de leur teneur en bentonite; ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par Kolay et Ramesh (2016).

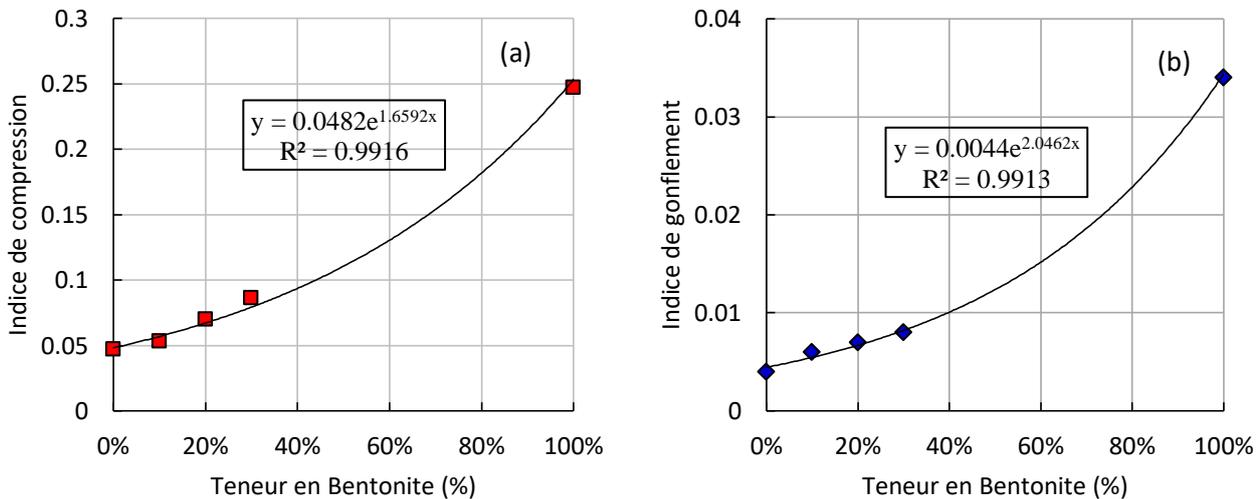


Figure. 2. Variation des caractéristiques de compressibilité des mélanges sable de Chlef/Bentonite : (a) variation de l'indice de compression ; (b) variation de l'indice de gonflement.

3.2. Essai de cisaillement

Les figures 3.a et 3.b montrent la variation de la contrainte de cisaillement et la variation de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontale sous l'effet d'une contrainte normale de 200kPa, respectivement.

Les résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en Bentonite jusqu'à une teneur de 20%, au-delà de cette teneur la contrainte diminue. Aussi pour la variation de déplacement vertical on observe que l'ajout de Bentonite avec une teneur de 10%, 20% et 30% diminue le caractère contractant. La figure 4 illustre les courbes intrinsèques qui présente la variation de la résistance maximale au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour déduire les paramètres mécaniques.

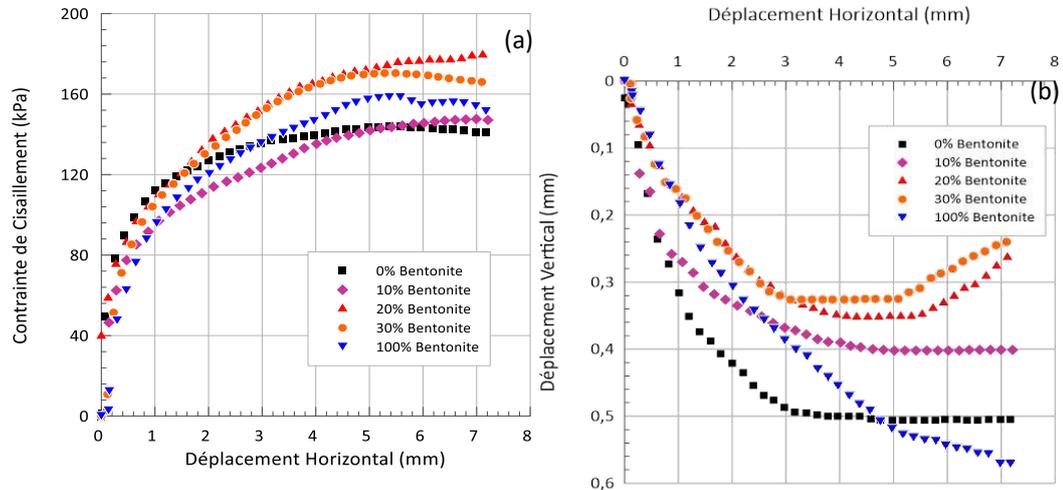


Figure.3. Résultats des essais de cisaillement des mélanges sable de Chlef/Bentonite : (a) Variation de la contraite de cisaillement ; (b) Variation de déplacement vertical

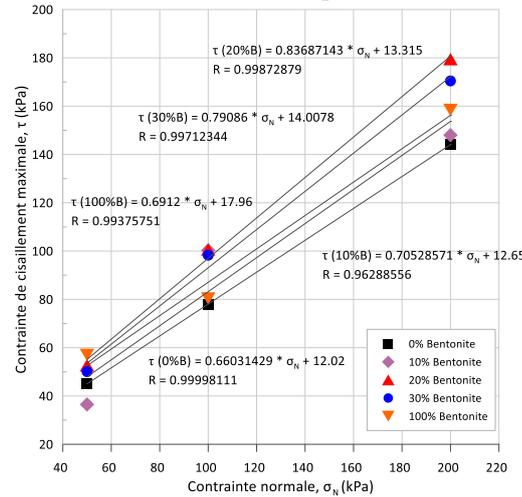


Figure 4. Courbes intrinsèques des différents mélanges Sable- Bentonite

Le tableau 1 montre les valeurs des caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion et l'angle de frottement. Comme le montre le tableau, l'ajout de Bentonite jusqu'à 100% sur le sable de Chlef augmente la valeur de la cohésion. Cette tendance de variation de la cohésion est similaire à celle trouvée par Albadri et al. (2023).

Aussi l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la teneur en Bentonite jusqu'à 20% de 33,44° à 39,92°, au-delà plus la teneur en Bentonite augmente jusqu'à 100% plus la possibilité d'attouchement direct entre les granulats de sable diminue ce qui conduit à la réduction de l'angle de frottement.

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques des différents mélanges Sable/Bentonite.

	La cohésion (kPa)	L'angle de frottement (°)
100% Sable	12.05	33,44
Sable +10%Bentonite	12.65	35.2
Sable +20%Bentonite	13.32	39.92
Sable +30%Bentonite	14.01	38.31
100%Bentonite	17.96	34,61

5. Conclusions

Ce travail expérimental nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le comportement unidimensionnel des différents mélanges Sable/Bentonite nous a permis de conclure que l'augmentation de la teneur en bentonite augmente la déformabilité des mélanges en termes d'indices de compression et de gonflement.
- Le comportement mécanique au cisaillement du sable de Chlef qui contenant 20% de Bentonite à des caractéristiques mécaniques globalement plus supérieures que celles des autres mélanges, aussi l'augmentation de la résistance au cisaillement pour une teneur de 20% de Bentonite est accompagnée par des faibles tassements qui diminuent le caractère contractant pour les différents mélanges étudiés et par conséquent la dilatance augmente.

Références

- Albadri, W.M., Alhani, I.J., Shaia, H.A., Sabri, M.M.S., Lim, S.M., Jabbar, M.S., Mohammed, M.S.: "*Investigating the hydro-mechanical behaviour of unsaturated sand-bentonite mixtures using suction-controlled triaxial test.*" *Case Studies in Construction Materials* **18**: e01953. (2023).
- Jain, A. K., Jha A. K., Akhtar, P.M.: "*Assessing the swelling and permeability behavior of novel marble dust-bentonite with sand-bentonite mixes for use as a landfill liner material.*" *Indian Geotechnical Journal* **52**(3): 675-690. (2022).
- Kolay, P.K., Ramesh K.C.: "*Reduction of expansive index, swelling and compression behavior of kaolinite and bentonite clay with sand and class C fly ash.*" *Geotechnical and Geological Engineering* **34**: 87-101. (2016).
- Sobti, J., Singh S. K.: "*A critical evaluation of the suction and swelling characteristics of sand-bentonite-coal ash mixes.*" *Geotechnical and Geological Engineering* **37**: 4229-4249. (2019).
- Srikanth, V., Mishra A.K.: "*A laboratory study on the geotechnical characteristics of sand-bentonite mixtures and the role of particle size of sand.*" *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* **2**: 1-10. (2016).
- Sun, W., Liu, C., Yang, D., Sun D.: "*Evaluation of hydro-mechano-chemical behaviour of bentonite-sand mixtures.*" *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **14**(2): 637-652. (2022).
- Xiang, G.S., Ye, W.M., Jalal, F.E.: "*Shear strength of bentonite-sand mixture saturated with saline solution.*" *Environmental Earth Sciences* **80**: 1-8. (2021).

THE PREDICTION OF THE TENSILE STRENGTH CURVE UNDER THE EFFECT OF THE PARTICLE SEPARATION DISTANCE

Benchiekh karim¹, Messast Salah², Mebirouk Nadjib², Amrane Moussa³, Laour Mohamed Salah⁴, Mendjel Djenette², Mansouri Ouahiba²

¹ Department of Architecture, Badji Mokhtar, Faculty of Earth Sciences, Annaba University

² Department of Civil Engineering, LMGHU Laboratory, University of Skikda

³ Department of Civil Engineering, University of Batna2

⁴ Department of Civil Engineering, University of Tébessa

Abstract: This research presents a numerical simulation approach for predicting the values of unsaturated soil parameters with low water content. In order to understand how unsaturated soils behave and to create the tensile strength curve, the proposed model can be used to predict the relationship between tensile strength and degree of saturation in terms of particle separation distance. The updated model assumes that all the particles are equally dispersed spheres of the same size. In this study, the updated model is exclusively applied to simple cubic packing order with zero contact angle. The model may also be used to predict matric suction, effective stress parameter and suction stress while combining experimentally determined soil properties. This removes the requirement for sophisticated measuring devices or specific test procedures to illustrate how the separation distance affects the behavior of unsaturated soils.

Key words: Soil, suction, unsaturated soil, tensile strength, numerical simulation.

Résumé : Cette recherche présente une approche de simulation numérique pour prédire les valeurs des paramètres des sols non saturés à faible teneur en eau. Afin de comprendre le comportement des sols non saturés et de créer la courbe de résistance à la traction, le modèle proposé peut être utilisé pour prédire la relation entre la résistance à la traction et le degré de saturation en termes de distance de séparation des particules. Le modèle proposé assume que toutes les particules sont des sphères également dispersées de même taille. Dans cette étude, le modèle proposé est exclusivement appliqué à l'ordre d'emballage cubique simple avec un angle de contact nul. Le modèle peut également être utilisé pour prédire la succion matricielle, le paramètre de contrainte effective et la contrainte de succion tout en combinant les propriétés du sol déterminées expérimentalement. Cela supprime la nécessité d'appareils de mesure sophistiquée ou de procédures d'essai spécifiques pour illustrer comment la distance de séparation affecte le comportement des sols non saturés.

Mots clés : Sol, succion, sol non saturé, résistance à la traction, simulation numérique.

1 Introduction :

The tensile strength is among the most important measures of soil strength used to characterize soil resistance to loading in practice. There are generally two categories of measuring methods for soil tensile strength: indirect and direct methods. Generally, there are three frequent indirect tensile test methods: the split tensile test (Brazilian test) ([1]; [2]). The beam bending test [3]. Unconfined penetration test [4], and the axial fracturing test (double-punch test) ([5]; [6]). Direct methods include primarily uniaxial tensile ([7]; [8]; [9]), triaxial tensile testing, and hollow cylinder testing [10]. Over the past decades, a large number of experimental and theoretical studies have been carried out on soil tensile strength ([11]; [12]). This study is focused on the separation distance between particles and their influence on the behavior of unsaturated soils. The behavior of unsaturated soils is influenced by several factors, for example citing matric suction, the effective stress parameter, the suction stress, and the tensile strength... etc. These latter factors, which are responsible for determining unsaturated soil behavior, are also affected by other factors such as the void between soil particles. That is why in this work we introduced the distance factor to evaluate the evolution of the tensile strength curve.

2 Materials and Methods :

2.1. Suction and surface tension in unsaturated soils:

Matrix suction may be represented in terms of pressure as $(u_a - u_w)$ where u_a is the pore-air pressure and u_w is the pore-water pressure. The surface tension (T_s) is one of the most essential parameters influencing matric suction. Their relationship is as follows:

$$\Delta u = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (1)$$

It is estimated that the air pressure (u_a) is greater than the water pressure (u_w). The difference in pressure according to eq. (1) can be defined as:

$$u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \quad (2)$$

2.2. Contact Angle α and filling angle θ

2.2.1. Angle α

In a solid-liquid-gas system, contact angle α is an intrinsic property of any two contact phases. The Contact angle can be defined as the angle between a tangent line to the air-water interface and a line defined by the water-solid interface for unsaturated soil systems. $u_a - u_w = \left(\frac{2T_s \cos \alpha}{r} \right)$ if $\alpha = 0 : u_a - u_w = \left(\frac{2T_s}{r} \right)$ (3)

2.2.2. Filling angle θ

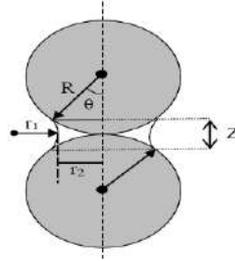


Figure 1. Interaction between solid air and water with two spherical particles and water meniscus. [13]

Consequently, the water content regime corresponding to a negative pore water pressure corresponds to the filling angle θ range defined by $0 \leq \theta \leq 53.13^\circ$ $r_1 < r_2$.

Moreover, the regime of water content corresponding to the positive pressure of the pore water is:

$$53.13^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \quad r_1 > r_2.$$

The filling angle may not exceed 45° for relatively loosely packed particles, such as the simple cubic (SC) order since the adjacent water lenses begin to overlap each other. In unsaturated soil with zero contact angle, the condition defined by the last equation is unlikely to occur, meaning that the pore water pressure in the water lens is likely to be negative.

2.3. Air-Water-Solid Interface in Unsaturated Soil

Designed for capillary tubes [61], the spherical interface model offers a conceptual model for explaining the change in pressure across an air-water interface and a physical description for an important component of suction in unsaturated soil. Nevertheless, a spherical interface is seldom the case in real soil. Two radii of curvature r_1 and r_2 , as shown in Fig. 3a, will describe an idealized geometry of the air-water interface between two spherical soil grains.

Consider the equilibrium of force in the horizontal direction and the illustration shown in Fig. 2b. The surface tension projection in the positive horizontal direction is:

$$F_1 = (T_s \sin \alpha)(2r_3)(2) = 4r_3 T_s \sin \alpha \quad (4)$$

In the negative horizontal direction, the surface tension projection is:

$$F_2 = -(T_s)(r_1 \sin \alpha)(2)(2) = -4r_1 T_s \sin \alpha \quad (5)$$

In addition, the projection in horizontal direction of air pressure u_a and water pressure u_w ($r_2 = r_3$) is:

$$F_3 = (u_a - u_w)(2r_1 \sin \alpha)(2r_2) = 4r_1 r_2 (u_a - u_w) \sin \alpha \quad (6)$$

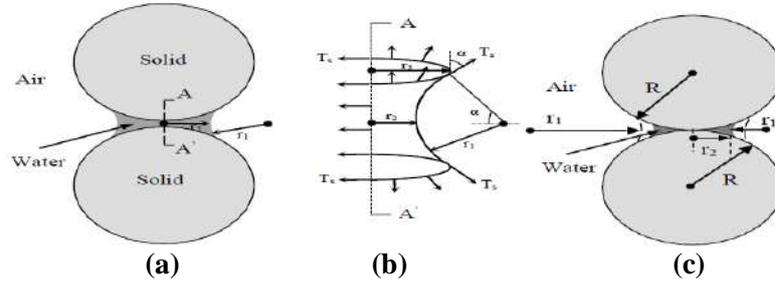


Figure 2. Air-water interface idealized geometry in unsaturated soil: (a) meniscus of water between two spherical particles of soil and (b) meniscus of water diagram for free-body (c) Conceptual meniscus geometry in unsaturated soil between two spherical particles controlling the magnitude and sign of pressure drop ($u_a - u_w$). [13]

The equilibrium between all three forces leads to

$$T_s(r_2 - r_1) = (u_a - u_w)r_1r_2 \quad (7)$$

$$\text{Or} \quad u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \quad (8)$$

1. $r_1 > r_2$: $u_a < u_w$, this will lead to an increase of the pressure in pore water.
2. $r_1 < r_2$: $u_a > u_w$, this will lead to a decrease of the pressure in the soil water.
3. $r_1 = r_2$: $u_a = u_w$, there is no pressure change across the air-water interface.

2.4. The spherical model in direct contact

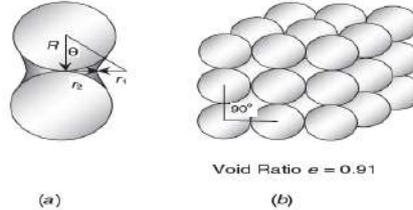


Figure 3. Geometrical illustration for three-dimensional meniscus between spherical particles: (a) water lens between two particles, (b) simple cubic packing representing the loosest packing order. [13]

For a contact angle equivalent to zero, Dallavalle 1943 proposed the following approximations between r_1 , r_2 , R , and θ :

$$r_1 = R \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right), \quad r_2 = R \tan \theta - r_1, \quad 0 \leq \theta \leq 85^\circ \quad (9)$$

The replacement of equation (9) in equation (8) provides a description of matric suction as a function of the filling angle (radians):

$$u_a - u_w = \frac{T_s \cos \theta (\sin \theta + 2 \cos \theta - 2)}{R (1 - \cos \theta) (\sin \theta + \cos \theta - 1)} \quad (10)$$

2.5. Tensile Strength Model

Rumpf [14], Schubert [15] have developed models to predict the tensile strength of unsaturated particle agglomerates. The Schubert model combines two terms for the capillary regime and the funicular regime to be applicable. The Rumpf model is applied to the pendular regime to predict tensile strength. Rumpf [14] proposed a non-contacting spherical particle theory that may be upscaled to predict the tensile strength in the pendular regime of unsaturated particle systems.

Figure 4 shows a non-contacting particle system for particles with a diameter d , separation distance a , filling angle θ and contact angle α .

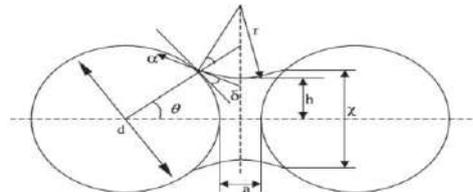


Figure 4. Geometry of the meniscus between non-contact mono-sized particles (from [16]).

The model assumes that all the particles are monosized spheres and distributed uniformly. The model also assumes that the bonds are statistically distributed in all directions and uniformly along the surface.

Therefore, the effective bonding forces are distributed in such a way that a mean value can be used for macroscopic tensile strength calculations as follows:

$$\sigma_{tp} = \frac{(1-n) F_t}{n d^2} = \frac{(1-n) \pi T_s}{n d} \sin \theta \left[\sin(\theta + \alpha) + \frac{\sin \theta}{4} \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \right] \quad (11)$$

Where T_s and α are the surface tension and contact angle respectively, d is the diameter of the particles, n is bulk porosity, θ is the filling angle, r^* and h^* are dimensionless radii of curvature describing the water bridge, and F_t is the total dimensionless bonding force between two particles. To calculate the two radii of curvature the following equations must be used:

$$h^* = \frac{h}{d} = \frac{\sin(\theta)}{2} + \frac{r}{d} [\sin(\theta + \alpha) - 1] \quad (12)$$

$$\text{And} \quad r^* = \frac{r}{d} = \frac{(1 - \cos \theta) + \frac{a}{d}}{2 \cos(\theta + \alpha)} \quad (13)$$

Where a/d is a dimensionless particle separation distance. The filling angle can be related to gravimetric water content W for the bulk system and the specific gravity G_s of the soil phase as [75].

$$w = \frac{6K V_{bridge}}{G_s 2\pi d^3} = \frac{6k}{G_s} \left\{ [r^{*2} + (r^* + h^*)^2] r^* \cos(\theta + \alpha) - \frac{r^{*3} \cos(\theta + \alpha)^3}{3} - r^{*2} (r^* + h^*) \left[\cos(\theta + \alpha) \sin(\theta + \alpha) \left(\frac{\pi}{2} - \theta - \alpha \right) \right] - \frac{1}{24} (2 + \cos \theta) (1 - \cos \theta)^2 \right\} \quad (14)$$

Where k is the mean number of particle-particle contact points per particle (coordination number). If the void ratio e and specific gravity G_s are known, a corresponding degree of saturation S can also be written in terms of water content:

$$S = \frac{w G_s}{e}$$

For a simple cubic (SC) packing order with uniformly-sized particles oriented, The corresponding upper limit of filling angle is limited to 45° , where $e = 0.91$, $n = 47.6\%$, and $k = 6$. The validity of the above equations within the pendular regime is limited to degrees of saturation.

3 Results :

If we assume that, the contact between the two grains is different from zero (x):

$$\text{For } x = 0 \Rightarrow 0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ \text{ whatever the value of } R.$$

$$\text{For } x = 0.02 \text{ mm and } R = 0.1 \text{ mm.} \Rightarrow 25.841^\circ \leq \theta_1 \leq 45.572^\circ$$

In terms of the filling angle θ_1 , the water content regime corresponding to a negative pore water pressure is:

$$25.841^\circ \leq \theta_1 \leq 45.572^\circ$$

In addition, the water content regime corresponding to positive pore water pressure is given by:

$$45.572^\circ \leq \theta_1 \leq 90^\circ$$

In this simulation, we applied Rumpf's theory to predict tensile strength using our model and compared it to the model of Pierrat, Caram and experimental data (F-75 Ottawa).

F-75 Ottawa :

F-75 Ottawa is a silica granular material obtained from Ottawa silica. The material is a fine-grained natural quartz material of uniform gradation with a mean particle size of 0.22 mm (Fig. 5). We have two categories of F-75 Ottawa material mixes for comparison with our model (F-75-C, F-75-F).

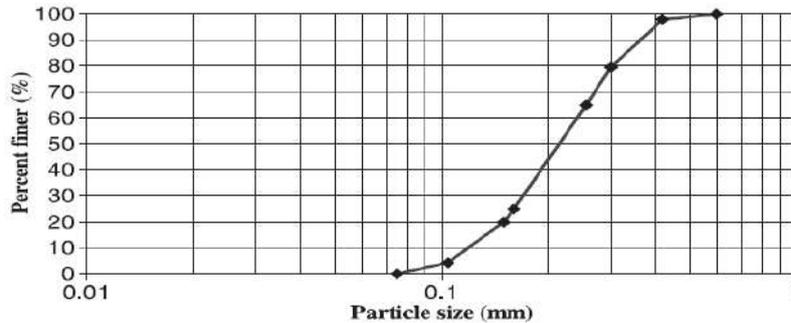


Figure 5. Grain size distribution curve for F-75 Ottawa granular soil.

Table 1 shows the results of experiments performed on the Ottawa F-75 granular soil by Kim and Stein in 2002, the table contains the values of water content, degree of saturation and tensile Strength for medium granular soil.

Table 1: Water content, degree of saturation and tensile strength of Ottawa F-75 granular soil (after [17])

Test	w(%)	S(%)	σ_t (Pa)	Test	w(%)	S(%)	σ_t (Pa)
(a) F-75-C granular soil				(b) F-75-F granular soil			
Medium 1	0.46	1.91	473.35	Medium 1	0.46	1.91	460.17
Medium 2	1.01	4.17	623.86	Medium 2	0.99	4.08	681.96
Medium 3	2.05	8.37	886.48	Medium 3	1.00	4.15	697.69
Medium 4	2.08	8.46	856.53	Medium 4	2.06	8.54	994.31
Medium 5	4.11	17.04	1073.41	Medium 5	4.02	16.50	1169.23

Figure 6 presents the relationship between the tensile strength and the degree of saturation with a comparison between the present model and the model of Pierrat, Caram and the experimental data of a medium granular soil (F-75 Ottawa).

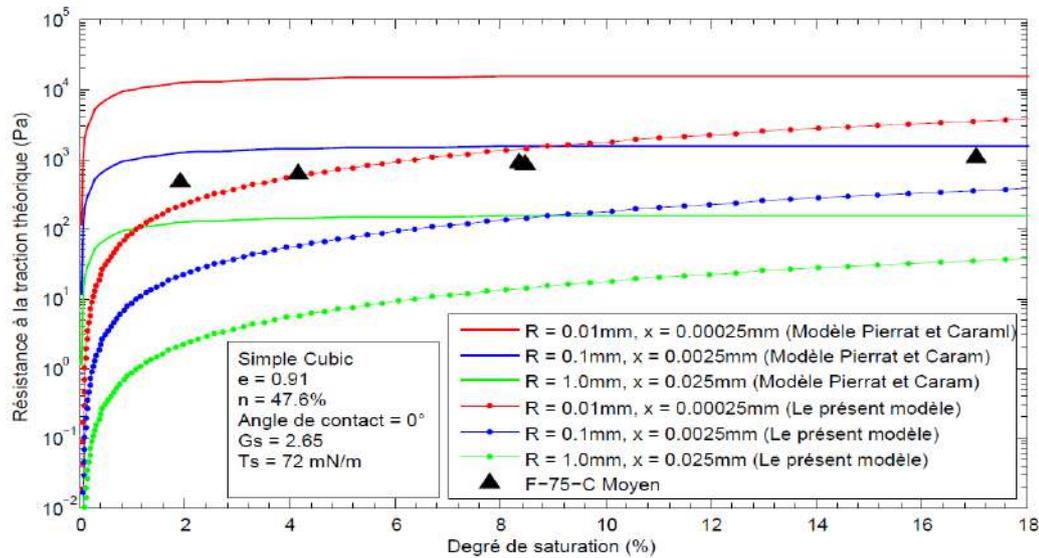


Figure 6. Comparison between the predicted tensile strength and the model of Pierrat, Caram and the experimental data.

4 Interpretation :

Fig. 6 shows, firstly, the comparison between the predicted tensile strength and Pierrat, Caram model, and experimental data using Rumpf's theory. Secondly, the effect of particle size ranging from $R = 0.01\text{mm}$ to $R = 1\text{mm}$ for particles in the simple cubic packing order and the influence of particle separation distance on the results of the tensile strength. The observed tensile strength progressively increases as the saturation levels increase in the Pierrat and Caram model. However, the anticipated tensile strength for ($x = 0.025$) grows quickly at low saturation levels and reaches a plateau at saturation levels more than 2.648 % (tensile strength = 130.1 Pa). At low saturation levels, the Pierrat and Caram model is considered to overpredict and does not replicate the data pattern. The curve does not suit the data for another separation distance ($x = 0.00025$, $x = 0.0025$). The tensile strength curve continues to exhibit a rapid rise at low saturation levels and a plateau value at higher saturation levels (tensile strength = 13010 Pa, 1301 Pa, respectively).

According to our model, we used the same separation distances. As saturation levels increase, so does the expected tensile strength. It has been seen that the curve lowers, particularly at low saturation levels, bringing it closer to the experimental trend (i.e., our model behaves in a non-linear way); however, at higher saturations levels, the curve somewhat underestimates the experimental data. As a consequence,

we may conclude that our model is consistent with the experimental data. From Figure 6, we can also see that, in our model, when the particle separation distance increases, the curves decrease (i.e., the tensile strength decreases). So, with each increase in separation distance, the soil will become weaker and looser. The tensile strength would be predicted to decrease to near zero as the water content neared saturation, but the results for this work were only shown at low water contents.

5 Conclusion :

This study shows that the influence of particle separation distance is very important on the behavior of unsaturated soils. Through this study, we have tried to create a model that can predict some parameters of unsaturated soils in order to be able to know their behavior and that under the effect of particle separation distance. After doing this research, we can say that our model is reliable and useful when applied to granular soil at low water content.

Références :

- [1] Festugato L, da Silva AP, Diambra A, Consoli NC, Ibraim E (2018) Modelling tensile/compressive strength ratio of fibre reinforced cemented soils. *Geotext Geomembr* 46(2):155–165. [https:// doi. org/ 10. 1016/j. geotex mem. 2017. 11. 003](https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.11.003)
- [2] Ismaiel HAH (2006) Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fine-grained soils using chemical stabilization
- [3] Narvaez B, Aubertin M, Saleh-Mbemba F (2015) Determination of the tensile strength of unsaturated tailings using bending tests. *Can Geotech J* 52(11):1874–1885. [https:// doi. org/ 10. 1139/ cgj- 2014- 0156](https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0156)
- [4] Kim TH, Kim TH, Kang GC, Ge L (2012) Factors influencing crack-induced tensile strength of compacted soil. *J Mater Civ Eng* 24(3):315–320. [https:// doi. org/ 10. 1061/ \(asce\) mt. 1943- 5533. 00003 80](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000380)
- [5] Kim TH, Kim CK, Jung SJ, Lee JH (2006) Tensile strength characteristics of contaminated and compacted sand-bentonite mixtures. *Environ Geol* 52(4):653–661. [https:// doi. org/ 10. 1007/ s00254- 006- 0494-8](https://doi.org/10.1007/s00254-006-0494-8)
- [6] Liang Q, Wu X, Li C, Wang L (2014) Mechanical analysis using the unconfined penetration test on the tensile strength of Q3 loess around Lanzhou City, China. *Eng Geol* 183:324–329. [https:// doi. org/ 10. 1016/j. enggeo. 2014. 10. 016](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.10.016)
- [7] Stirling RA, Hughes P, Davie CT, Glendinning S (2015) Tensile behaviour of unsaturated compacted clay soils—a direct assessment method. *Appl Clay Sci* 112:123–133. [https:// doi. org/ 10. 1016/j. clay. 2015. 04. 011](https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.04.011)
- [8] Tang L, Sang H, Luo Z, Sun Y (2015a) Advances in research on the mechanical behavior of the tensile strength of soils. *Adv Earth Sci* 30(3):297–309
- [9] Varsei M, Miller GA, Hassanikhah A (2016) Novel approach to measuring tensile strength of compacted clayey soil during desiccation. *Int J Geomech* 16(6):D4016011. [https:// doi. org/ 10. 1061/ \(asce\) gm. 1943- 5622. 00007 05](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000705)
- [10] Al-Hussaini M (1981) Tensile properties of compacted soils. In: *Laboratory shear strength of soil*. ASTM International. [https:// doi. org/ 10. 1520/ STP28 753S](https://doi.org/10.1520/STP28753S)
- [11] Trabelsi H, Romero E, Jamei M (2018) Tensile strength during drying of remoulded and compacted clay: the role of fabric and water retention. *Appl Clay Sci* 162:57–68. [https:// doi. org/ 10. 1016/j. clay. 2018. 05. 032](https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.05.032)
- [12] Yin P, Vanapalli SK (2018) Model for predicting tensile strength of unsaturated cohesionless soils. *Can Geotech J* 55(9):1313–1333. [https:// doi. org/ 10. 1139/ cgj- 2017- 0376](https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0376)
- [13] Likos WJ, Lu N (2004) *Unsaturated soil mechanics*. John Wiley and Sons Inc., New Jersey
- [14] Rumpf, H., 1961. The strength of granules and agglomerates. In: Knepper, W.A. (Ed.), *Agglomeration*. Knepper, Interscience, New York, pp. 379–418.
- [15] Schubert, H., 1984. Capillary forces-modeling and application in particulate technology. *Powder Technology* 37, 105–116.
- [16] Pierrat P, Caram HS (1997) Tensile strength of wet granula materials. *Powder Technol* 91(2):83–93. [https:// doi. org/ 10. 1016/ s0032- 5910\(96\) 03179-8](https://doi.org/10.1016/s0032-5910(96)03179-8)
- [17] Kim, T.-H., Stein, S., 2002. Moisture induced tensile strength in sand. 6th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, Seoul, Korea, pp. 731–736.

INTERACTION DU NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE AVEC LA STABILITE DES EXCAVATIONS PROFONDES

Hidjazi Abdessamed , Berga Abdelmadjid
Fimas Laboratory, Tahri Mohamed University, Bechar, Algeria.

Résumé. Le développement en zones urbaines nécessite généralement la réalisation d'excavations profondes à proximité de structures existants en surface. L'excavation est une phase de construction qui introduit des effets permanents sur la stabilité et l'interaction de l'ensemble du voisinage. De plus, la présence ou l'arrivée d'eau peut profondément perturber l'équilibre in situ. Les dommages et les déformations sont toujours redoutables si bien que la menace est qualifiée de risque géotechnique. L'objectif de ce travail est de réaliser une analyse numérique de l'effet du niveau de la nappe phréatique sur le comportement d'une excavation profonde. La méthodologie est basée sur la méthode des éléments finis 2D et le chargement hydromécanique d'excavation profonde stabilisée avec ancrages. L'étude montrera l'importance de la variation du niveau de la nappe phréatique comme facteur fondamental dans la stabilité des excavations profondes.

Mots clés: Risque géotechnique, Excavation, Comportement du sol, Stabilité, Méthode des éléments finis.

Abstract. The development in urban areas typically requires the necessity of deep excavations near existing structures on the surface. The excavation is a construction phase that introduces permanent effects on the stability and interaction of the all vicinity. In addition, water presence or arrival can disturb deeply the in-situ equilibrium. Damages and distortions are always redoubtable so that the threat is classified as geotechnical risk. The aim of this work is to conduct a numerical analysis of the effect of water table level on the behavior of deep excavation. The methodology is based on the 2D finite element method and hydro mechanical loading of stabilized deep excavation with anchors. The study will shows the importance of variation of the water table level as a fundamental factor in stability of deep excavation.

Key words: Geotechnical risk, Excavation, Soil behavior, Stability, Finite element method.

1 Introduction

En milieu urbain densément peuplé, les mouvements de terrain induits par des excavations profondes présentent inévitablement un risque d'endommagement des bâtiments et ouvrages adjacents. De nombreuses excavations destinées à la construction de sous-sols rencontreront des eaux souterraines. Si elles ne sont pas correctement gérées et contrôlées, les eaux souterraines peuvent causer des problèmes aux excavations et aux structures enterrées elles-mêmes. Ces problèmes peuvent aller des infiltrations nuisibles qui réduisent l'efficacité des opérations de construction, jusqu'aux afflux importants qui peuvent entraîner une instabilité, des inondations et même un effondrement des ouvrages. Dans cette communication, on se propose d'étudier l'effet du niveau de la nappe phréatique sur le comportement d'une excavation profonde protégée par un mur en tôle d'acier. Le mur est ancré par trois niveaux de tirants précontraints. De nombreux chercheurs ont déjà étudié de nombreux aspects d'une excavation profonde en termes d'effets sur les structures voisines par exemple [1], [2]. Les déplacements autour de l'excavation dépendent de nombreux facteurs, tels que : les dimensions de l'excavation (profondeur et surface), le type de soutènement, les conditions géotechniques (paramètres du sol, niveaux des eaux souterraines), les méthodes de construction, etc [3]. Les excavations sont généralement effectuées au-dessus des eaux souterraines où l'état du sol est non saturé [4], [5]. L'aspiration matricielle, qui est définie comme la différence entre la pression de l'air interstitiel et la pression de l'eau interstitielle, joue un rôle majeur dans le comportement de la résistance au cisaillement des sols non saturé. Dans le cas de saturation du terrain, le pompage rabat le niveau de la nappe phréatique à l'intérieur de l'enceinte et la pression de l'eau au fond de l'excavation, ce qui empêche la liquéfaction et le soulèvement du fond [6]. L'existence de murs de soutènement a une grande influence sur la conductivité hydraulique globale et modifie le comportement de l'infiltration des eaux souterraines [7]. D'autre part, des mesures spécifiques consistent à renvoyer les eaux souterraines pompées vers la nappe aquifère par recharge artificielle. La recharge artificielle est généralement réalisée via des puits profonds situés à l'extérieur de l'excavation [8]. Dans ce contexte, l'analyse par les méthodes numériques en général et la méthode des éléments finis

(MEF) peut être d'un grand apport sur les plans de compréhension des phénomènes mobilisés, la conception, la formation et l'enseignement. Le but de la communication est d'exposer la méthodologie empreinte dans la MEF pour modéliser un problème pratique d'excavation profonde avec soutènement par paroi ancrée.

54 2 Lois gouvernantes

55 2.1. Comportement élastoplastique pour le sol non saturé

57 Le principe de base de l'élastoplasticité est que les déformations et les taux de déformations sont décomposés en une partie élastique et une partie plastique:

$$58 \quad \varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad ; \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (1)$$

59 Et les taux contraintes sont données par :

$$60 \quad \dot{\sigma} = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (2)$$

61 La détermination de la partie plastique de déformation est basée sur la théorie de plasticité.. Dans le cas
62 de sols obéissant au critère de Mohr-Coulomb, le domaine élastique à deux dimensions est délimité par la
63 droite intrinsèque définie par :

$$64 \quad \tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (3)$$

65 Où σ_n et τ sont respectivement la contrainte effective normale et la contrainte de cisaillement. Les
66 paramètres c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

67 2.2. Comportement élastique linéaire pour l'interaction entre la paroi et le sol

68 Les déformations élastiques dues aux déplacements relatifs des interfaces mur-sol ont été calculées par
69 l'élasticité linéaire. Les relations entre les paramètres d'élasticités : le module d'Young E , le module de
70 cisaillement G , coefficient de Poisson ν et le module tangent dans un essai œdométrique E_{oed} sont
71 données par les équations (4) et (5) :

$$72 \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4)$$

$$73 \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5)$$

74 Les éléments d'interface ont été utilisés pour modéliser les interactions entre la paroi et le sol
75 environnant. Les paramètres de résistance des interfaces ont été obtenus par le produit du facteur de
76 réduction de résistance R_{inter} et des paramètres de résistance au cisaillement des sols environnants :

$$77 \quad c_i = R_{inter} c_{sol} \quad (6)$$

$$78 \quad \tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \quad (7)$$

79 Où c est la cohésion du sol et φ est l'angle de frottement du sol.

80 2.3. Equation de base de l'écoulement de l'eau dans le sol

81 L'écoulement pour un sol non saturé (milieu poreux) peut être décrit par la loi de Darcy :

$$82 \quad q_x = k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad ; \quad q_y = k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (8)$$

83 Les équations expriment que le débit q découle de la perméabilité k et du gradient de la hauteur de la
84 nappe phréatique. La hauteur ϕ est définie comme suit :

$$85 \quad \phi = y - \frac{p}{\gamma_w} \quad (9)$$

86 Où : y : est la position verticale.

87 P : est la pression dans le fluide interstitiel.

88 γ_w : poids unitaire du fluide interstitiel.

89 Pour un écoulement en régime stationnaire, la condition de continuité s'écrit comme :

$$90 \quad \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (10)$$

91 De plus, lorsque les caractéristiques de perméabilité sont isotropes, l'équation se réduit à :

$$92 \quad \Delta\phi = 0 \quad (11)$$

93 Où Δ est le Laplacien, ϕ représente le potentiel de l'écoulement. Dans le présent problème, le passage
94 du sol de l'état entièrement saturé à l'état sec représente les situations extrêmes. Les cas intermédiaires
95 sont pertinents à analyser pour l'étude du sol non saturé pour des objectifs de compréhension ou de
96 caractérisation des phénomènes mobilisés. Dans le présent modèle, le rabattement de nappe est considéré
97 comme un passage entre deux états stationnaires. En effet, pour des fins de conception, qui est l'objectif
98 principal de la communication, ces deux états extrêmes sont les états les plus défavorables qui nécessitent
99 une attention particulière pour assurer la stabilité du système de soutènement.

100 **3 Exemple numérique**

101 L'exemple analysé est un projet d'excavation profonde dans un terrain sableux. Il consiste à creuser le sol
102 en plusieurs phases jusqu'à atteindre les côtes du projet [9]. La face libre verticale de l'excavation est
103 soutenue par une paroi métallique en tôle d'acier. La paroi est stabilisée par l'ancrage de trois niveaux de
104 tirants précontraints. Le domaine est symétrique, le comportement de l'excavation est étudié en
105 déformations planes 2D. Pour les conditions aux limites, on a choisi les conditions par défaut :
106 déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond. Pour l'analyse de l'interaction du
107 projet avec la nappe, trois cas sont envisageables : Projet sans nappe phréatique, projet avec nappe et avec
108 rabattement de niveau, projet avec rabattement de nappe puis une remontée du niveau des eaux est étudié
109 pour simuler le cas d'inondation ou de venue accidentelle d'eau.

110 **3.1. Définition du modèle**

111 Le domaine d'étude est de 90 m de largeur sur 78 m de profondeur. La largeur de l'excavation est de 30
112 m et de 18 m de profondeur. L'excavation totale est réalisée en quatre phases de 4,5 m de profondeur
113 pour chacune. Le mur d'acier est de 28 m de longueur. La surface libre du terrain derrière le mur est
114 soumise à une charge uniformément répartie d'intensité de 10 KN/m².

115 **3.2. Propriétés des matériaux**

116 Les données géométriques, les caractéristiques des matériaux ainsi que le phasage de l'excavation sont
117 des paramètres du projet. En particulier les propriétés du sol sont déterminées (références) par des essais
118 sur place ou au laboratoire (compression, cisaillement). Pour la communication il s'agit de données
119 d'entrée du modèle. Les caractéristiques des matériaux sont résumées dans les tableaux ci-dessous. Le sol
120 est décrit par un comportement élastoplastique avec le modèle de Mohr-Coulomb. La paroi métallique et
121 les ancrages sont supposés élastiques. Les tirants d'ancrage sont prétendus par les efforts suivants :
122 $P_1=334$ KN, $P_2=700$ KN, $P_3=725.869$ KN.

123

Tableau 1. Propriétés du sol

Paramètre	Modèle	Type de comportement	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{wet} (kN/m ³)	E_{ref} (kPa)	ν	c_{ref} (kPa)	$\varphi(^{\circ})$	$\Psi(^{\circ})$	R_{inter}
Propriétés de sable	Mohr-Coulomb	Drainé	19	20	60000	0.30	2.5	35	13	1

124

125

Tableau 2. Propriétés de la paroi de soutènement

Elément	EA (KN/m)	EI (KNm ² /m)	d (m)	w (KN/m/m)	ν
Paroi moulée	3×10^7	$2,5 \times 10^6$	1	24	0,15

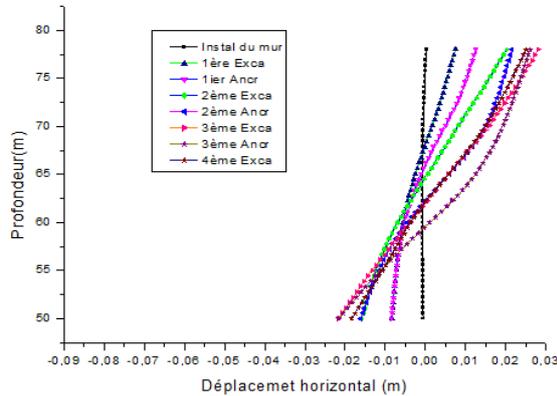
126

Tableau 3. Propriétés des tirants d'ancrage

Eléments	EA (KN)	L_s (m)	EA (KN/m)
Tirants	$3,15 \times 10^5$	1	-
géotextiles	-	-	$3,15 \times 10^5$

127 4 Principaux résultats

128 La simulation est effectuée par la méthode des éléments finis. L'étude numérique comprend quatre cas
 129 d'analyse. Le premier cas concerne le domaine sans nappe phréatique (Le calcul du modèle se fait en 08
 130 phases). Le deuxième cas est l'étude du problème avec la nappe phréatique (Le calcul du modèle se fait
 131 en 09 phases), le niveau de la nappe phréatique initiale est à -3,5 m de la surface. Le troisième cas simule
 132 la remontée de nappe en trois niveaux (Niv1=-43 m, Niv2=-20 m, Niv3=-3.5 m). Le calcul du modèle se
 133 fait en 11 phases (puisque les 08 premières phases sont identiques à ceux du 1^{er} cas on n'illustre que les
 134 trois dernières phases). L'analyse utilise l'élément fini quadratique à six nœuds.



135 **Figure 1.** Déplacements horizontaux du
 136 mur en fonction de profondeur de 1^{ème} cas.
 137

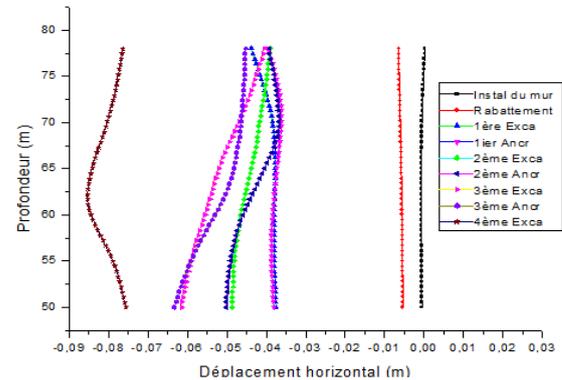
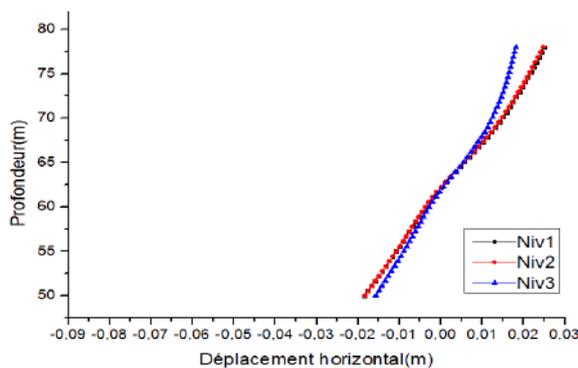


Figure 2. Déplacements horizontaux du
 mur en fonction de profondeur de 2^{ème}



138 **Figure 3.** Déplacements horizontaux
 139 du mur en fonction de profondeur pour 03
 140 niveaux de la nappe de 3^{ème} cas.
 141

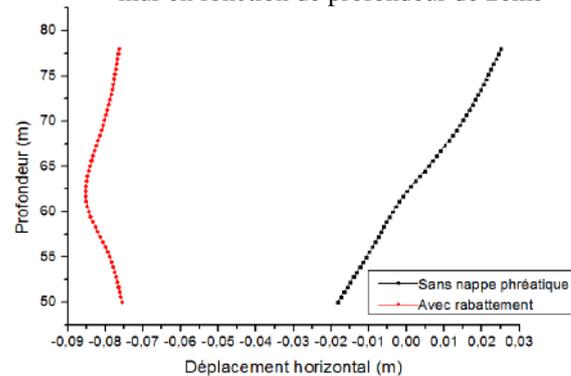
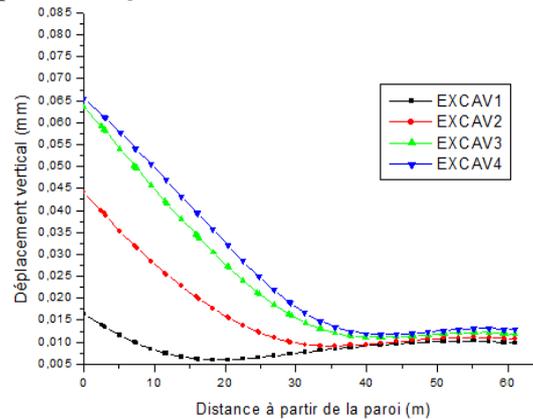


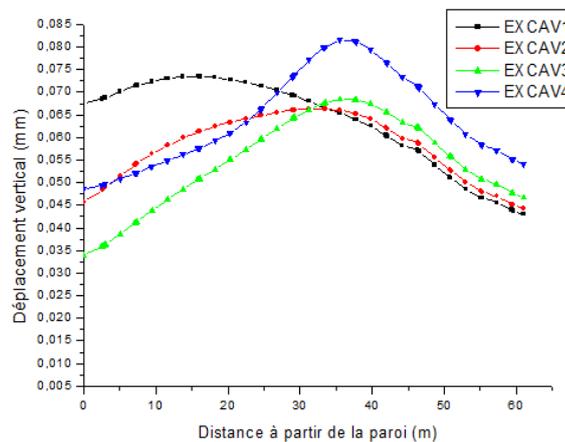
Figure 4. Déplacements horizontaux
 du mur en fonction de profondeur pour la
 4^{ème} excavation de 1^{er} et 2^{ème} cas.

142 En présence de l'eau, la pression interstitielle concerne des conditions extrêmes (entièrement sec ou
 143 entièrement saturé), la distribution est bien connue et ne dépend que de la hauteur de la nappe. Elle est
 144 calculée par le logiciel dans la phase de rabattement de nappe. Pour la paroi de soutènement, il est clair
 145 que le paramètre principal de conception auquel il faut accorder le maximum d'attention est la déflexion
 146 de la paroi de soutènement. On pourra ensuite s'intéresser au tassement de la surface libre du terrain, car
 147 c'est un paramètre important pour l'analyse de l'effet de l'excavation sur les constructions voisines.



148
 149

Figure. 5. Tassement de la surface libre du sol derrière l'écran pour le 1^{ier} cas.



150
 151

Figure. 6. Tassement de la surface libre du sol derrière l'écran pour le 2^{ème} cas.

152 5 Discussion des résultats

153 Les résultats sont illustrés sur les courbes des Figure 1-Figure 4. A travers ces résultats on peut voir
 154 clairement la différence entre la déformée de l'écran lors de toutes les phases de l'exécution de
 155 l'excavation pour chaque cas étudié, cela veut dire qu'il existe plusieurs facteurs influencent le
 156 comportement général de l'excavation et la déflexion de l'écran. Par exemple la déformée de l'écran dans
 157 la 1^{ère} phase (Installation de mur) est très petite, mais juste après la 1^{ère} tranche d'excavation la déformée
 158 devient plus importante dû à la poussée du terrain derrière le mur c.-à-d. une augmentation de la
 159 contrainte horizontale à mesure que l'excavation progresse. On remarque également que l'activation de
 160 l'ancrage après chaque phase d'excavation réduit considérablement le déplacement horizontal surtout en
 161 tête de l'écran. Pour le 1^{er} cas du problème sans nappe (Figure.1.), on remarque que le déplacement
 162 horizontal après excavation reste limité et est relativement important en tête et en bas de l'écran.

163 Le 2^{ème} problème traite le cas de présence de l'eau et rabattement de nappe (Figure.2.). On remarque que
 164 la présence de l'eau et le rabattement de la nappe phréatique a un effet important sur la déformée de
 165 l'écran. Dans ce cas, le niveau de déflexion est élevé comparé au cas sans nappe. Pour le 3^{ème} cas de
 166 remontée de la nappe, on constate que le déplacement horizontal diminue légèrement avec la remontée du

167 niveau de l'eau souterraine en revanche le déplacement vertical (il n'est pas illustré dans ce papier) a
 168 relativement augmenté. Cela peut être dû probablement au soulèvement du sol derrière l'écran.
 169 La Figure 4, fait une comparaison de la déformée de l'écran juste pour la 4^{ème} phase d'excavation du 1^{ier}
 170 et 2^{ème} cas, nous avons remarqué que le déplacement horizontal est très important pour le 2^{ème} cas, ceci
 171 montre bien l'influence de la nappe souterraine même avec rabattement, sur la stabilité de l'ensemble.
 172 Les figures 5 et 6 montrent les déplacements verticaux de la surface libre du sol derrière l'écran pour les
 173 quatre phases d'excavation. Nous avons observé des tassements derrière l'écran dans le 1^{ier} cas pour
 174 toutes les phases d'excavation, tandisque dans le 2^{ème} cas on observe un tassement du terrain pour la 1^{ère}
 175 phase d'excavation puis des soulèvements pour les trois autres phases d'excavation.

176 6 Conclusion

177 Dans ce travail on s'est concentré sur l'étude de l'interaction de la nappe phréatique avec une excavation
 178 profonde pour un sol naturel sableux. L'analyse numérique est basée sur la méthode des éléments finis en
 179 déformation plane (2D). Les résultats obtenus mettent en évidence l'influence importante de la nappe
 180 phréatique sur le comportement général de l'excavation et la déflexion de l'écran. Cette influence existe
 181 même dans le cas de rabattement du niveau de la nappe en particulier, ce qui induit des mouvements dans
 182 le terrain encaissant, et qui peuvent occasionner des dommages au voisinage. Le rabattement de la nappe
 183 phréatique ou la modification des niveaux d'eau peut modifier l'état de la contrainte effective et la
 184 répartition de la pression de l'eau sur l'écran, cela peut influencer sa déflexion en particulier. Cette
 185 première investigation peut conduire à constater que la venue de l'eau et sa remontée dans une excavation
 186 peut être de conséquences redoutables quant à la stabilité de l'excavation elle-même ou de son voisinage.
 187 La présente approche peut être enrichie et appliquée pour analyser des configurations éventuelles de
 188 structures existantes, de terrain non saturé ou de loi de comportement de sol plus complexe. Tous ces
 189 éléments contribuent à la compréhension des phénomènes mobilisés et l'enrichissement des méthodes
 190 d'analyse du risque géotechnique associé aux excavations.

191 Références

- 192 [1] Schuster MJ, Juang CH, Roth MJS, Rosowsky, DV.: Reliability analysis of building serviceability problems
 193 caused by excavation. *Géotechnique*. 58(9), 743–9 (2008).
 194 [2] Goh, K. H., & Mair, R. J.: *Building damage assessment for deep excavations in Singapore and the influence of*
 195 *building stiffness*. *J. Geotechnical Eng.* 42, 1–12 (2011).
 196 [3] Monika Mitew et al.: *A study of displacements of structures in the vicinity of deep excavation*. Warsaw
 197 University of Technology, Institute of Roads and Bridges, 16 Kaczyńskiego St. 1644-9665/©. (2019).
 198 [4] Le Pense S, Arson C, Gatmiri B, Pouya A. *Simulation of the unsaturated Excavation Damage Zone around a*
 199 *tunnel using a fully coupled damage-plasticity model*. Poromechanics V: Proceedings of the fifth biot
 200 conference on poromechanics.p. 2556–65. (2013).
 201 [5] Vo T, Russell AR. *Interaction between retaining walls and unsaturated soils in experiments and using slip line*
 202 *theory*. *J Eng Mech*;143(4):04016120 (2016).
 203 [6] Calin, N., Cristian, R., & Ioan, B.: *Dewatering system of a deep of excavation in urban area–Bucharest case*
 204 *study*. *Procedia Engineering*. 209, 210–215(2017).
 205 [7] Zhou, N.Q., Vermeer, P.A., Lou, R.X., Tang, Y.Q., Jiang, S.M.: *Numerical simulation of deep foundation pit*
 206 *dewatering and optimization of controlling land subsidence*. *Eng. Geol.* 114 (3–4), 251–260 (2010).
 207 [8] Zhang, W., Wang, W., Zhou, D., Zhang, R., Goh, A. T. C., & Hou, Z. *Influence of groundwater drawdown on*
 208 *excavation responses–A case history in Bukit Timah granitic residual soils*. *Journal of Rock Mechanics and*
 209 *Geotechnical Engineering*, 10(5), 856–864 (2018).
 210 [9] Schweiger, H.F.: *Benchmarking, Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering* Graz University of
 211 Technology, Austria. March 2002 / CGG_IR006_(2002).

L'UTILISATION DE L'ANALYSE STATISTIQUE DANS L'EVALUATION GEOTECHNIQUE ET LA COMPREHENSION DES PROPRIETES PHYSIQUES DU SOL NON SATURE

Hafida BOUDRA¹, Mohamed BOUSMAHA¹, Souad BOUROKBA¹, Abdelkader HACHICHI¹, Aicha BOUKHALFA¹

¹ Université des sciences et de la technologie d'Oran

Résumé : La détermination des caractéristiques géotechniques des sols non saturés a longtemps été considérée comme un processus sujet à l'interprétation. Cependant, intégrer une analyse statistique aux données géotechniques mesurées au laboratoire ou in situ peut fournir des informations précieuses sur la variabilité et la distribution des propriétés du sol, ce qui peut être crucial pour la conception et l'évaluation des projets d'ingénierie. Dans cette communication, nous présentons une approche statistique qui offre une évaluation objective de ces caractéristiques, prenant en compte les incertitudes et les variations de mesures. Nous utilisons des concepts statistiques tels que la moyenne, la fréquence, la variance et l'écart type, ainsi que des représentations graphiques comme les histogrammes avec la distribution normale et de test d'hypothèse statistique, pour décrire les propriétés physiques des sols non saturés. Les nombreux avantages de cette méthode devraient encourager les ingénieurs géotechniciens à l'adopter et à l'appliquer de manière étendue dans leurs études.

Mots clés : statistique descriptive, distribution normale, tests statistiques, sol non saturé, caractéristiques physiques.

1. Introduction

Les études statistiques jouent un rôle crucial en géotechnique pour analyser et interpréter les données recueillies lors des investigations géotechniques. Cette branche se concentre sur l'étude des propriétés physiques des sols non saturés ainsi que sur leur interaction avec les structures. Les analyses statistiques permettent de caractériser la variabilité du sol en utilisant des paramètres de dispersion et de déterminer la distribution des propriétés géotechniques à l'aide de méthodes graphiques et de la loi normale (Ozer et al., 2008 ; Sridharan et Nagaraj, 2000 ; Giasi et al., 2003 ; Yoon et al., 2004), contribuent à caractériser de manière fiable le site d'étude.

Par ailleurs, les analyses statistiques sont essentielles pour estimer les paramètres géotechniques difficiles à mesurer directement en utilisant des corrélations et des méthodes d'analyse du moindre carré (Nishida, 1956 ; Bowles, 1976 ; Azzouz, Krizek et Crotis, 1976 ; Wrotis et Wood, 1978 ; Rendon-Herrero, 1980.

En outre, les analyses statistiques aident à interpréter les résultats afin d'obtenir des paramètres géotechniques significatifs. Ces paramètres sont essentiels pour assurer la sécurité et la performance des projets de construction. Cette communication vise à illustrer comment les analyses et les tests statistiques peuvent être utilisés pour évaluer et caractériser les paramètres physiques d'une marne, offrant ainsi une base de données fiable pour la conception et l'exécution des ouvrages géotechniques.

1. Situation de site

Le terrain est situé à Tafraoui exactement dans la zone Hamoul dans la ville d'Oran nord-ouest d'Algérie. Les sondages effectués sur le site ont mis en évidence la série lithologique suivante

Marne verdâtre avec un peu de sable très plastique de 50cm de profondeur par rapport au terrain naturel.

Marne sableuse beige à jaunâtre très plastique. Cette formation est rencontrée directement après la couche de marne verdâtre et jusqu'à la fin des sondages. Les positions de ces sondages sont présentées sur la figure 1.

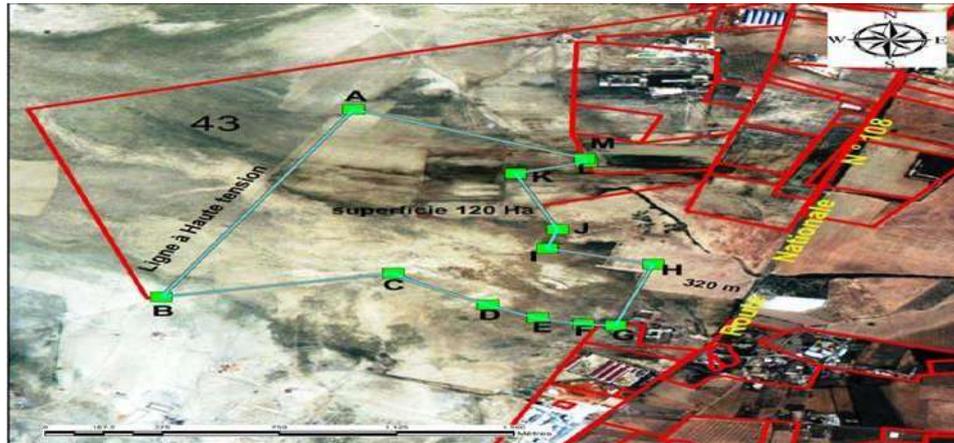


Figure.1 Localisation des positions de sondages sur le site

3. Méthodes utilisées pour l'étude

Le processus de traitement statistique des données géotechniques implique généralement plusieurs étapes pour garantir une évaluation approfondie des risques et une prise de décision éclairée. Cette approche méthodologique est souvent présentée de la manière suivante :

a-Collection des données

La première étape consiste à collecter des données géotechniques pertinentes à partir d'essais de laboratoire et des essais sur le terrain. Les données incluent des paramètres tels que la limite de plasticité, l'indice de plasticité, la teneur en eau et la densité sèche du sol fin non saturé.

b-Exploration des données

Une exploration initiale des données physiques est nécessaire pour identifier les tendances, les valeurs aberrantes et évaluer la distribution des données. Des graphiques et des statistiques descriptives peuvent être utilisés pour cette exploration.

c-Vérification des hypothèses

Dans les études statistiques, il est essentiel de vérifier certaines hypothèses fondamentales, telles que la normalité des données et l'indépendance des observations. Selon les objectifs spécifiques de l'analyse, diverses méthodes statistiques peuvent être appliquées, notamment des analyses de régression, des analyses de variance, ainsi que des statistiques descriptives et des tests d'hypothèses statistiques. Notre étude se concentre particulièrement sur les statistiques descriptives, les tests d'hypothèses et la normalité des données. Le traitement par la distribution normale et la boîte à moustaches est une approche courante pour présenter la répartition des données et détecter les valeurs aberrantes. Pour vérifier si les données suivent une distribution normale, on peut tracer un histogramme des données et comparer la forme de la distribution à celle d'une courbe normale. Si les données sont normalement distribuées, la courbe de l'histogramme devrait correspondre étroitement à la courbe de la distribution normale. Des tests statistiques tels que le test de normalité de Kolmogorov-Smirnov peuvent également être utilisés pour vérifier la normalité des données.

Dans un graphique en boîte à moustaches, la boîte représente le quartile inférieur, le quartile médian et le quartile supérieur des données, tandis que les moustaches s'étendent jusqu'aux valeurs minimale et

maximale, à l'exclusion des valeurs aberrantes. Pour l'analyse statistique, nous avons utilisé le logiciel IBM SPSS Statistics (Statistical Package for the Social Sciences). La figure 2 présente le graphique de la distribution normale et le diagramme en boîte.

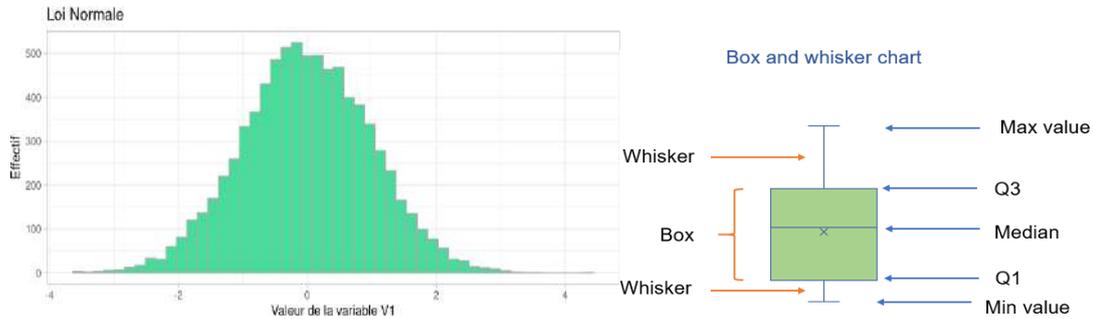


Figure 2. Graphiques de la distribution normale et le digramme en boîte

4. Résultats et discussions

Les données utilisées dans cette étude sont des variables quantitatives (la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la teneur en eau et la densité sèche). Une fois les données collectées on procède à des analyses statistiques.

4.1. Etude statistique descriptive

Le traitement statistique des données quantitatives, également appelées données continues, implique l'utilisation de techniques statistiques spécifiques adaptées à la nature continue des variables mesurées. L'analyse descriptive consiste à calculer les mesures statistiques telles que la moyenne, l'écart-type, la variance, le minimum et le maximum sur un nombre total de N égal à 39 échantillons, dans le but de fournir des informations sur les données du sol non saturé. Le tableau ci-dessous regroupe tous les paramètres de tendance centrale et de dispersion des propriétés physiques de la marne. Ces propriétés sont : La teneur en eau (ω), la densité sèche (G_d), la limite de plasticité (W_p) et l'indice de plasticité (I_p). Ci-dessous sont exposées les formulations des calculs de la moyenne, de la variance et de l'écart type.

$$\bar{x} = \frac{\sum X}{n}, V(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2, \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

Tableau.1 Statistiques descriptives des paramètres physiques

Variable	N	Minimum	Maximum	Moyenne	Écart type	Variance
ω	39	12,20	41,90	23,59	6,33	40,10
G_d	39	1,04	1,98	1,61	0,17	0,03
W_p	39	15,00	39,03	24,54	6,20	38,44
I_p	39	10,40	39,33	23,27	6,56	43,06

Où \bar{x} présente la moyenne

$V(x)$ présente la variance

σ présente l'écart type.

En se basant sur les données du tableau 1, on peut en déduire que :

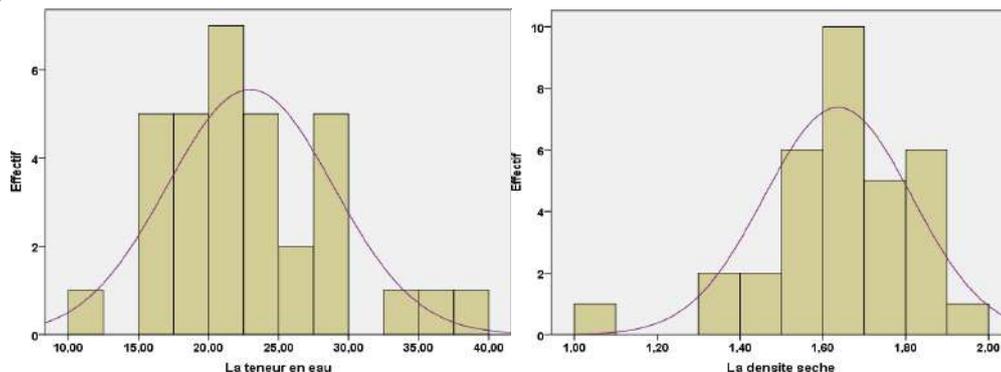
- La teneur en eau (ω) varie de 12,20 à 41,90, avec une moyenne d'environ 23,59. L'écart type et la variance relativement élevés (environ 6,33 et 40,11 respectivement) indiquent une dispersion significative des données autour de la moyenne.
- La densité sèche (**Gd**) présente une variabilité moindre, avec des valeurs allant de 1,04 à 1,98 et une moyenne d'environ 1,62. L'écart type et la variance plus faibles (environ 0,17 et 0,03 respectivement) indiquent une dispersion moins importante par rapport à la moyenne.
- La limite de plasticité (**Wp**) varie de 15,00 à 39,03, avec une moyenne d'environ 24,55. L'écart type et la variance (environ 6,20 et 38,44 respectivement) suggèrent une dispersion significative des données autour de la moyenne.
- L'indice de plasticité (**Ip**) montre une variabilité similaire à la teneur en eau et à la limite de plasticité, avec des valeurs allant de 10,40 à 39,33 et une moyenne d'environ 23,27. L'écart type et la variance (environ 6,56 et 43,07 respectivement) indiquent une dispersion importante des données.

1.1. Présentation graphique des données géotechniques

Pour représenter graphiquement la distribution et les tendances des données des marnes, on fait usage de graphiques tels que l'histogramme et le diagramme en boîte (box plot). La figure 3 présente les histogrammes des caractéristiques physiques, où l'effectif représente le nombre total d'échantillons de sol prélevés et testés. Et les diagrammes en boîtes (boîtes à moustaches) sont présentés sur la figure 4.

La figure ci-dessous indique que :

- La distribution de la teneur en eau semble suivre approximativement une distribution normale, avec une moyenne de 23,59 et un écart type de 6,33. Cela indique que la plupart des échantillons se situent autour de la moyenne, avec une dispersion relativement élevée autour de cette valeur. La variance est de 40,10, ce qui confirme la variabilité observée.
- La distribution de la densité sèche montre également des caractéristiques d'une distribution normale, bien que cette propriété semble moins variable que la teneur en eau, avec un écart type de 0,17 et une variance de seulement 0,03. Cela suggère que la plupart des échantillons sont assez proches de la moyenne de 1,61.
- La distribution de la limite de plasticité semble également se rapprocher d'une distribution normale, avec une moyenne de 24,54 et un écart type de 6,20. La variance est de 38,44, indiquant une dispersion modérée des valeurs autour de la moyenne.
- La distribution de l'indice de plasticité semble également suivre approximativement une distribution normale, bien que légèrement plus étalée, avec un écart type de 6,56 et une variance de 43,06. Cela suggère une dispersion relativement importante des valeurs autour de la moyenne de 23,27.



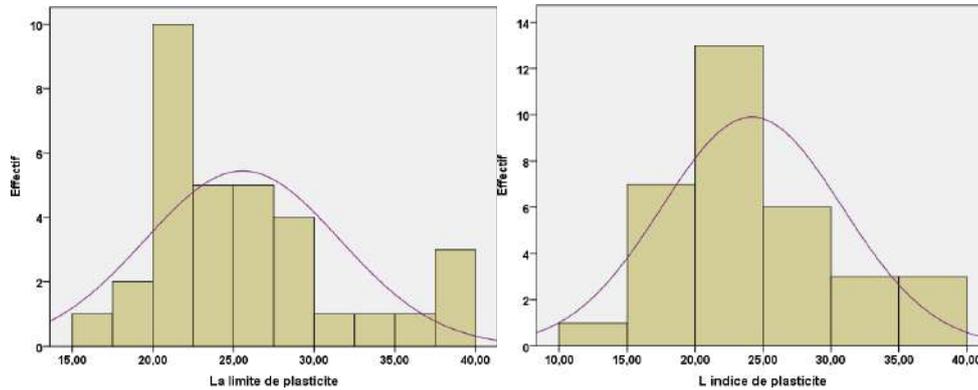


Figure 3. Histogrammes de la teneur en eau, la densité sèche, la limite de plasticité et l'indice de plasticité

La figure 4 présente les boîtes à moustaches de la teneur en eau, la limite de plasticité, l'indice de plasticité et la densité sèche. Le graphique en boîte à moustaches (boxplot), fournit une interprétation de la distribution des données physiques des marnes. La ligne centrale à l'intérieur de la boîte représente la médiane. C'est la valeur qui divise l'échantillon en deux parties égales, les extrémités de la boîte présente le quartile inférieur et le quartile supérieur et les moustaches s'étendent jusqu'aux valeurs extrêmes des données. D'après les graphiques des boîtes à moustaches, on observe une symétrie entre les interquartiles ainsi qu'une médiane positionnée au centre des boîtes pour la teneur en eau, la densité sèche, la limite de plasticité et l'indice de plasticité. Cette symétrie suggère une distribution équilibrée des données. Ces observations peuvent être corroborées par des tests statistiques.

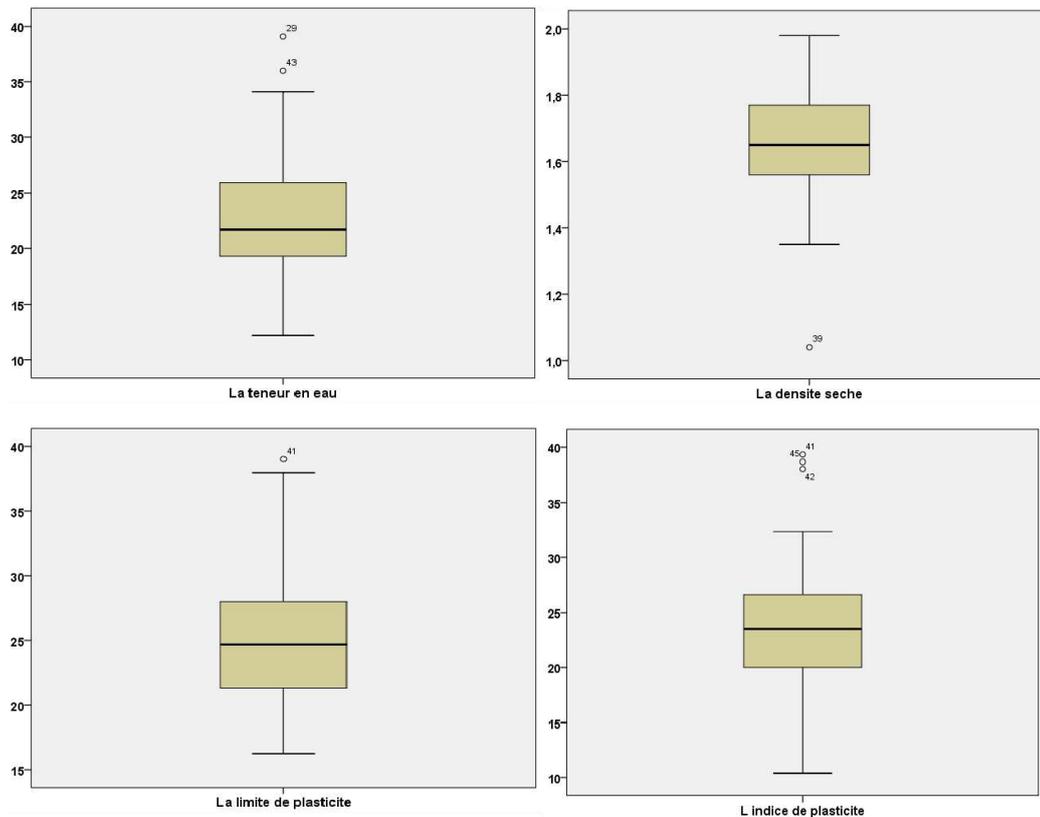


Figure 4. Diagrammes en boîtes de la teneur en eau, la densité sèche, la limite de plasticité et l'indice de plasticité

4.3. Tests statistiques

Pour confirmer l'observation suggérée par la représentation graphique selon laquelle les données suivent une distribution normale, nous allons utiliser le test statistique de normalité, en l'occurrence le test de Kolmogorov-Smirnov. Ce dernier est un test distinct utilisé pour évaluer si un échantillon suit une distribution normale. En revanche, un seuil de risque est souvent associé au niveau de signification. Le seuil de risque, est une valeur critique utilisée dans les tests statistiques pour prendre des décisions. Plus formellement, les données suivent une distribution normale si le seuil de risque des résultats obtenus (p) est supérieur au seuil de risque fixé. La valeur utilisée dans cette étude est (5%). Les résultats du tableau 2 montre que :

- La teneur en eau suit une distribution normale avec un degré de signification de 0.114 supérieurs à 5%.
- La limite de plasticité suit une distribution normale avec un degré de signification de 0.200 supérieurs à 5%.
- L'indice de plasticité suit une distribution normale avec un degré de signification de 0.131 supérieurs à 5%.
- La densité sèche suit une distribution normale avec un degré de signification de 0.051 supérieurs à 5%.

Les résultats indiquent que tous les paramètres physiques suivent une distribution normale, ce qui est favorable pour les estimations et les prévisions ultérieures.

Tableau 2. Tests de normalité Kolmogorov-Smirnov

Variable	Valeur de p
ω	0,114
Gd	0,051
Wp	0,200
Ip	0,131

1. Conclusion

Dans cette étude, des analyses statistiques ont été effectuées sur les propriétés physiques en utilisant une base de données composée de 39 échantillons de marne provenant de la région d'Oran. Les résultats ont montré que :

- La variabilité significative des paramètres statistiques des données physiques indique la présence d'une grande quantité d'informations. Cette variabilité peut être observée à travers plusieurs mesures telles que l'écart type, la variance et l'étendue des données.
- Les représentations graphiques fourniraient une visualisation des distributions de chaque variable, ce qui pourrait aider à comprendre la tendance centrale, la dispersion et la forme de la distribution des données.
- La représentation de la teneur en eau (ω) montre une distribution relativement symétrique autour de la moyenne, avec la majorité des observations centrées autour de la moyenne.
- La densité sèche (Gd) a une distribution étroite et relativement symétrique, étant donné la faible variance et l'écart type. Les observations sont centrées autour de la moyenne.
- La limite de plasticité (Wp) montre une distribution plus étalée, étant donné la variance relativement élevée.
- L'indice de plasticité (Ip) pourrait également présenter une distribution plus étalée.

- Les propriétés physiques présentent une preuve significative de continuité et de normalité à un niveau de confiance de 5% lorsque on utilise le test de Kolmogorov-Smirnov, cela suggère

que les données sont vraisemblablement distribuées de manière normale. Cette constatation peut être utile pour de futures analyses et prévisions.

Les analyses statistiques fournissent un cadre analytique puissant pour comprendre et interpréter les données géotechniques. Leur utilisation permet d'obtenir des informations essentielles pour la prise de décision et la planification efficace de projets dans le domaine géotechnique.

Références

1. Azzouz, A.S., Krizek, R.J., and Corotis, R.B. (1976). Regression analysis of soil compressibility. *Soils and Foundations*, 16(2): 19–29.
2. Benbouras M.A. (20017). A review of artificial neural networks used for estimating mechanical soil parameters. Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construction, Urbanism, URBAN-INCERC.
3. Bonitzer, Jacques, et al. (1983). *L'emploi des statistiques*. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
4. Bowles, J.E. (1989). *Physical and geotechnical properties of soils*. McGraw-Hill Book Company Inc., New York.
5. Chapeau, C., Dembicki, E., Kurek, N., Marbach, G., & Monnet, J. (2003). Analyse statistique d'essais pressiométriques pour l'étude de la variabilité des sols du tunnel de la rocade Nord de Grenoble. *Revue. Volume X – n° x/année, pages 1 à 10*.
6. Lahlah, Z. (2015). *Traitement statistique des données géochimiques du secteur de Sidi Bettour (Ténès, Algérie)*. Doctoral dissertation.
7. Myers RH (1990). *Classical and modern regression with applications*, 2nd edn. Pws-Kent Publishing Company, Boston.
8. Nagaraj HB (2000). *Prediction of engineering properties of fine-grained soils from their index properties*. PhD Thesis, Indian Institute of Science, Bangalore.
9. Ozer, Mustafa, Nihat S. Isik, and Mehmet Orhan (2008). Statistical and neural network assessment of the compression index of clay-bearing soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67.
10. Sridharan, A., and Rao, G.V. (1971). Effective stress theory of shrinkage phenomena. *Canadian Geotechnical Journal*, 8: 503–513.
11. Spagnoli, Giovanni, and Satoru Shimobe (2023). Statistics of Atterberg limit values of some pure kaolinitic clays. *Geomechanics and Geoengineering*, 18(2): 105-120.
12. Zhang, Pin, et al. (2021). Intelligent modelling of clay compressibility using hybrid meta-heuristic and machine learning algorithms. *Geoscience Frontiers*, 12(1): 441-452.

PHYSICOCHEMICAL AND MECHANICAL BEHAVIOR OF SABKHA SOIL: A CASE STUDY

Imed BENREBOUH¹, Abdelghani MERDAS², Ilyas HAFHOUF¹, Abdellah DOUADI¹, Abderrahim MEGUELLATI²

¹ Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University Ferhat Abbas Setif 1, Setif

² URME, UFAS1

Abstract. Sabkha soils, in their natural state, are considered non-suitable construction materials due to their poor geotechnical characteristics under moisture fluctuations. The presence of weakly natural salts within the sebkha profile in terms of quantity is known to be different throughout the year depending on the interaction of shallow groundwater and evaporation rate.

A laboratory experimental study was conducted on three sabkha soils taken from Ain M'lila province with varying salinity levels —highly saline soil (summer), moderately saline soil (spring), and slightly saline soil (winter)— collected to investigate the effects of salinity on their physicochemical and mechanical properties. Grain size distribution analysis showed a decreasing silt fraction (0.06-0.01 mm) with increasing salinity from slightly to highly saline soil, indicating preferential coating of silt grains by soluble salts like halite and gypsum over sand grains. In addition, the salinity had a clear effect on the sebkha strength. The unconfined compressive strength of highly saline soil increased from 34 kPa to 200 kPa after compaction at optimum moisture content, while moderately and slightly saline soils showed higher UCS of 580 kPa and 1100 kPa for the same water content, respectively. As a result, sabkha soils show a shift in failure behavior from ductile to more brittle as salinity decreases. This transition is evidenced in the stress-strain curves. Moreover, scanning electron microscopy revealed that highly saline soil had a denser structure as compared to slightly saline soil due to the cementing role of natural cementing of halite and gypsum between silt particles in the former soil, which dissolved on wetting, creating voids and sharply reducing strength from 1100 kPa to 200 kPa. Finally, with decreasing salinity in soil from 23.20 dS.m⁻¹ to 2.55 dS.m⁻¹, the pH increased from 6.79 to 8.17, indicating the acid effect of salts but this pH range remained sebkha soils in the neutral range.

Keywords: UCS, Saline soil, Sabkha soil, SEM.

1 Introduction

Problematic soils are widespread throughout the world and cause serious damage to civil engineering works. Collapsible soils are a type of undesirable soil. Houston et al. (2001) identified collapsible soils as the most problematic geomaterial in the context of geotechnical engineering. Sabkha soil is known as an unsaturated collapsible soil. The high soluble salt content and low clay content caused the soil particles to aggregate with a macroporous structure. In dry conditions, the cementing salt phases are stiff and contribute to the strengthening of the soil structure, while the high void ratio and exposure to water accelerate the flow of water, resulting in the dissolution of the crystalline phase of the salt and the disappearance of the cementing particles, leading to a significant reduction in strength. Many studies have investigated the geotechnical behavior of saline soils. Ying et al. (2021) showed that the compaction characteristics are rather similar for different salinities due to the low clay fraction and its mineral composition; thus, the effect of salinity on the diffuse double layer is generally weak. In a recent study, Li and Yang (2024) pointed out that increasing chloride content in soil results in more obvious agglomeration of soil particles. Hafhouf et al. (2022) investigated the impact of salinity and drying-wetting cycles on the strength of the same tested sebkha soil. The study found that after four drying-wetting cycles (i.e. leaching process), the salinity decreased from 16.3 dS.m⁻¹ to 3.8 dS.m⁻¹. Additionally, the strength of the soil at wopt decreased approximately by half, from 325 kPa to 175 kPa, compared to the strength after one drying-wetting cycle. Modmoltin et al. (2004) showed that soil salt can reduce the detrimental effect of organic matter on the strength of lime and cement-treated soils. Li et al. (2016) investigated the effect of chloride salt on the physical and mechanical behavior of coastal saline soils and concluded that salt content has little effect on in-situ compaction, but has a detrimental effect on unconfined compressive and shear strength. Xing et al (2009) showed that Cl⁻, Mg²⁺, and SO₄²⁻ have a negative effect on the strength properties of saline soils, with chloride having the greatest effect, followed by magnesium and sulfate. However, the microstructure determines the macrostructural behavior of the soil. Foncea et al. (2006) found that the behavior of saline soils is strongly influenced by the natural soil structure, in addition to salinity. The study identifies two main structures: i) the macro-porous structure, consisting of granular-sized particles bonded by natural cementing agents, which facilitates water percolation and promotes solubility; and ii) the micro-porous structure, which has low permeability due to the matrix structure.

The studies mentioned above show a disagreement among scholars regarding the effect of salinity (positive or negative), particularly on strength behaviour. However, variations in salinity levels have a clear effect on the physical and mechanical characteristics of soils. While most scholars have focused on the effect of a single salt, in field conditions, the interaction between many types of salts is mostly encountered. This study aimed to investigate the effect of salinity, specifically salt concentration, on the physical, chemical, and mechanical properties of chloride-sulfate soil. Additionally, microstructural analysis using SEM was conducted to elucidate the effect of cementing salt phases and correlate the micro-structural to macro-structural behavior.

2 Materials and Methods

Samples were collected from the Tin silt sebkha located in Ain M'lila using a hydraulic excavator at a depth of 1-2m from the surface during three different seasons: summer, spring, and winter. This resulted in three different soil salinity levels: highly saline soil (HSS), moderately saline soil (MSS), and slightly saline soil (LSS). The classification of salt-affected soils is provided by the US Salinity Laboratory Staff (1954). The samples were subsequently air-dried, crushed with a plastic hammer, and then sieved through a 2mm sieve.

Ying et al. (2022) found that the salinity effect on the Atterberg limits of soil with a low clay fraction is insignificant. Therefore, Table 2 presents only the geotechnical characteristics of the HSS. The latter is classified as Lean Clay (CL) according to USCS standards. Table 1 shows the chemical composition of the HSS, indicating the predominant presence of Cl^- (3585 mg.l^{-1}) and SO_4^{2-} (4704 mg.l^{-1}) ions as indicators of halite and gypsum phases. Loyer (1991) classifies soil with a pH of 6.79 as a neutral chloride-sulphate soil. It should be noted that the impact of salinity levels on soil compaction characteristics, specifically δ_{dopt} and w_{opt} , is negligible. This finding is consistent with that of Ying et al. (2022). Therefore, all three types of soil are compacted at their optimum water content, which is the same water content.

Table 1. The chemical composition of the soluble salt content of HSS

ECe (dS.m^{-1})	Salinity (g.l^{-1})	pH	Soluble Salt content in soil extract (mg.l^{-1})						
			Na^+	K^+	Ca^{+2}	Mg^{+2}	HCO_3^-	Cl^-	SO_4^{2-}
23.2	14.84	6.79	2323	50	391.2	156.5	10	3585	4704

Table 2. The geotechnical characteristics of HSS.

Soil parameters	Methods	Values
Liquid limit LL		34.00
Plastic limit PL	(ASTM D4318-00, 2000)	17.300
Plasticity index PI		16.70
$\leq 2 \text{ mm}$ fraction (%)	(NF P94-056, 1996)	98
$\leq 80 \mu\text{m}$ fraction (%)		68
$\leq 2 \mu\text{m}$ fraction (%)	(NF P94-057, 1992)	3
USCS	(ASTM D2487-00, 2000)	CL

3 Results and discussion

3.1. Granulometry

Figure 1 shows the grain size distribution curves (GSDC) of sebkha soil with different salinity levels. The salinity of the soil had a clear effect on the GSDC, with a non-convergent trend in the silt grain range observed. This effect

was more pronounced between the LSS and HSS. Specifically, 70% of grains had a diameter $< 60 \mu\text{m}$ for both LSS and HSS. However, for LSS and HSS, respectively, 57% and 38% of grains had a diameter $< 20 \mu\text{m}$. Thus, the LSS has 19% more grains with a diameter $< 20 \mu\text{m}$ than HSS. To this end, as the HSS contains a high content of halite and gypsum, these salts play a cementing role between HSS particles, while the dissolution of these mineral salt phases causes the aggregates to become smaller or even disintegrate completely, increasing the proportion of finer particles. However, the presence of soluble salts, such as halite and gypsum, in silt particles rather than sand grains is due to the relatively higher specific surface area of silt particles. This increases the probability of exposure to natural salt cementing. It is worth noting that the tested soil has a low clay content; therefore, the effect of salt on clay particles is not noticeable. Li et al. (2016) found that an increase in chloride salt increased grains having diameter $> 2 \mu\text{m}$ due to salt crystallization and flocculation induced by the salt solution.

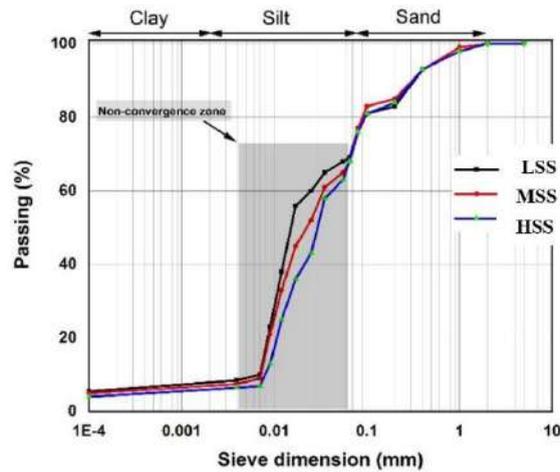


Figure 1. The grain size distribution curves of the three sabkha soils.

3.3. Stress-strain curves of unconfined strength tests

Figure 2 shows the stress-strain curves after UCS testing for different salinities of Sebkhia soil. Stress-strain behaviour was observed in each soil with a decrease in peak strength before failure. The salinity of the soil had a significant effect on the ductile behaviour, with increasing salinity resulting in more pronounced ductile behaviour. This means that the maximum peak strength corresponds to a greater axial strain. For the same water content and increasing salt content (i.e. halite and gypsum), more solid particles in the soil skeleton corresponding to salt phases are transformed into fluid due to the higher solubility of halite and lower solubility of gypsum, resulting in disturbed soil structure and soft behaviour. In LSS, however, the dissolution phases are almost negligible due to the low salt content. Therefore, the stiffer phase appears as a prominent peak in the blue plot.

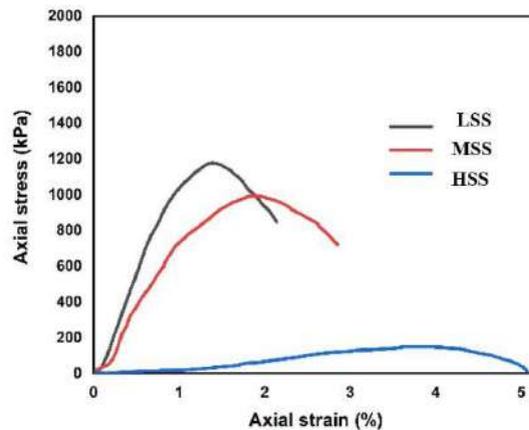


Figure 2. The stress-strain curves of compacted three sabkha soils.

3. 4. Unconfined compressive strength

Figure 3 shows the peak strength and corresponding axial strain at the failure state for different salinity levels. The peak strength represents the unconfined compressive strength (UCS), while the slope line before failure represents the stiffness. Both the UCS and stiffness increased as salinity decreased. For instance, the UCS is 200 kPa for high salinity levels (HSS), while it is 580 kPa and 1100 kPa for medium salinity levels (MSS) and low salinity levels (LSS), respectively. The maximum strain showed opposite results. For instance, the strain was $\varepsilon=2.3\%$ for LSS, while it was $\varepsilon=4.2\%$ and $\varepsilon=4.7\%$ for MSS and HSS, respectively. However, the variations in both UCS and the corresponding strain at failure are more pronounced when the salinity decreases from MSS to LSS. This indicates that decreasing salinity from 8.30 dS.m^{-1} to 2.55 dS.m^{-1} has a more significant effect on the strength than decreasing salinity from 23.2 dS.m^{-1} to 8.30 dS.m^{-1} . In other words, the salt phases in the MSS (i.e., $\text{EC}=8.30 \text{ dS.m}^{-1}$) are mostly composed of gypsum, as halite is highly soluble. Therefore, gypsum has a significant impact on strength and stiffness, while its interaction with halite has a lesser effect. In field conditions, the MSS should be given more attention due to its high susceptibility to resistance diminution when exposed to the leaching process.

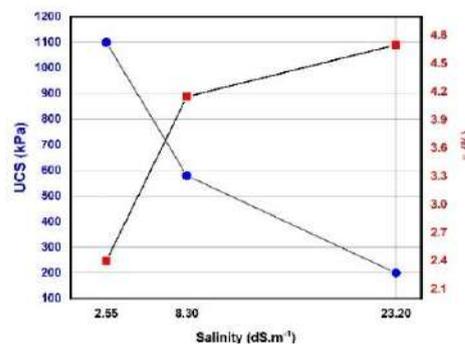


Figure 3. The peak strength and axial deformation of compacted three sabkha soils.

3. 5. Chemical analysis

Seasonal climatic conditions significantly affect soil salinity. The solubility of salt phases is primarily influenced by the type of salt and its degree of crystallisation, as well as the natural soil structure (Foncea et al., 2006). In this case, the tested soil has a high concentration of chloride, which is a highly soluble salt. As a result, this soluble phase will migrate and transform to the soil surface through capillary force and evaporation mechanisms, leading to a decrease in soil salinity. Additionally, gypsum has a lower solubility rate. Table 3 displays the pH variations at different salinity levels. An increase in salinity resulted in a decrease in pH, indicating the acidity effect of salt phases. However, the soil pH variations are more pronounced when salinity increases from 8.30 dS.m^{-1} to 23.2 dS.m^{-1} . The HSS (i.e., $\text{CE}=23.2 \text{ dS.m}^{-1}$) contains a high concentration of chloride, which significantly affects soil acidity. However, when the salinity ranged from 23.20 dS.m^{-1} to 2.55 dS.m^{-1} , the pH value also varied from 6.79 to 8.17, resulting in a neutral environment for the sebkha soil.

Table 3. The chemical analysis of compacted three sabkha soils.

CE (dS.m ⁻¹)	pH	Salt content (g.l ⁻¹)
23.20 (HSS)	6.79	14.24
8.30 (MSS)	8.03	5.31
2.55 (LSS)	8.17	1.29

3. 6. Microstructural analysis (SEM)

In Figure 4, (a) in the HSS, the crystalline salt phases are noticeable. The chemical composition indicates that the HSS soil is chlorine-sulfate, so halite and gypsum are the predominant compounds. Halite is generally a white platelet, unlike gypsum, which is random in shape and size. A denser structure is formed by aggregates of soil particles under the cementation of halite and gypsum. However, LSS revealed micropores between aggregates, probably due to the

low clay fraction. In conclusion, the higher the salt content, the denser the structure, and exposure to water will disrupt the cementing bonds and leach some of the salt from the soil surface. The leaching process will create a porous structure and a rearrangement of particles will occur, resulting in a shift in strength.

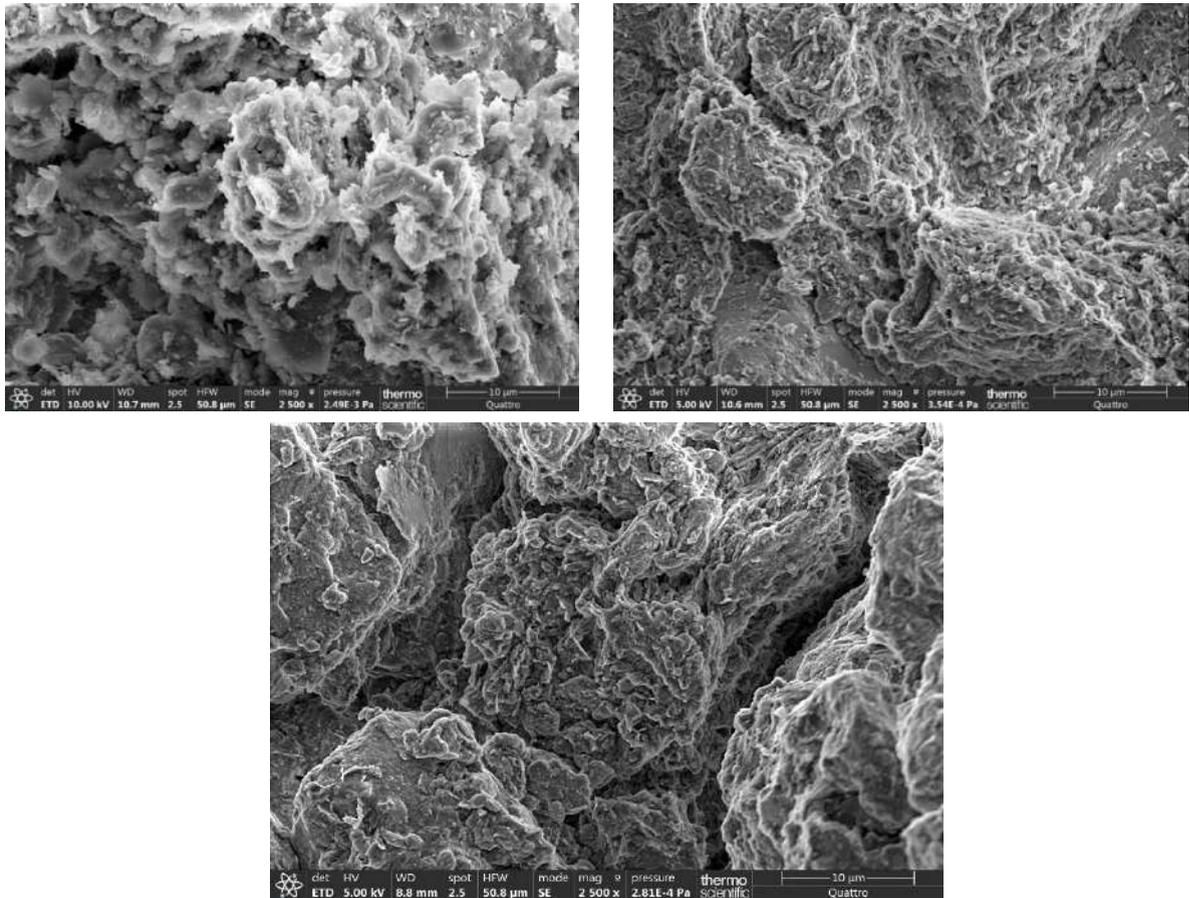


Figure 4. SEM of compacted three sabkha soils: (a) HSS, (b) MSS and (c) LSS

4 Conclusion

This experimental study was focused on an investigation of the physicochemical and mechanical behavior of sabkha soil from the Ain M'lila region. Granulometric and Proctor tests were carried out first. The UCS is a crucial parameter to evaluate the strength so the compressive strength was conducted after that the pH and the CE were measured. In addition, as the microstructure determines the macrostructure behavior microstructural analysis SEM was used. The following conclusion can be drawn:

- The silt particle distribution curve is significantly affected by salinity, unlike sand grains. The halite and gypsum are connected to finer aggregates
- An increase in salinity at the same water content (i.e. w_{opt}) in the sabkha of Ain M'lila results in increased ductile behavior. HSS exhibits ductile behavior while LSS exhibits stiffer behavior.
- An increase in salt content at the same water content disrupts the resistance of sabkha soil. Gypsum has a significant effect on the strength and stiffness of soil. However, its interaction with halite reduces this effect. The unconfined compressive strength (UCS) of compacted LSS is 5.5 times higher than that of HSS.
- The soil acidity increases with salinity, and halite has a greater effect on sabkha soil pH compared to gypsum.
- The denser structure of HSS in dry conditions will collapse as soon as it is exposed to water, resulting in a decrease in strength.

References

- [1] Houston SL, Houston WN, Zapata CE, Lawrence C. *Geotechnical engineering practice for collapsible soils*. In: Toll DG, editor. *Unsaturated Soil Concepts and Their Application in Geotechnical Practice* [Internet]. Dordrecht: Springer Netherlands; 2001 [cited 2023 Dec 20]. p. 333–55.
- [2] Ying Z, Cui YJ, Benahmed N, Duc M. *Salinity effect on the compaction behaviour, matric suction, stiffness and microstructure of a silty soil*. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2021;13(4):855–63.
- [3] Li H, Yang M. *Study on unconfined compressive strength and deformation characteristics of chlorine saline soil*. *Sci Rep*. 2024;14(1):1478.
- [4] Hafhouf I, Bahloul O, Abbeche K. *Effects of drying-wetting cycles on the salinity and the mechanical behavior of sebkha soils*. A case study from Ain M’Lila, Algeria. *Catena*. 2022;212:106099.
- [5] MODMOLTIN C, Jiang LU, ONITSUKA K. *Influence of humic acid and salt concentration on lime-stabilized ariake clays and microstructure research*. *Chin J Geotech Eng*. 2004;26(2):281–6.
- [6] Li M, Chai S, Du H, Wang C. *Effect of chlorine salt on the physical and mechanical properties of inshore saline soil treated with lime*. *Soils Found*. 2016;56(3):327–35.
- [7] Xing H, Yang X, Xu C, Ye G. *Strength characteristics and mechanisms of salt-rich soil–cement*. *Eng Geol*. 2009;103(1–2):33–8.
- [8] Foncea C, Acevedo P, Olguin R. *Geotechnical characterization of saline soils*. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* [Internet]. IOS Press; 2005 [cited 2023 Dec 20]. p. 503–6.
- [9] Staff USL. *Diagnosis and improvement of saline and alkali soils*. *Agric Handb*. 1954;60:83–100.

SHEAR BEHAVIOR OF CEMENTED SAND: EFFECT OF CEMENT CONTENT

Fatma Zohra CHAMMA¹, Abdelhamid FLITTI¹, Mehdi Missoum BENZIANE¹, Nouredine DELLA¹

¹University of Hassiba benbouali-Chlef, LSME

email: f.chamma22@univ-chlef.dz

Abstract : In recent years, engineers have shown a major interest in using cement as a stabilizer in different geotechnical applications: ground improvement, road construction, and foundation engineering. This research presents an experimental investigation, which aims to evaluate the effect of cement on the shear behavior of Chlef sand. Tests were carried out using a direct shear box on three sand-cement mixtures ($C_c = 5\%$, 7.5% , 10%). The specimens were prepared at a relative density of 80% and an initial water content of 10% and were cured for 7 days. Each mixture was subjected to normal stresses of 50 kPa, 100 kPa, and 200 kPa and there was no immersion in water. It was revealed that the maximum shear strength increases significantly with the increase of cement content, the results obtained are 283.58 ; 393.28 ; and 469.36 kPa for $C_c=5\%$; 7.5% ; and 10% respectively. The findings also indicate an increase in the cohesion and the dilation phase of the sand-cement mixture as well as a reduction in its internal friction angle with increasing cement content.

Keywords: sand, cement, shear strength, direct shear box.

Résumé : Ces dernières années, les ingénieurs ont montré un intérêt majeur pour l'utilisation du ciment comme stabilisant dans différentes applications géotechniques. Cette recherche présente une étude expérimentale qui a pour but d'évaluer l'influence de ciment sur le comportement au cisaillement de sable de Chlef. Des tests ont été effectués à la boîte de cisaillement directe sur trois mélanges de sable-ciment ($C_c=5\%$; $C_c=7.5\%$; $C_c=10\%$). Les échantillons ont été préparés à une densité relative de 80% et une teneur en eau initiale de 10% et un temps de cure de 7 jours. Chaque mélange a été soumis à une contrainte normale de 50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa et sans immersion dans l'eau. Il a été révélé que la résistance au cisaillement maximale augmente respectivement avec l'augmentation des pourcentages de ciment, les résultats obtenus sont 283.58 ; 393.28 ; 496.36 kPa pour $C_c=5\%$; 7.5% ; et 10% respectivement. Les résultats indiquent également une augmentation de la cohésion et de la phase de dilatation du mélange sable-ciment ainsi qu'une réduction de son angle de frottement interne avec l'augmentation de la teneur en ciment.

Mots-clés : sable, ciment, résistance au cisaillement, boîte de cisaillement direct

1) Introduction :

Faced with the growth of humanity and its urban activities, the need to treat or improve soils, hitherto neglected due to their poor properties, and to make them buildable has become an imperative necessity. Soil improvement is a technique that consists of enhancing the soil's engineering properties in poor ground conditions to meet the required performances and ensure the stability of infrastructures (Adda et al, 2022). Soil improvement techniques vary and can be classified into physical, hydraulic, mechanical, and chemical methods or modified by inclusions (Khajeh et al, 2020). In the case of granular soils, soil improvement can be achieved through different means such as Vibro-flotation, compaction piles, compaction with explosives, excavation and replacement, wellpoint system, treatment with hydraulic binders (cement, lime, etc.), grouting and the incorporation of geosynthetics (geotextile, geocell, fibers) (Briçon et al, 2011, Boutouba et al., 2019; Bennessalah et al., 2016;). In geotechnical engineering, chemical stabilization using cement is the most traditional method. Several researchers reported that the addition of cement to soils leads to an increase in resistance, a reduction of permeability as well as settlement reduction, and an improvement of bearing capacity (Coop et al., 1993; Consoli et al., 1998; Schnaid et al., 2001; Asghari et al., 2003; Haeri et al., 2006; Sharma et al., 2011; Baxter et al., 2011;

Heathcote et, 1994). (It was also found that the behavior of the sand-cement matrix is complex and is affected by numerous factors related equally to the soil as well as the binder, such as the physical-chemical properties of the soil, the amount of cement and moisture of the mixture, temperature, the relative density, and the normal stress (Consoli et al. 2007; Festugato et al. 2018 Boutouba et al. 2019).

The objective of this study is to investigate the influence of cement content of densified chlef sand on shear strength, cohesion, and internal friction angle of treated and untreated samples. A series of shear box tests were carried out on treated and untreated samples at a moisture content of 10%, samples were tested under three normal stresses 50; 100; and 200kPa.

2) Materials and Methods

2.1. Materials

a) Sand

The sand used in the present study was collected from the Chlef river banks in the north of Chlef (Algeria). It is classified as poorly graded sand (SP). The engineering properties of Chlef sand are given in Table 1.

Table1. Engineering properties of Chlef sand.

Sand Properties	Value	Sand Properties	Value
Medium grain size, D_{50} (mm)	0,46	Mean specific gravity, G_s (.)	2,688
Maximum diameter, D_{max} (mm)	2.00	Maximum void ratio, e_{max} (.)	1,058
Coefficient of uniformity, C_u (.)	4,09	Minimum void ratio, e_{min} (.)	0,636
Coefficient of curvature, C_c (.)	1,30		

b) Cement:

The cement used in this study is composed Portland cement CEM II/B-L class 32,5 according to EN 197-1; with a density of 3,1. The chemical and mineralogical characteristics of the cement are shown in Table 2. The mixture of soil and cement is introduced into a kneader for 2 minutes while adding appropriate water content.

Table2. Chemical and mineralogical composition of cement

Chemical composition (%)		Mineralogical composition (%)	
NA5042(%)	13±2	C3S(%)	60±3
SO3(%)	2,5±0,5	C3A(%)	7,5±1
MgO(%)	1,7±0,5		
NA5042(%)	0,02±0,04		

2.2. Sample preparation and tests procedures

To achieve the main objective of this study, a series of tests were carried out, on Chlef sand mixed with different contents of cement (5%, 7.5% and 10%), using a square shear box having plan dimensions of 60

mm on 60 mm. The initial height of the samples was 20 mm. The three sand-cement mixtures were prepared at a relative density of 80% and a moisture content of 10%.

The production of cement-treated sand samples was done first by mixing, sand, cement and water in specific amounts determined in advance. The cement, sand grains and water mixture were stirred until the materials were completely merged to form a uniform paste, then the mix was poured into a mold and left to be cured for 7 days at room temperature of $35^{\circ}\pm 3$. The mixture was then removed and placed directly into the direct shear testing apparatus.

The sample was then subjected to a vertical load using slotted steel weights. Each mixture was tested under three different normal stresses 50 kPa, 100 kPa and 200 kPa.

The sample was left under the effect of normal load for a few moments until the vertical displacement stabilizes, after which the sample was sheared at a constant rate of 1 mm/min until a horizontal displacement of about 7.5 mm was obtained. The shear rate was kept constant for all tests.

3) Results and discussion:

Figures 1 shows the evolution of shear strength τ (kPa) as a function of the horizontal displacement δH (mm) of untreated and treated sand samples with different percentages of cement under three different normal stresses $\sigma_n = 50, 100$ and 200 kPa at a dense state ($Dr = 80\%$).

It can be noticed that the shear stress (τ) of untreated sand increases until reaching a peak, located between 3.5 and 5.5 mm of horizontal displacement (δh), after which the variation in τ values becomes less significant with the evolution of δh .

The treated samples compared to sand show a sharp increase in shear stress at the beginning of the test and after reaching a maximum value a remarkable decrease in stress values is noticed.

It can also be seen that the maximum shear strength values obtained for treated samples with cement are much higher than those obtained for untreated samples. These values are accentuated with an increase in cement percentage and normal stress. This higher strengthening effect is a result of resulting in an improvement in inter-particle cohesion.

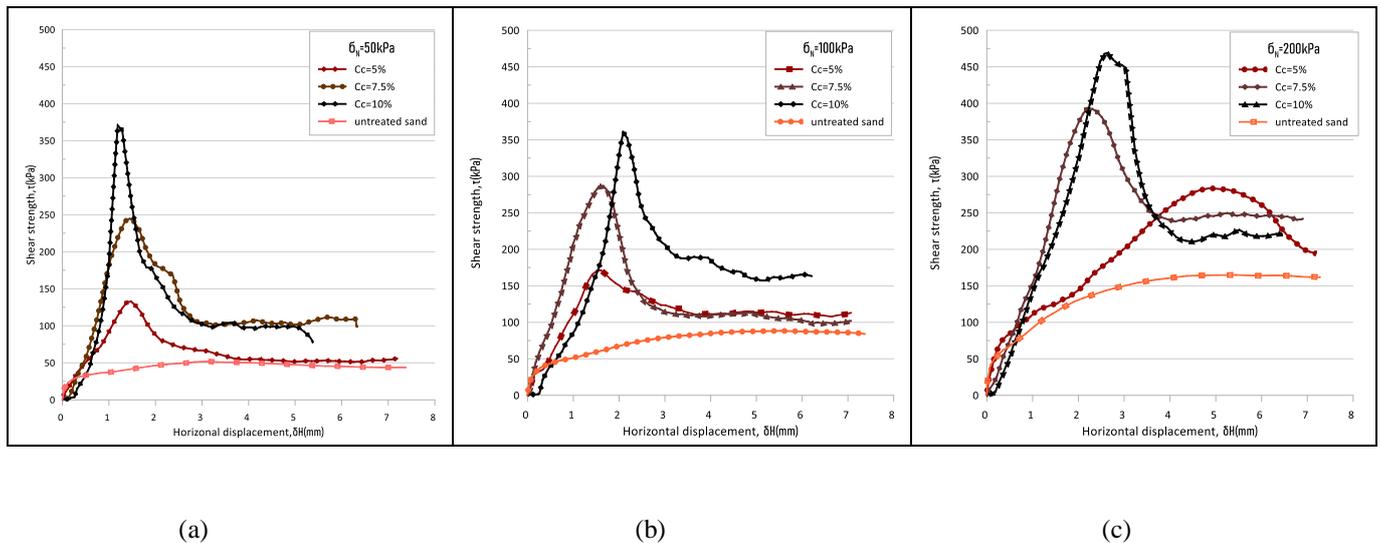


Figure 1. Evolution of shear strength τ (kPa) as a function of the horizontal displacement δH (mm) of uncemented and cemented sand samples.

The variations of the vertical displacement of mixtures δV (mm) as a function of the horizontal displacement δH (mm) are presented in figure 2.

It can be seen from this figure that the treated samples show a short contracting phase at the start of shearing followed by a dilatancy phase which lasts until the end of the test, unlike the untreated sand which tends to have a contracting behaviour.

It is found that increasing the cement content leads to increased mixture dilation at the expense of its contraction.

On the other hand, the contraction phase of uncemented and cemented sand samples increases with increasing normal stress. On the contrary, the dilatancy phase decreases with the increase of normal stress

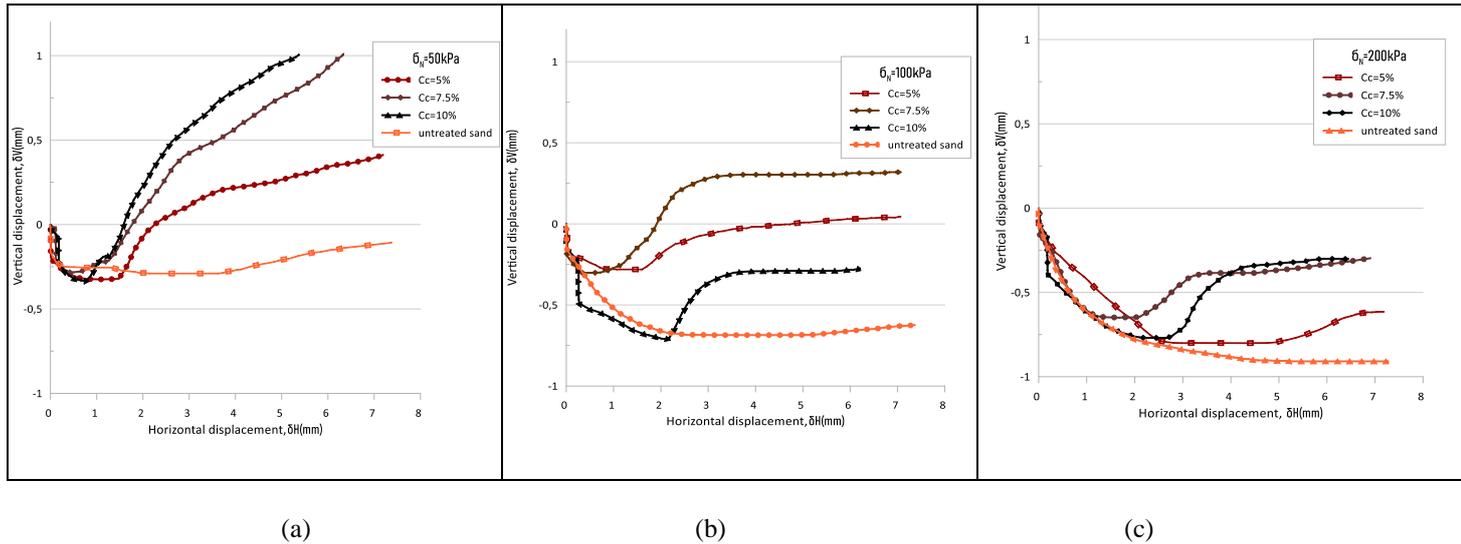


Figure 2. Variation of vertical displacement δV (mm) as a function of horizontal displacement δH (mm) of uncemented and cemented sand samples.

The evolution of these parameters as a function of the cement content, illustrated in table 3, shows that the addition of cement to sand leads on one hand to an increase in the cohesion of the mixture and on the other hand to a reduction in its friction angle.

Ahmed M.El-Hanafy et al (2020);Boutouba et al(2019) et al have investigated the influence of cement stabilization on sandy soils and its effect on the mechanical characteristics of sand-cement mixtures, these studies have proven that with the increase of cement content increases the specimens cohesion , Ahmed M.El-Hanafy et al (2020); shown as well a negative influence of cement content with regards to the internal friction angle when cement content is superior to 5%, contrariwise Boutouba et al (2019) shown that the internal friction angle increases significantly with the increase of cement content

Table3. Variation of cohesion and friction angle

Cement content (%)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)
0 %	13,65	37,05
5%	76,93	45,59
7.5%	191,67	45
10%	316	35,76

Conclusion

This study was carried out to evaluate the influence of cement content on the shear behaviour of a cemented sandy soil. After a comprehensive review of the experimental results, the following conclusions can be drawn:

1. The maximum shear strength of Chlef natural sand treated with cement increases significantly with increasing cement content and normal stress. However, all cemented samples exhibited post peak strength loss due to the increasing brittleness of samples.
2. At low normal stress (50 kPa), the dilation behaviour of cement-treated sand samples increased with increasing cement content. However, the increase in normal stress resulted in an increase in the contraction phase and a decrease in the dilatancy phase of all studied samples.
3. The addition of cement decreased the internal friction of the sand-cement mixture although it significantly increased its cohesion intercept.

The results obtained from this study require further studies on cement-treated sand mixed with fibres, as the latter can reduce the post-peak strength loss and improve the friction angle of the mixture.

References

- Asghari, E., Toll, DG et Haeri, SM (2003). Comportement triaxial d'un sable graveleux cimenté, alluvions de Téhéran. *Génie géotechnique et géologique*, 21, 1-28.
- Baxter, Christopher DP et coll. "Utilisation de $A=0$ comme critère de rupture pour les sols faiblement cimentés." *Journal d'ingénierie géotechnique et géoenvironnementale* 137.2 (2011) : 161-170.
- Benessalah, Ismail, et al. "Shear strength response of a geotextile-reinforced Chlef sand: a laboratory study." *Geotechnical and Geological Engineering* 34 (2016): 1775-1790.
- Carlson, Dorthe, et al. "Effet d'une combinaison levure vivante-paroi de levure comparé à un traitement avec l'oxyde de zinc sur la santé et les performances zootechniques de porcelets sevrés." *54es Journées de la recherche porcine*. Vol. 54. IFIP, 2022.
- Boutouba, Kheira, et al. "Shear strength enhancement of cemented reinforced sand: role of cement content on the macro-mechanical behavior." *Studia Geotechnica et Mechanica* 41.4 (2019).
- Briançon, Laurent, Hughes Girard et JP Gourc. "Une nouvelle procédure de mesure du frottement géosynthétique avec un plan incliné." *Géotextiles et géomembranes* 29.5 (2011) : 472-482.
- Consoli, Nilo C., Pedro DM Prietto et Luciane A. Ulbrich. "Influence de l'ajout de fibres et de ciment sur le comportement des sols sableux." *Journal d'ingénierie géotechnique et géoenvironnementale* 124.12 (1998) : 1211-1214.
- Consoli, Nilo Cesar, et al. "Key parameters for strength control of artificially cemented soils." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 133.2 (2007): 197-205.
- Coop, M. R., and J. H. Atkinson. "The mechanics of cemented carbonate sands." *Geotechnique* 43.1 (1993): 53-67.
- El-Hanafy, Ahmed M., and Mohammed H. AbdelAziz. "Effect of using cemented sand as a replacement layer beneath a strip footing." *HBRC Journal* 17.1 (2021): 1-17.
- Festugato, Lucas et coll. "Modélisation du rapport résistance à la traction/compression des sols cimentés renforcés de fibres." *Géotextiles et géomembranes* 46.2 (2018) : 155-165.

Haeri, S. M., et al. "Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand." *Geotechnical & Geological Engineering* 24 (2006): 335-360.

Hasanzadeh, Ali, and Issa Shooshpasha. "Influences of silica fume particles and polyethylene terephthalate fibers on the mechanical characteristics of cement-treated sandy soil using ultrasonic pulse velocity." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 81 (2022): 1-17.

Heathcote, K., and R. Piper. "Strength of Cement Stabilised Pressed Earth Blocks with Low Cement Contents." *J. Proc. Roy. Soc. New South Wales*. Vol. 127. 1994.

Khajeh, Aghileh, et al. "Effect of EPS beads in lightening a typical zeolite and cement-treated sand." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 80.11 (2021): 8615-8632.

Schnaid, Fernando, Pedro DM Prietto, and Nilo C. Consoli. "Characterization of cemented sand in triaxial compression." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 127.10 (2001): 857-868.

Sharma, MS Ravi et coll. "Caractérisation des sables faiblement cimentés à l'aide d'enveloppes de rupture non linéaires." *Revue internationale de mécanique des roches et des sciences minières* 48.1 (2011) : 146-151.

A COMPARATIVE STUDY OF HYDROLOGICAL PROPERTIES AND THEIR INFLUENCE ON UNSATURATED SLOPES OF THE TEBESSA REGION

Mihoubi A.¹, Laouar M.S.¹, Benmoussa S.², Gueraidia S.¹, Houam A.¹, Messast S.³, Fernane A.¹

Corresponding author: abderrahim.mihoubi@univ-tebessa.dz

¹Mines Laboratory, Larbi Tébessi University, Tebessa, Algeria.

²Département of Civil Engineering, Laboratory GC ROI Batna2 University

³20 August 1955 University, Skikda, LMGHU Laboratory, Algeria.

Abstract : Landslides occur when the soil loses its cohesion and moves downward, and understanding the hydrological properties of the soil is crucial for comprehending the mechanisms that trigger slope failure, especially in relation to rainfall. Factors like relative permeability, air flow, and hydraulic conductivity variations significantly affect the mechanisms behind rainfall infiltration and landslide occurrence. To investigate these phenomena, various methods have been developed for analyzing two-dimensional slope models by using different assumptions and assessments. This study employs the finite difference method (FDM) and finite element method (FEM) within FLAC and PLAXIS software programs. These methods account for the coexistence of water and air, including the Two-phase flow option, in evaluating unsaturated slope stability and identifying critical failure surfaces. The efficiency of these approaches is gauged by varying soil parameters and exploring the impact of different values of suction, hydraulic conductivity, and soil-water characteristics on the safety factor. The fine-mesh model results provide essential information on parameters such as pore water pressure, safety factors, and slope vulnerability to failure.

Keywords: landslides, precipitation, PLAXIS, FLAC, infiltration, suction.

1. INTRODUCTION

In regions with rugged terrains and steep inclines, rainfall-triggered landslides pose a significant threat to infrastructure and safety. These disasters are influenced by factors such as soil composition, terrain steepness, and rainfall intensity. Understanding soil response to rainfall is crucial for mitigating landslide risks, with researchers using the Uncoupled Hydromechanical Model (UCHM) and the Coupled Hydromechanical Model (CHM) to study these effects.

Previous research, such as Kang S.'s studies [10], has demonstrated the effectiveness of the CHM model in simulating rainfall infiltration and slope stability, particularly by incorporating two-phase (water and air) flow. These studies revealed that hydro-mechanical coupling significantly influences pore water pressure and infiltration rates, impacting the safety factor during rainfall events. Similarly, Mburu's research [13] highlighted the importance of parameters like water table location, infiltration rate, pore size, and slope height on slope stability. The comparative analysis in Mburu's study of PLAXIS LE, Slide 2D (Uncoupled), and PLAXIS 2D (fully coupled) software reveals differences in slope stability predictions. The study found that the fully coupled PLAXIS 2D model shows a lower critical Safety Factor, sharper wetting front, and shallower failure surface compared to other programs.

Advancements in technology have led to the widespread use of finite difference and finite element methods in slope stability assessments, though debates continue on the best approach. This paper examines landslide risks in the Tebessa region, focusing on the impact of unsaturated soil layers and slope heights under rainfall conditions. It also evaluates the influence of site-specific hydrological characteristics, such as the Soil-Water Characteristic Curve (SWCC) and rainfall intensity, on slope stability. By using various software tools, the study compares outcomes from different analysis programs, simulating and analyzing three distinct soil types from the Tebessa region to identify critical slip surfaces and assess safety factors.

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. Numerical modeling of the failure in unsaturated soils

To numerically model the slope failure caused by rainfall under unsaturated conditions, it is necessary to develop a hydromechanically coupled transient analysis systematically. In the case of unsaturated soil, the pore volume is

partially filled with water. At the same time, the remaining portion is occupied by air, where the key disparity between the shear strength of saturated and unsaturated soils lies in the definition of effective normal stress. The shear strength is derived from the Mohr-Coulomb failure criterion and Terzaghi's effective stress concept, defined as:

$$\tau_{\max} = \sigma'_b \tan \varphi' + c' \quad (1)$$

The capillary pressure law relates the difference in fluid pore pressures to saturation:

$$P_c = P_a - P_w \quad (2)$$

Where P_c is the capillary pressure, P_a is the pressure of the non-wetting fluid and P_w is the pressure of the wetting fluid.

The pore spaces within the porous media are assumed to be completely filled by the two fluids, as expressed by Equation (3). The two fluids completely fill the pore space, S_w is the saturation of the wetting fluid, and S_a is the saturation of the non-wetting fluid., and we have:

$$S_w + S_a = 1 \quad (3)$$

Bishop's effective stress is defined as Equation (4):

$$\sigma'_b = (\sigma - P_a) + \chi(P_a - P_w) \quad (4)$$

The matric suction coefficient can be replaced by the degree of saturation by replacing χ with the degree of saturation [4]:

$$\sigma'_b = \sigma - (P_w S_w + S_a P_a) \quad (5)$$

A practical Equation (6) expresses the safety factor of unsaturated soil, incorporating parameters such as frictional resistance angle (φ'), pore air pressure (P_a), and pore water pressure (P_w).

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau_n} = \frac{(W \cos^2 \beta) \tan \varphi' + (P_w S_w + S_a P_a) \tan \varphi' + c'}{\tau_n} \quad (6)$$

Where β is the slope angle, W is the weight of a soil slice, and τ_n is the reduced shear strength that is just large enough to maintain equilibrium.

2. 2. Unsaturated flow

Matric suction is described as the difference between pore air pressure and pore-water pressure. The connection between soil water content and pore-water pressure is represented as the soil-water characteristic curve (SWCC), which plots volumetric moisture content against matric suction. A commonly employed approach to represent the hydraulic properties of unsaturated soils is the set of closed-form equations introduced by van Genuchten. These equations are built upon Mualem's capillary model. The capillary pressure law used in FLAC is in the following van Genuchten form:

$$P_c = P_0 \left[(S_e)^{-\frac{1}{m}} - 1 \right]^{1-m} \quad (3)$$

$$P_0 = \frac{\rho_w g}{\alpha} \quad (4)$$

Where S_e is effective saturation; m and α are the shape parameters and P_0 is the reference capillary pressure.

2. 3. Slope simulation

The shear strength reduction method (SSRM) has been extensively employed by researchers for a range of applications. This method proves particularly beneficial in tackling challenges related to complex geometries, seepage analysis, consolidation, and the interaction between hydrological and mechanical behaviors. Its utilization frequently results in more effective solutions for these complex issues [13]. SSR determines numerically the critical failure surface by calculating the failure shear strain zones that develop after changes in suction caused by rainfall over a specific period. In software such as PLAXIS 2D and FLAC 2D, the factor of safety (FoS) is determined using the shear strength reduction method (SSRM).

The first primary objective of this investigation is to analyze the process of infiltration in various unsaturated soil layers, as shown in (Fig.1). Based on site observations, it has been noted that certain slopes exhibit à layer between 0

and 5 meters in depth. This layer consists of a mixture of clay and sandstone and is situated at a higher elevation. Consequently, a study was initiated to investigate the impact of both the hydrological and mechanical properties of this layer, as well as its thickness, on slope stability. The study encompasses three distinct scenarios:

- Case 1 : A single layer of soil composed of clay loams is examined.
- Case 2 : The effects of multiple layers are explored, with the first layer consisting of a 2-meter thickness of clay and sandstone.
- Case 3 : The slope with a 5-meter-thick top layer is assessed.

The chosen thicknesses in Cases 2 and 3 aim to reflect real-world conditions. Case 2 includes a 2-meter-thick layer to represent observed clay and sandstone, pivotal for slope stability. Case 3 examines a 5-meter-thick top layer, exploring scenarios of substantial thickness variation and its impact on stability.

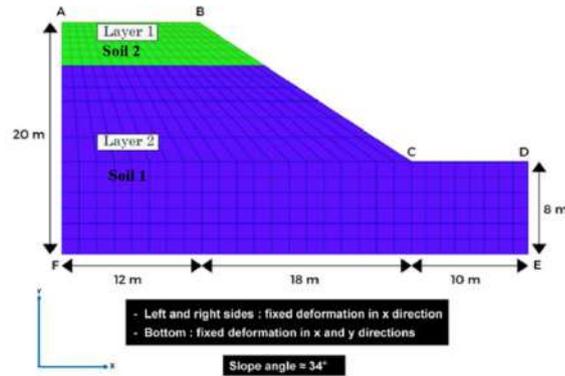


Figure 1. Slope geometry and boundary conditions adopted in this study.

Rainfall was applied at the ground surface (ABCD) as a boundary condition. A displacement into the parallel direction was fixed at the left and right sides (AF and DE), and the bottom surface (FE) was fully constrained.

To ensure the model effectively captures the essential aspects of slope geometry and boundary conditions, a sensitivity analysis on the model dimensions is conducted. If the numerical model's dimensions fail to accurately represent the 2D slope model, it may yield unrealistic results, rendering the model impractical. The dimensions are adjusted in a manner that does not compromise the simulation results while also speeding the simulation process.

The decision to opt for a 2D model is driven by the desire to conserve computational resources (such as memory and processing time) while still gaining valuable insights into slope stability. Many slope stability problems manifest predominantly in two-dimensional failure mechanisms, such as plane strain or plane stress conditions. Consequently, a 2D analysis suffices to adequately capture these mechanisms without the added complexity of a three-dimensional model.

In the next phase of the study, we will evaluate soil infiltration processes using FLAC and PLAXIS software. This assessment will focus on a single soil layer to investigate the influence of hydrological and mechanical soil properties on slope stability and the length of the failure arc.

3. RESULTS AND DISCUSSION

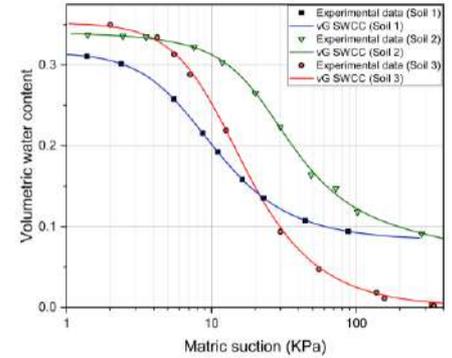
3.1. Soil properties

Field and laboratory tests, direct shear tests, and soil water characteristic curve (SWCC), were conducted to obtain the necessary material properties of the soil. These tests provide crucial data for accurately simulating the behavior of the slope and analyzing the infiltration process.

Experimental tests were performed through applying the filter paper method for measuring volumetric water content that depends on matric suction under wetting condition. The SWCC function used in this study was based on Van Genuchten model. When constructing the model, the layer inputs were tailored to the specific properties of the soil slope being simulated. A detailed description of these inputs can be found in the provided (Table 1) and the (Figure.2).

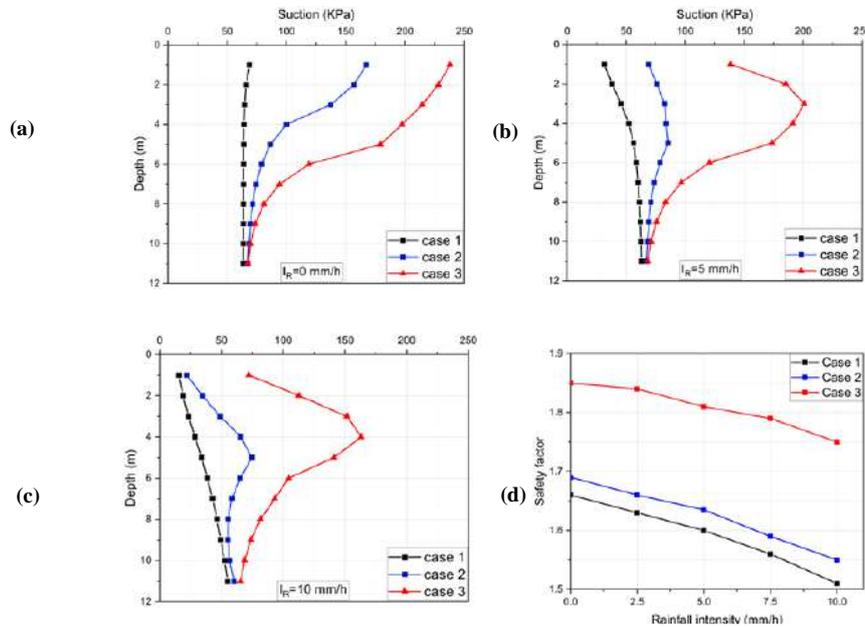
Table 1. Properties of soil water, and air.

Parameter	Soil 1	Soil 2	Soil 3
Dry density γ_d (kN/m ³)	18	17.5	20
Bulk modulus K (kPa)	9.8×10^3	6.67×10^3	2.33×10^4
Shear modulus G (kPa)	3.76×10^3	3.07×10^3	5×10^3
Cohesion C (kPa)	12	15	31
Friction angle Φ	21	19	13.5
Hydraulic conductivity K_s (m/sec)	1.81×10^{-6}	3.94×10^{-6}	1.42×10^{-6}
Shape parameter α	0.247	0.067	0.09
Shape parameter m	0.5306	0.5302	0.547
Reference capillary pressure P_0 (kPa)	39.77	146.42	108.95
IP (%)	21.46	13.30	10.23
IL (%)	0.107	0.253	0.607
Wopt (%) normal	12	9	14.5
CBR	31.37	42.1	43.05

**Figure 2.** SWCCs used in this study.

3.2 Effects of soil layers on slope stability under rainfall infiltration

To Investigate the various cases in this study, a consistent intensity of rainfall was maintained across all scenarios. Figure 3(a) illustrates the distribution of negative pore water pressure at an 11 m depth under steady state conditions for these three cases. In the first case, there was a relatively uniform distribution of values from top to bottom. In the second case, the appearance of a 2 m layer comprising clay and sandstone (soil 2) influenced the behavior of the lower layer (soil 1), leading to an increase in negative pore pressure. The third case included a soil layer extending to a depth of 5 meters, and this thicker layer had a more pronounced impact on the lower layer.

**Figure 3.** Vertical profile of matric suction in various layer cases: (a) at the steady state condition 0mm/h; (b) with an intensity I_R of 5mm/h; (c) with an intensity I_R of 10 mm/h; (d) Variation of the safety factor at different rainfall intensities over 5-day period.

The impact of rainfall intensity on negative pore water pressure is evident in Figures 3(b) and 3(c). Over a period of 5 days with varying intensities, significant changes in suction were observed. For instance, at a depth of 2 meters and an intensity of 10 mm/h in the third case, the suction shifted from 228 kPa to 112.74 kPa. However, at a 7-meter depth,

there were no discernible changes. This contrasted with the first and second cases, where significant variations occurred at 7-meter depth. These variations underscore the effects of the hydraulic properties of the upper layer and its thickness on the behavior of pore water pressure.

The influence of layer presence and their thickness on the safety factor is visually represented in the figure 3(d). Notably, the third case exhibits greater stability compared to the first and second cases. Additionally, there are variations in the rate of change of the safety factor among these cases. In the third case, the difference between the safety factor at 10 mm/h and 0 mm/h is 0.1. In contrast, the second case shows a difference of 0.14, while the first case demonstrates the largest difference at 0.17.

3.3 Comparison of suction profile in FEM and FDM

It should be noted that both FLAC and PLAXIS differ in the type of mesh they use, although simulations in this study were performed using a fine mesh in both software packages. The difference between them lies in their meshing techniques and elements used. FLAC utilizes a structured mesh consisting of quadrilateral elements, which allows for a regular grid pattern and efficient computational performance. On the other hand, PLAXIS employs an unstructured mesh with triangular elements, providing greater flexibility in modeling complex geometries and boundary conditions. Evaluating the safety factor in unsaturated slopes necessitates an analysis of the suction profile, which reflects hydrostatic conditions following rainfall infiltration. For this study, three different soil types were analyzed, as depicted in (Figure 4), each subjected to a 10 mm/h rainfall intensity over five days. The initial suction values, set at 50% of initial saturation, were carefully considered to ensure the comparison's validity, with multiple simulation tests cross-verified against previous studies [4].

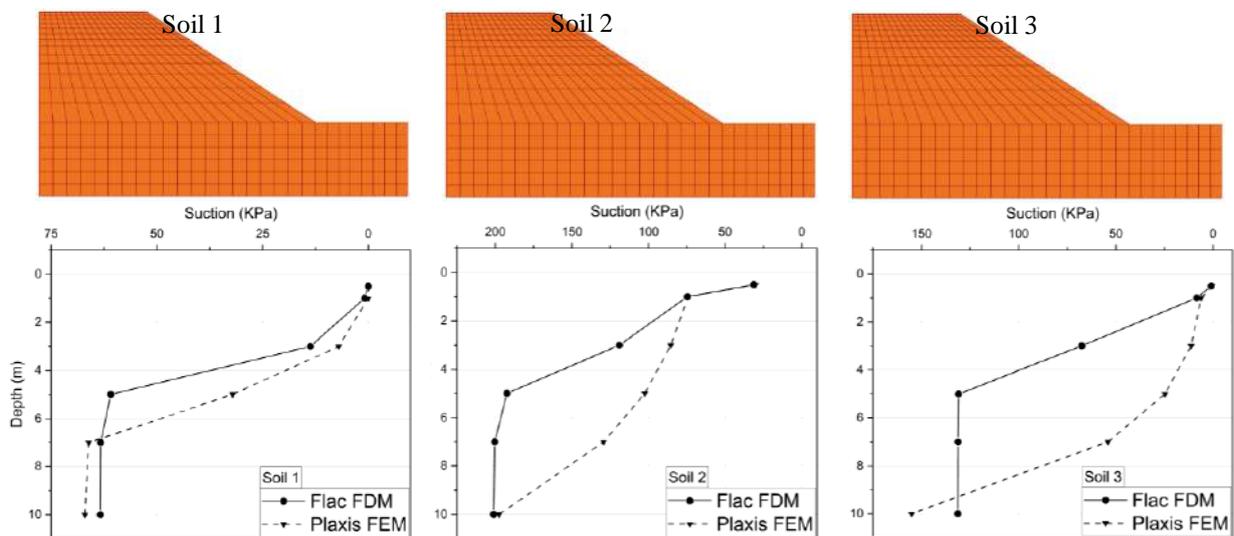


Figure .4. Vertical profile of matric suction in various soil type.

The initial suction values play a crucial role in seepage analysis. The first soil type showed a steady-state suction of 62.5 kPa at 50% saturation. In contrast, the second soil type exhibited 200 kPa, and the third had a suction level of 141 kPa. Figure 7 illustrates these distinctive profiles, demonstrating the progressive seepage phenomena due to rainfall infiltration. After five days of continuous rainfall, significant differences in the pore pressure profiles were noted between PLAXIS FEM and FLAC FDM simulations.

While both software tools produced nearly identical pressure values at 1 meter and 10 meters below the surface, notable discrepancies emerged in the 2 to 9-meter depth range. These variations can be attributed to the differing permeability equations employed by the two software platforms.

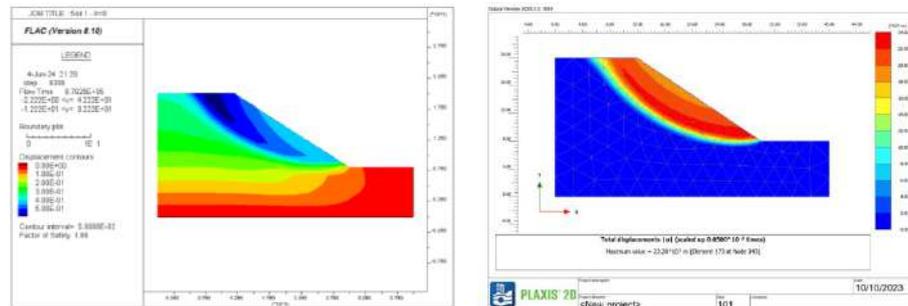
3.4. Safety factor comparison

To evaluate the results from PLAXIS and FLAC, the models were configured according to their properties and subjected to different rainfall intensities, as summarized in Table 2. The table highlights the distinctions between the Factors of Safety (FOS) calculated by both programs. It illustrates the effect of rainfall intensity on the safety factor, showing how the FOS changes with increasing rainfall intensity for three different soil types. The FOS values derived from FLAC are generally lower than those from PLAXIS in 80% of the scenarios. Additionally, the decrease in FOS with rainfall intensity from 0 to 10 mm/h is more significant in the PLAXIS results compared to those from FLAC.

For Soil 1, both PLAXIS and FLAC show a decline in FOS with increasing rainfall intensity, but the reduction is more pronounced in the PLAXIS results. Similarly, for Soil 2 and Soil 3, PLAXIS consistently produces higher FOS values than FLAC, with the difference becoming more noticeable as rainfall intensity increases. This indicates that PLAXIS may be more sensitive to changes in rainfall intensity compared to FLAC.

The differences in factor of safety (FOS) calculations among the soils are primarily due to the variations in their initial suction levels. Soil 2, with a high initial suction of 200 kPa, exhibits significant discrepancies in FOS results across different computational programs, which can be attributed to the complex and non-linear relationship between suction and shear strength. This complexity necessitates distinct modeling approaches, leading to variability in outcomes. Conversely, Soil 1, with a lower initial suction of 62 kPa, shows more consistent FOS values between programs. The simpler and more linear relationship between suction and shear strength in this range reduces the impact of modeling differences. Overall, higher initial suction introduces greater complexity and variability in FOS calculations, while lower suction results in more consistent and convergent FOS values due to the reduced influence on shear strength. Despite these variations, the average difference in FOS values between the two programs is

less than one percent, generally close that is by the in permeability and numerical used by the

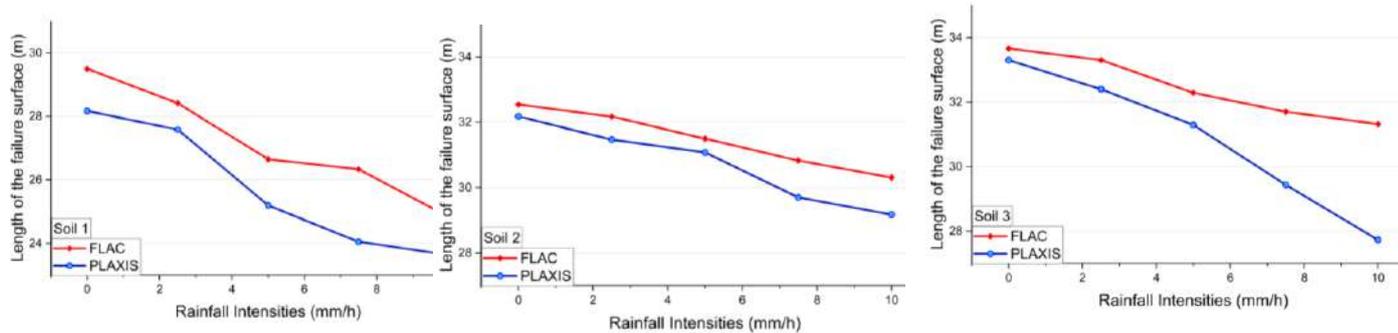


less than one percent, generally close that is by the in permeability and numerical used by the software.

Figure .5. Total Displacements of the slope in both programmers' (Soil 1 with $I_R = 0$ mm/h).

Soil Type	Rain Intensity I_R mm/h	FLAC FOS	PLAXIS FOS	Difference%
1	0	1.64	1.662	-1
	2.5	1.611	1.637	-1
	5	1.576	1.534	-2
	7.5	1.533	1.274	18
	10	1.463	1.175	21
	0	2.225	3.25	-37

2	2.5	2.209	3.196	-36
	5	2.186	2.973	-30
	7.5	2.158	2.782	-25
	10	2.127	2.415	-12
3	0	1.762	1.926	-9
	2.5	1.74	1.901	-9
	5	1.725	1.862	-8
	7.5	1.706	1.761	-3
	10	1.678	1.663	1



3.5 Impact of rainfall intensity on the slip surface length

In this study, the influence of rainfall intensity on the slip surface was meticulously investigated, emphasizing the length of the failure arc (L_a) as a key quantitative variable. To ensure accurate assessment, precise measurements were obtained by

Table .2. The difference of FOS between FLAC and PLAXIS.

generating circles in AutoCAD software to determine the entry and exit points within the slope area, enabling a thorough analysis of the failure arc. Figure (6) was included to provide a visual representation of the findings, clearly demonstrating the influence of both hydrological characteristics and rainfall intensity on the variation in the length of the failure arc. Remarkably, the results reveal that an increase in rainfall intensity leads to a reduction in the length of the surface failure, underscoring the significance of this meteorological factor. Furthermore, the study also observed that, despite the lower safety factor in the FLAC program, the length of the failure surface in

notably

Figure .6. The effect of IR on L_a in different types of soils.

in

this

provides insight into the role of choosing the numerical modeling method in shaping the surface of failure.

4. CONCLUSION

This study underscores the significant impact of soil layering, highlighting the presence and thickness of clay and sandstone layers and their influence on slope stability during rainfall events. Thicker layers of less permeable

materials, such as those in Case 3, maintain higher matric suctions and safety factors despite increased rainfall, emphasizing the critical role of soil layering in managing slope stability and mitigating risks from rainfall infiltration.

Regarding numerical modeling, PLAXIS tends to predict higher safety factors than FLAC, highlighting the need for appropriate modeling approaches in accurate slope stabilization assessments. Additionally, higher initial suction introduces greater complexity and variability in FOS calculations between software packages. Furthermore, an increase in rainfall intensity results in a reduced length of the failure arc (L_a) and factor of safety (FOS), with FLAC showing the longest failure length compared to PLAXIS.

Overall, the study underscores the necessity of integrating detailed hydromechanical analyses, accurate rainfall data, and considerations of soil layering for effective slope stability assessment and development of robust stabilization measures, thereby enhancing safety and resilience in landslide-prone regions.

5 REFERENCES

- [1] PLAXIS 1D/2D/3D. 2023. *Saturated/Unsaturated Finite Element Groundwater Modeling* (Theory Manual).
- [2] Adarsh S. Chatra, G. R & Dodagoudar V. B. 2019. *Maji Numerical modelling of rainfall effects on the stability of soil slopes*, International Journal of Geotechnical Engineering, 13 :5, 425-437.
- [3] Cai, F & Ugai, K. 2004. *Numerical analysis of rainfall effects on slope stability*. International Journal of Geomechanics, 4: 69–78.
- [4] Kang, S., Lee, S. R Cho, S. U. 2020. *Slope stability analysis of unsaturated soil slopes based on the site-specific characteristics: a case study of hwangryeong mountain, Busan, Korea*. Sustainability, 12(7), 2839.
- [5] Chen, H.-E., Tsai, T.-L & Yang, J.-C. 2017. *Threshold of Slope Instability Induced by Rainfall and Lateral Flow*. Water, 9: 722.
- [6] Fredlund, D. G., Morgenstern, N., R. & Widger, R. A. 1978. *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, 15: 313–321.
- [7] Barbour, S. L., Fredlund, D.G., Fredlund, M. D & Xing, A. 1955. *The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 33: 440–448.
- [8] Goh, S. G., Leong, E. C & Rahardjo, H. 2010. *Shear Strength Equations for Unsaturated Soil under Drying and Wetting*. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering. 136: 594-606.
- [9] Itasca Manual. Fluid–Mechanical Interaction, FLAC 8.0. 2011. Itasca Consulting Group, Inc.
- [10] Kang, S. and Kim, B. 2019. *Effects of coupled hydro-mechanical model considering two-phase fluid flow on potential for shallow landslides: a case study in Halmidang Mountain, Yongin, South Korea*, Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss. 271.
- [11] Terzaghi, K. 1950. *Mechanism of Landslides*, The Geological Society of America. Berkeley volume: 83–123.
- [12] Van Genuchten, M.T. 1980. *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. soil science society of America journal, 44: 892–898.
- [13] Mburu, Joram Wachira, An-Jui Li, Horn-Da Lin, and Chih-Wei Lu. 2022. "Investigations of Unsaturated Slopes Subjected to Rainfall Infiltration Using Numerical Approaches—A Parametric Study and Comparative Review" Sustainability 14, no. 21: 14465.
- [14] Matthews, C., Farook, Z., Helm, P. 2014. *Slope stability analysis—limit equilibrium or the finite element method*. Ground Eng, 48, 22–28.

UNDERSTANDING COLLAPSIBLE SOILS: IN-DEPTH STUDIES AND GEOTECHNICAL APPROACHES

R. Chegrouche¹ | M. S. Laouar¹ | S. Benmoussa² | S. Messasset³ | A. Fernane¹ | S. Gueraidia¹

¹Larbi Tébessi University Tebessa, Department of Civil Engineering, Mines Laboratory"

²Department of Civil Engineering, Batna 2 University, Fésdis, Batna 05078, Algeria, NMISSI Laboratory, University of Biskra, P.O. Box 145 Biskra 07000, Algeria

³20 Aout 1955 University, Skikda, LMGHU Laboratory.

Abstract. Researchers are actively studying the mechanisms of collapsible soils to gain a better understanding of their behavior and to find effective approaches to address this geotechnical problem. The settlement and subsidence resulting from these soils can cause significant damage to infrastructure and buildings, such as foundation deformations, road subsidence, and structural damage to constructions, with considerable economic consequences. In arid regions, seasonal variations in moisture play a crucial role in the behavior of collapsible soils. In a dry state, their granular structure makes them rigid and resistant. However, when they become wet, their capacity to support a load drastically decreases due to the collapse of their structure. Moisturization reduces soil suction, weakens the bonds between particles, and softens the soil. The present research aims to identify and describe the structures of collapsible soils to predict their behavior and collapse potential. Compressibility tests are conducted at different water contents and compactions to determine settlement potentials. Shear and suction tests are also proposed to find correlations between the characteristics, selected parameters, and variations in soil suction. This study essentially contributes to identifying unsaturated reconstituted soils in the overall understanding of collapsible soils and will lead to the development of tailored solutions for this geotechnical problem.

Keywords: collapsible soils, reconstituted soils, shear, suction, moisturization.

Résumé. Les chercheurs étudient activement les mécanismes des sols collapsibles pour mieux comprendre leur comportement et trouver des approches efficaces pour résoudre ce problème géotechnique. Les tassements et les affaissements résultant de ces sols peuvent causer des dommages importants aux infrastructures et aux bâtiments, tels que des déformations de fondations, des affaissements de routes et des dommages structurels aux constructions, avec des conséquences économiques considérables. Dans les régions arides, les variations saisonnières de l'humidité jouent un rôle crucial dans le comportement des sols collapsibles. À l'état sec, leur structure granulaire les rend rigides et résistants. Cependant, lorsqu'ils deviennent humides, leur capacité à supporter une charge diminue drastiquement en raison de l'effondrement de leur structure. L'humidification réduit la succion du sol, affaiblit les liaisons entre les particules et ramollit le sol. La présente recherche vise à identifier et décrire les structures des sols collapsibles pour prédire leur comportement et leur potentiel de collapsus. Des tests de compressibilité sont réalisés à différents contenus en eau et compactions pour déterminer les potentiels de tassement. Des tests de cisaillement et de succion sont également proposés pour trouver des corrélations entre les caractéristiques, les paramètres sélectionnés et les variations de succion du sol. Cette étude contribue essentiellement à identifier les sols reconstitués non saturés dans la compréhension globale des sols collapsibles et conduira au développement de solutions adaptées à ce problème géotechnique.

Mots-clés: sols collapsibles, sols reconstitués, cisaillement, succion, humidification.

1 Introduction and problem statement

Soil subsidence occurs when an increase in moisture weakens the interparticle bonds within the soil, leading to the collapse of the soil structure. Collapsible soils typically consist of low-density mixtures of clay and fine-grained sand, often deposited by dried mudflows, resulting in the formation of small air pockets within the soil matrix. When the soil is dry, cementing agents effectively bind the sand particles together. However, moisture infiltration disrupts this cementation, reducing the soil's strength and causing settlement or subsidence.

Rogers et al. (1995) defined collapsible soil as soil where components exhibit an open structure and form a metastable state. This state can rapidly collapse to form a denser structure, significantly reducing the soil's volume. Collapsible soils usually consist of primary mineral constituents rather than clay minerals. Identifying problematic collapsible soils often requires field investigations and laboratory tests. These soils undergo settlement when saturated under load, potentially damaging structures built on them. They typically form under specific geological conditions, commonly found in semi-arid regions.

The deformation behavior of unsaturated collapsible soil in the field depends on initial conditions and wetting/loading history. Compacted soils may swell or collapse upon wetting, depending on existing conditions and vertical stress applied. Clayey soils tend to swell under low stresses and compress under higher stresses. Volume reduction due to excess water infiltration in loose, partially saturated natural soil layers is referred to as collapse Dudley (1970).

Swelling and collapsing soil issues can significantly affect civil engineering structures, including spread footings, buildings, roads, highways, and earth dams, resulting in substantial economic losses.

This work aims to estimate collapsibility potential based on geotechnical properties and compressibility tests at different water content and compaction states. Subsequently, shear parameters are coupled with ultrasonic tests and suction to understand soil behavior.

2 Materials and Methods

Tests were conducted on three types of reconstituted soils, each consisting of varying proportions of sand and kaolin. These reconstituted soils were prepared by mixing sand sourced from the Oum Ali region, which had a particle diameter of less than 2 mm and is commonly utilized in concrete production, with kaolin extracted from the Hamame Debagh mine in the Guelma region. The kaolin used was white in color and had been sieved to a particle size of 80 μ , a common practice in the ceramics industry. The reconstituted soils were then adjusted to water contents below the Proctor optimum and compacted using moderate compaction energies.

To evaluate the susceptibility of these soils to collapse, various collapse criteria were applied, as reported by Lutenegeger (1988). The results obtained from these tests clearly indicated that the reconstituted soils exhibit a propensity for collapse. Table 1 provides an overview of the geotechnical characteristics of the sands, kaolin, and the reconstituted soils.

Table 1. Material Characteristics.

Material	Characteristics			
Sand	$E_s = 75.23 \%$ $C_u = 3.94$ $C_c = 1.34$			
kaolin	$\% < 2 \mu m = 43\%$ $W_L = 65.84\%$ $W_P = 39.65\%$ $\gamma_s = 2.43$			
Reconstituted soils	Designation	S1	S2	S3
	% kaolin	15	35	50
	% Sand	85	65	50
	γ_s	2.65	2.59	2.46
	W_L (%)	16.47	26.63	35.37
	W_P (%)	11.03	15.37	20.87
	$\gamma_{d \max}$ (g/cm ³)	2.04	1.95	1.84
	W_{opt} %	8.62	9.43	13.88
	$\% < 2 \mu m$	4.91	11.73	16.74

3 Results and discussion

3.1 compressibility test

The consolidation tests using the oedometer are conducted following the procedure outlined by Jennings and Knight (1975), which involves the successive application of the following loads: 25, 50, 100, and 200 kPa. Subsequently, the sample is inundated, and the new settlement value is recorded, after which the loading is increased to 400 kPa. During the test, settlement readings are taken at 15 seconds, 30 seconds, 1 minute, 2 minutes, 5 minutes, 10 minutes, and 24 hours.

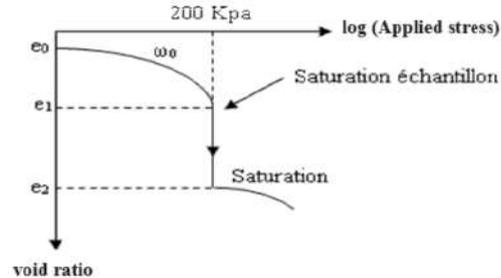


Figure1. Determining the void ratio and collapse potential.

The oedometer compression tests are carried out to verify if these soils exhibit the properties of collapsible soils. The variation in water contents and compaction energies allows controlling the different settlement potentials. The obtained curves, Figure 2 are similar to those of Knight and Jennings (1975), and the settlement potential CP (%) is calculated using the equation:

$$C_P = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \times 100\%$$

Where:

$$\Delta e_c = e_1 (200kpa) - e_2 (200kpa, inundated)$$

e_0 : the initial void ratio.

The variation in collapse potential (CP) is attributed to the variability in soil water content. The tests were conducted to determine whether these soils demonstrate collapsible properties. The results reveal that the collapse potential (CP) varies across different soil samples: for soil S1, ranging from 0.54% to 7.54%; for soil S2, ranging from 0.85% to 9.92%; and for soil S3, and ranging from 0.74% to 8.84%. According to the classification proposed by Jennings and Knight (1975) (Table 2), these results fall within categories ranging from "no risk" to "disturbed."

Table 2. Classification proposed by Jennings and Knight (1975).

CP (%)	Degree of Issue
0% - 1%	No Risk
1% - 5%	Moderate Troubles
5% - 10%	Troubles
10% - 20%	Severe Troubles
>20%	Very Severe Troubles

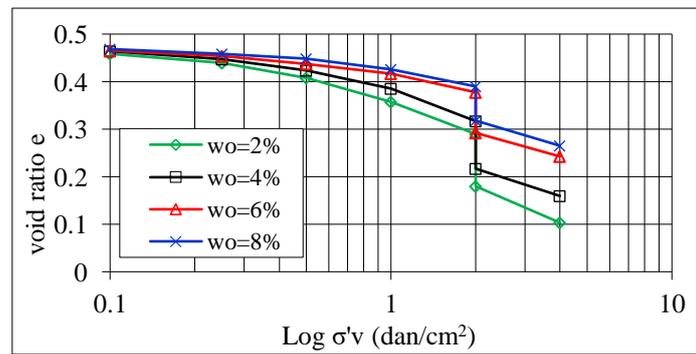


Figure 2. Oedometer curves of soil 1 (Settlement potential E=10 cycles).

It's noted that high collapse potentials (CP) are associated with low initial water contents. For a given initial water content, the collapse potential is inversely proportional to the increase in compaction energy. Additionally, the reduction in collapse potential becomes more significant as the water content increases. Under equivalent compaction and water content conditions, it's observed that the soil with the highest proportion of kaolin exhibits the greatest collapse potential. This variation in CP highlights the influence of soil water content as a variable parameter.

High settlement potentials are observed for low initial water contents. For a given initial water content, the settlement potential is inversely proportional to the increase in compaction energy. The reduction in settlement is even more pronounced as the water content increases.

3.2 Shear tests

This is about determining the mechanical characteristics of a soil by conducting straight-line shear of a sample under constant load. The shear test allows for plotting the intrinsic curve of the soil under study and determining its internal friction angle (ϕ) and cohesion (C).

Consolidated experiments were conducted at an approximate rate of 0.2 mm/s and at confinement levels of 100, 200, and 300 KPa. The results of shear properties for the three types of soil ($w_0 = 2\%$) are presented in Table 3.. It can be observed that undrained cohesion progressively increases in parallel with the rise in clay proportion. This indicates that the growing presence of fine particles in a collapsible macroporous soil contributes to an improved overall resistance to shear stresses, which could have significant implications for soil stability and mechanical behavior.

Table 3. Shear Tests Characteristics.

Soil	cohesion (KPa)	friction angle (°)
Soil1	23,228	22,29
Soil2	24,64	30,88
Soil3	28,63	27,003

3.3 Ultrasonic testing

The testing procedure involves calibrating the analyzer by measuring wave transmission velocity through a calibration rod, followed by measuring the velocity of ultrasonic waves through soil specimens prepared in an oedometer mold. Thin layers of contact grease are applied to ensure good wave transmission before adjusting the measurement system. Results show that ultrasonic velocity varies with changes in compaction energy and water content. For the same compaction energy, ultrasonic velocity increases proportionally with water content. Higher compaction leads to higher velocities, especially near the Proctor optimum. Curves corresponding to 60 compaction cycles exhibit higher velocity values, indicating favorable compaction states due to wetting and grain rearrangement, typical of non-collapsible soils.

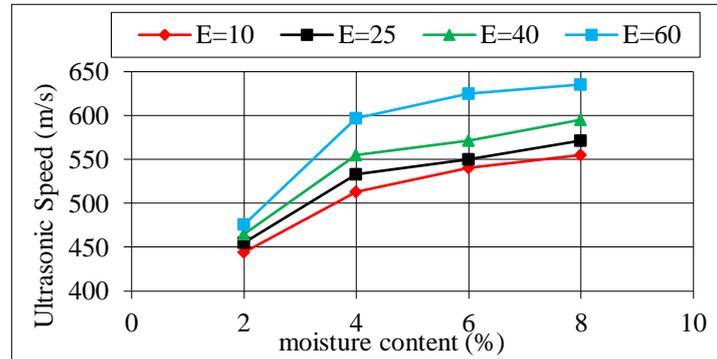


Figure 3. Ultrasonic Speed as a Function of Water Content (Soil 1).

3.3.1 Prediction of collapse through Ultrasonic Testing

Figure 4 demonstrates a significant correlation between ultrasonic velocity and collapse potential (CP), with a decrease in one synchronized with an increase in the other. The curves exhibit three phases: initially, straight parallel lines indicating a notable drop in CP with closely matched velocity values, followed by two successive inclinations. The first phase corresponds to a reduction in CP accompanied by an increase in velocities, while the second phase shows stabilization of collapse due to high velocity and closely matched CP.

Compaction and water content contribute to reduced collapse and increased ultrasonic velocities, with compaction energy playing a more effective role than water content. High compaction energy renders the soil non-collapsible, leading to minimal variation in compacted state across different water content proportions, while velocity variation remains pronounced.

Ultrasonic velocity values are categorized as follows:

- $V \leq 450$ m/s: Collapse is evident.
- $450 \text{ m/s} < V < 1100$ m/s: Collapse may occur.
- $V > 1100$ m/s: The risk of collapse is averted.

The susceptibility to collapse depends on water content and soil compacted state. The ultrasonic procedure is applicable to intact or reworked soils in both laboratory and on-site settings. Its advantages enable rapid and easily executable prediction of collapsible soils, extending to various types such as loess and other unsaturated soils.

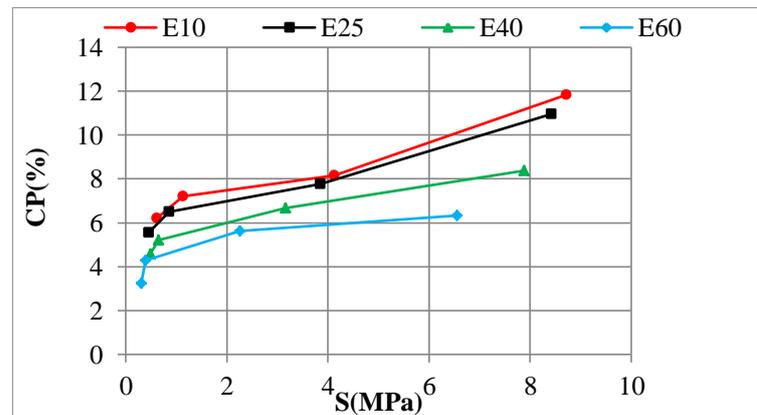


Figure 4. Collapse potential as a function of ultrasonic velocity (soil 1).

3.4 Test of suction using the filter paper method

The measurement technique of suction using the filter paper (ASTM D 52980-094, 1995) is based on the ability to establish a water equilibrium between the filter paper and the soil sample at a given suction. At equilibrium, the water content of the filter paper is equal to the water content of the soil sample. This method allows measuring suctions up to 100,000 KPa. A pre-calibrated water retention curve of the filter paper is used to measure the soil suction.

The results obtained clearly show the influence of suction on the collapse potential, Figure 5.

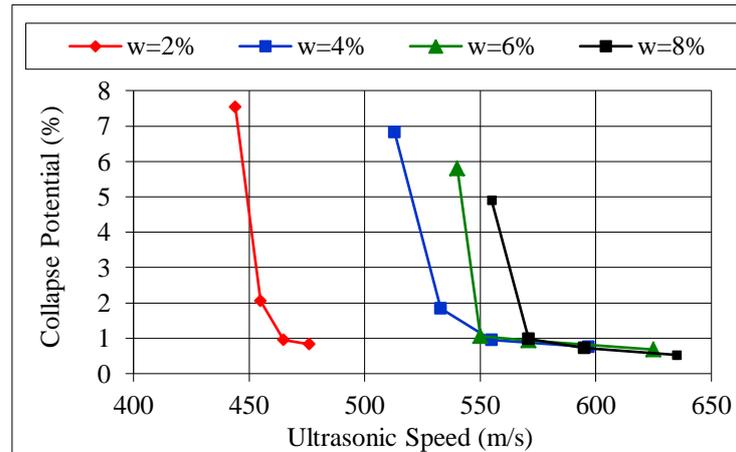


Figure 5. Variation of collapse potential as a function of suction.

4 Conclusion

- The experimental program effectively characterizes collapsible soil behavior.
- Collapsible soil can be replicated in the laboratory by blending kaolin with sand at various proportions, confirmed by compressibility and consistency characteristics.
- Specific parameters such as kaolin content, water content, and compaction energy significantly influence collapse potential and ultrasonic velocity.
- Low initial water content leads to significant collapse potential, with a compaction energy threshold beyond which collapse does not occur for water contents below the Proctor optimum.
- A novel experimental approach for predicting collapsible soils using ultrasonic testing is proposed, applicable in both laboratory and in-situ settings on samples of varying shapes.
- Ultrasonic velocity and collapse potential offer valuable insights into soil compacted state, with an inverse proportional relationship observed between these parameters.
- Suction influences collapse potential, with an increase in suction leading to an increase in collapse potential.

5 Références

- [1] Ayadat, T., Belouahri, B.: *Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols*. Revue Française de Géotechnique: 76:25-34. (1996).
- [2] Dudley, J.H.: *Review of collapsing soils*. J. Soil Mech and found div ASCE, 96, n° SM3 P 925-947. (1970).
- [3] Jennings, J E. Knight, K.: *The Additional Collapse of Foundation due to Collapse of Sandy Soils on Wetting*. In: *Proceeding*. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp 316-319. (1975).
- [4] Knight K, Jennings, J.E.: *A guide to construction on or with materials exhibiting additional collapse due to collapse of grain-structure*. proc.6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa. Pp. (1975).
- [5] Lutenegeger, AJ. Saber, RT. *Determination of collapse potential of soils*. Geotechnical Testing J. Vol 11, 3:173-178. (1988).

EFFET DE LA CHAUX SUR LA SUCCION ET LE CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION D'UNE ARGILE PLASTIQUE

Djelloul Ramzi ^{1,2}, Bourokba Mrabent Souad Amel ^{1,2}, Hachichi Abelkader ^{1,2}, Ghembaza Moulay Smail ³,
Boudia Maamar ^{1,2}

¹ Laboratoire sol matériaux et thermique LMST

² Département de Génie Civil, Université des sciences et technologie Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie BP 1505, EL-M'NOUAR, Oran, Algeria

³ Département de Génie Civil, Université de Sidi Bel Abbes, Algérie

Résumé

Dans un souci de la valorisation des sols argileux plastiques aux caractéristiques géotechniques très médiocres, nous nous sommes intéressés dans cette étude à l'évaluation du comportement hydrique de l'Argile de Mers El Kébir traitée à la chaux à différents pourcentage (2%, 4% et 6%), à partir des essais de succions (méthode du papier filtre) et drainage-humidification (méthode osmotique et solutions salines).

Les résultats obtenus présentent une diminution de la succion proportionnellement avec l'ajout de chaux.

De même, pour le chemin de drainage-humidification, nous avons observé une augmentation de la limite de retrait et une diminution de la succion limite de retrait pour les échantillons traités.

Cette étude qui a été réalisée au laboratoire LMST (Algérie), est une contribution à la compréhension du comportement hydrique des sols non saturés, et cela dans le but d'une utilisation en construction routière.

Mots clés : Argile, Chaux, Succion, Drainage-Humidification.

Abstract : In order to enhance the value of clayey soils with very poor geotechnical characteristics, this study focuses on the evaluation of the hydraulic behavior of Mers El Kébir Clay treated with lime at different percentages (2%, 4%, and 6%), using suction tests (filter paper method) and drainage-humidification tests (osmotic method and saline solutions).

The obtained results show a decrease in suction with the addition of lime. Similarly, for the drainage-humidification path, an increase in shrinkage limit and a decrease in the shrinkage suction were observed for the treated samples.

This study, conducted at the LMST laboratory (Algeria), contributes to the understanding of the hydraulic behavior of unsaturated soils.

Keywords : Clay, Lime, Suction, Drainage-Humidification.

1 Introduction

On s'intéressera dans cette étude, sur le comportement de l'argile de Mers El Kébir traitée à la chaux sur chemin de drainage-humidification, et cela dans le but d'évaluer le comportement hydrique de l'argile traitée, en utilisant la méthode du papier filtre et les méthodes d'imposition (osmotique et solutions saline). De même, de nombreux phénomènes réels suivent en première approximation, des chemins de drainage-humidification tel que le retrait-gonflement ([2], [3] [4]). Bourabah (2012), a travaillé sur les sédiments dragués de barrage de la région de Tlemcen (Algérie) traités au ciment, à la chaux et la combinaison des deux. Dans son étude, elle a trouvé que pour les échantillons traités, la limite de retrait du sol étudié diminuait alors que l'indice des vides restait quasiment constant, indépendamment de la succion imposée, ce qui a été relié à la création des cimentations entre les particules solides, empêchant ainsi tout réarrangement des grains sous l'effet de contraintes hydriques.

2 Matériels et Méthodes

2. 1. Identification de l'Argile

Les résultats des essais d'identification sont présentés dans le (Tableau 1). L'argile de Mers el Kébir est classée comme une argile plastique avec une forte capacité de gonflement. A l'optimum Proctor normal (OPN), la densité sèche est de 1,63 et la teneur en eau est de 20%.

Table 1. Paramètres d'identification de l'argile de Mers El Kébir

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur du matériau utilisé
Masse volumique des grains solides	γ_s	mg/m ³	2.67
Limite de liquidité	WL	%	49
Limite de plasticité	WP	%	21.5
Indice de plasticité	IP	%	27.5
Limite de retrait	WR	%	12
Pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μm	C2	%	26
Activité	Ac		1.10
Valeur du bleu de méthylène	VBS	%	9.0
Surface spécifique totale	SST	m ² /g	189
Teneur en carbonate de calcium	CaCO ₃	%	18
Masse volumique sèche à l'OPN	$\gamma_{d \text{ max}}$	mg/m ³	1.63
Teneur en eau optimale	Wopt	%	20.00

2. 2. Identification de la Chaux

La chaux utilisée pour la stabilisation de l'argile de Mers el Kebir est une chaux hydratée Ca (OH)₂, provenant de l'usine de Saida située dans la région ouest de l'Algérie (Tableau 2).

Tableau 2. Composition chimique de la chaux utilisée (Laboratoire de LTPO).

Minéraux	SiO ₂ (%)	TiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MnO (%)	MgO (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	P ₂ O ₅ (%)	Perte au feu (%)
La Chaux	0.39	0.007	0.22	0.11	0.005	0.428	77.32	-	0.056	22.04

2. 3. Préparation des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés de l'argile de Mers El Kebir. Après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée avec l'ajout de chaux puis malaxés avec une quantité mesurée d'eau égale à la teneur en eau optimale, puis compactés statiquement sous une presse à une vitesse constante de 1.27 mm/min à la densité sèche maximale correspondante.

Le mélange a été fait manuellement et un soin approprié a été observé pour préparer des mélanges homogènes.

3 Discussion ou Interprétation

3.1. Mesure de la succion initiale par la méthode du papier filtre

La figure 1, représente la variation de la succion initiale (méthode Amraoui) des échantillons d'argile non traités et traités avec la chaux.

Pour l'échantillon d'argile naturelle, la succion est de 1.5 MPa, cette valeur diminue avec l'augmentation du dosage d'ajout. En effet, la succion des échantillons traités avec la chaux (figure 1) est de l'ordre de 1.05 MPa et 0.65 MPa pour un dosage de 2% et 6% de chaux, respectivement.

Cette diminution de la succion s'explique par l'augmentation de la teneur en eau optimale observé après l'addition de chaux. De même, que la réorganisation des particules induite par le phénomène de floculation/agglomération [5].

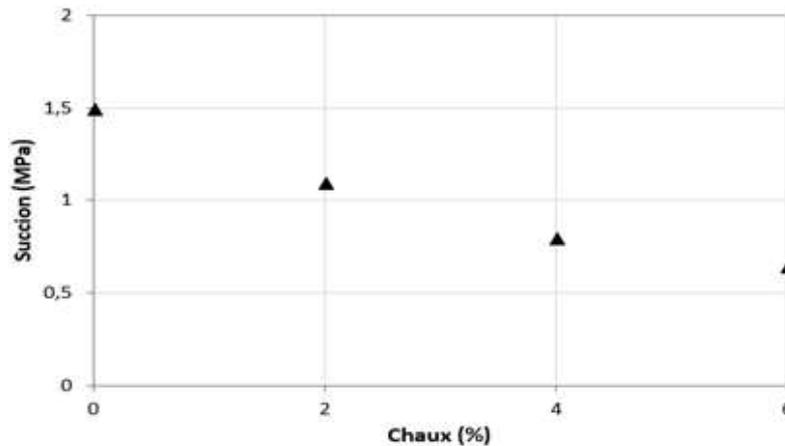


Figure. 1. Effet de l'ajout de la chaux sur la succion.

3.2. Comportement sur chemin de drainage-humidification des échantillons d'argiles traités à la chaux

L'étude des chemins de drainage-humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression capillaire à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement, d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent des chemins de drainage ou d'humidification.

La figure 2, représente les chemins de drainage-humidification des échantillons d'argile non traités et traités à différents pourcentages de chaux (2%, 4% et 6%).

Les succions initiales sont déterminées par la méthode du papier filtre (figure 1). A l'état OPN, la succion de l'échantillon d'argile naturelle est de 1.5 MPa, cette dernière subit une diminution avec le pourcentage de chaux ajouté, atteignant 1.1 MPa et 0.65 MPa pour les échantillons d'argile traités à 2% et 6% de chaux, respectivement. Les échantillons suivent un chemin de drainage pour les valeurs de succions supérieures aux succions initiales et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à celles-ci.

Le diagramme $[w, e]$ (figure 2 a), présente la courbe de retrait usuelle. La limite de retrait w_{SL} de l'échantillon d'argile naturelle est de l'ordre de 15%, correspondant à l'indice des vides de la limite de retrait e_{SL} qui est de l'ordre de 0.91. Comme pour le traitement au ciment, la valeur de la limite de retrait des échantillons traités à la chaux, augmente par rapport à l'argile naturelle, pour atteindre une valeur moyenne d'environ 26%, correspondant à un indice des vides variant entre (1.54 ÷ 1.62).

Le diagramme $[\log(s), e]$ (figure 2 b), représente la courbe de compressibilité hydrique. Une variation importante d'indice des vides avec la succion est observée, avant d'atteindre le palier de la limite de retrait. Nous désignons par succion de limite de retrait s_{SL} , l'abscisse du point où débute le palier horizontal d'indice des vides. Elle est estimée à 4MPa pour l'argile naturelle. Cependant, pour les

échantillons traités, la succion de la limite de retrait s_{SL} est de 2.5 MPa et 1.2 MPa pour les échantillons traités avec 2% et 6% de chaux, respectivement, subissant ainsi des diminutions comparées à l'échantillon d'argile naturelle. On note une forte irréversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification avant le palier et une quasi réversibilité sur le palier.

Le digramme $[w, S_R]$ (figure 2 c) présente deux parties, la première partie présente un palier horizontal qui met en évidence le domaine dans lequel le sol reste quasi-saturé (degré de saturation proche de 1). La deuxième partie met en évidence la désaturation du sol qui est traduite par une diminution rapide du degré de saturation avec la teneur en eau.

Le digramme $[\log(s), S_R]$ (figure 2 d), la succion de désaturation S_{cd} est de 1.5 MPa pour l'échantillon d'argile non traité, et de 0.7 MPa pour l'échantillon traité avec 6% de chaux, sensiblement égale à la succion initiale des échantillons, déduit par l'essai du papier filtre.

Dans le diagramme d et e (figure 2), nous constatons que le degré de saturation chute très rapidement lorsque la succion augmente.

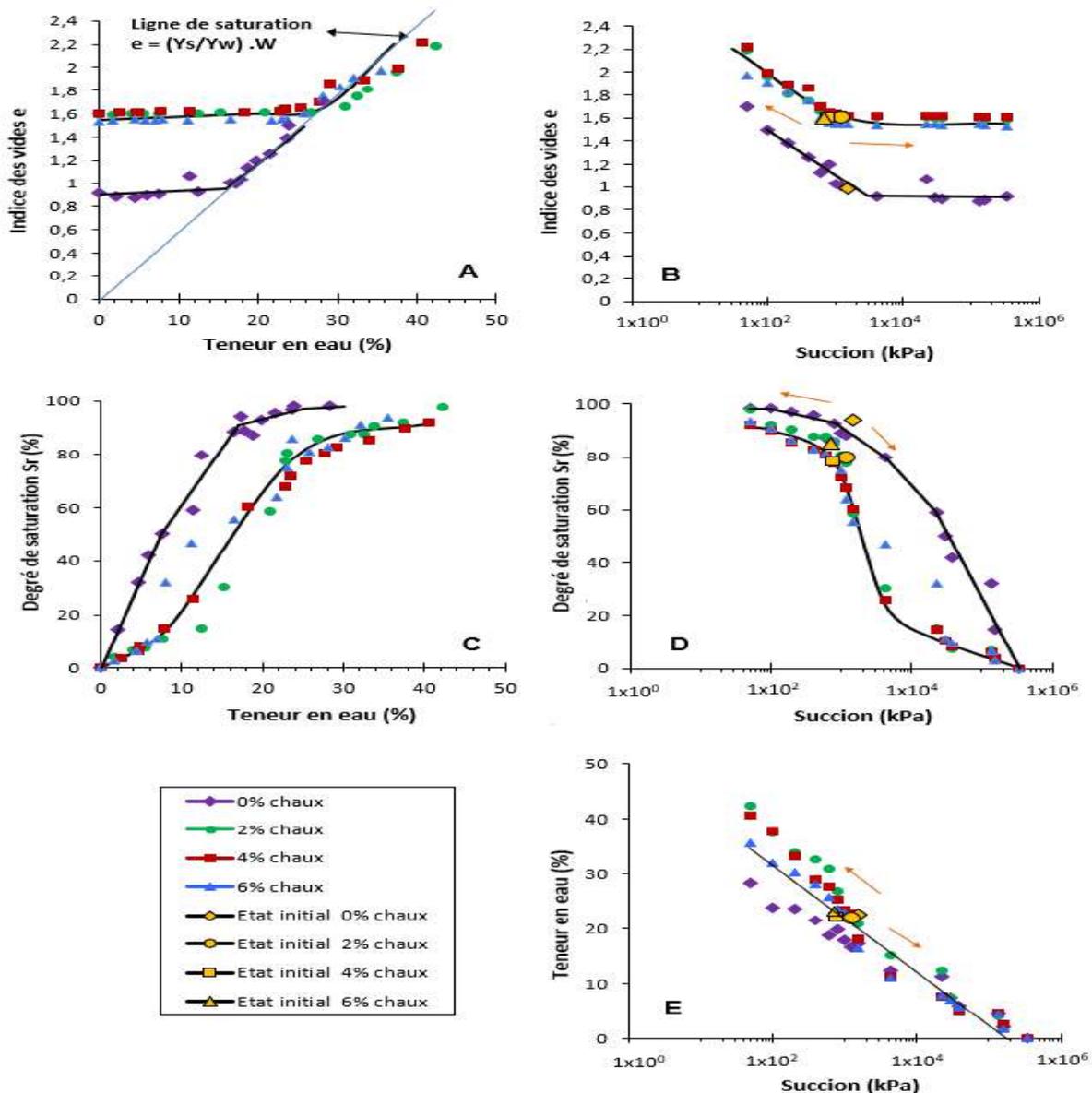


Figure. 2. Chemins de drainage et d'humidification des échantillons d'argile non traités et traités à la chaux, initialement compactée à l'Optimum Proctor Normal.

Les principaux paramètres des chemins de drainage-humidification sur les échantillons d'argile non traités et traités à la chaux, sont donnés dans le tableau 3.

Tableau 3. Effet de la chaux sur les différents paramètres du chemin de drainage-humidification.

	Succion initiale (papier filtre) kPa	Limite de retrait Wsl %	Indice des vides de la limite de retrait e_{sl}	Succion de la limite de retrait S_{SL} kPa	Succion de désaturation S_{cd} kPa
Argile naturelle	1500	15	0.91	4000	1500
Argile + 2% Chaux	1100	26	1.60	2500	1200
Argile + 4% Chaux	800	27	1.62	1800	800
Argile + 6% Chaux	650	26	1.54	1200	700

4 Conclusion

L'étude présentée dans cet article a permis d'apporter quelques éléments de compréhension sur le comportement de l'argile traitée à la chaux sur un chemin de drainage-humidification.

- Ainsi, une présentation globale de l'état de l'argile de Mers El Kébir non traitée et traitée à différents pourcentages de chaux, de ciment et au système (chaux/ciment) au cours d'un cycle de drainage-humidification a été faite.

- Une diminution de la succion initial des échantillons d'argile traités par rapport à l'argile naturelle a été observé à travers l'essai du papier filtre.

- Les échantillons possédant des succions supérieures à la succion initiale (OPN) suivent un chemin de drainage et ce avec des valeurs plus faibles, un chemin d'humidification.

- La limite de retrait ainsi que l'indice des vides des échantillons traités augmentent sensiblement par rapport à l'argile non traitée. Par contre, la valeur de la succion limite de retrait décroît pour les échantillons traités.

- Par ailleurs, la succion de désaturation est presque égale à la succion initial déduite de l'essai du papier filtre, pour l'argile naturelle et traitée.

- L'objectif de cette d'étude et de voir la possibilité d'utiliser le matériau traité en construction routière.

Références

- [1] Bourabah M. A. (2012). « *Comportement mécanique des sols fins application à la valorisation des sédiments de barrages en technique routière* ». these doctorat, University Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algeria.
- [2] Fleureau J.M., kheirbek- Saoud S. (2004). « *Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification* ».Cours. Ecole Centrale de Paris.
- [3] Fleureau J.-M., Kheirbek-Saoud., Soemitro R., Taibi, S. (1993). « *Behavior of Clayey Soils on Drying -Wetting Paths* ». Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 287-296.
- [4] Taibi, S. (1994). « *Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative. Etude expérimentale et modélisation* ». Thèse doctorat. Ecole Centrale Paris, France.
- [5] Lloret, M., Villar, M., Sanchez, A., Gens, X., Pintado, E., Alonso, E. E. (2003). « *Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes*».

EXPÉRIMENTATION ET ANALYSE DES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT DES SOLS DANS LA RÉGION DE DJERMA

Benmoussa S^{1,2}, Mihoubi A³, Laouar M.S³, Bouassida M⁴, Messast S⁵, Fernane A³, Ayeb B³, Gueraidia S³

Corresponding author: s.benmoussa@univ-batna2.dz

¹Département of Civil Engineering, Laboratory GC ROI Batna2 University

²Laboratory, NMISSI, Biskra,

³Mines Laboratory, Larbi Tébessi University, Tebessa, Algeria.

⁴University of Tunis El Manar, National School of Engineers of Tunis, Tunisia.

⁵20 August 1955 University, Skikda, LMGHU Laboratory, Algeria.

Résumé. Cette étude se concentre sur l'importance des formations argileuses sujettes au gonflement et leur impact sur les structures. Le gonflement des argiles sensibles est influencé par divers facteurs tels que l'excavation et l'imbibition du sol. Cependant, déterminer les indices de gonflement à partir des essais géotechniques standard reste difficile. Cette recherche évalue les paramètres de gonflement des argiles dans la région de Djerma, au nord-est de Batna, en utilisant deux méthodes : le gonflement libre et la charge constante. Ces approches fournissent des informations cruciales sur le comportement des sols argileux dans différentes conditions. L'arrangement initial des particules argileuses semble influencer le processus de gonflement. Par exemple, un alignement parallèle des particules augmente la pression de gonflement. La caractérisation approfondie du sol utilise des essais physiques, chimiques et mécaniques, avec des mesures directes de la pression et de l'amplitude de gonflement ($P_g = 497$ kPa). Les résultats sont comparés aux estimations des paramètres de gonflement pour validation. En conclusion, cette étude vise à mieux comprendre le gonflement des sols argileux de Djerma en utilisant des approches complémentaires. Les résultats aident à évaluer les risques de dommages aux structures et à recommander des mesures préventives pour les projets de construction dans la région

Mots clés : sol argileux, potentiel de gonflement, dommage, teneur en eau, humidification, imbibition.

EXPERIMENTATION AND ANALYSIS OF THE SWELLING PARAMETERS OF SOILS IN THE DJERMA REGION

Abstract. This study focuses on the significance of clay formations prone to swelling and their impact on structures. The swelling of sensitive clays is influenced by various factors such as excavation and soil imbibition. However, determining swelling indices from standard geotechnical tests remains challenging. This research assesses the swelling parameters of clays in the Djerma region, northeast of Batna, using free swelling and constant load. These approaches provide crucial insights into the behavior of clayey soils under different conditions. The initial arrangement of clay particles appears to influence the swelling process, with, for example, parallel alignment increasing swelling pressure. The comprehensive soil characterization involves physical, chemical, and mechanical tests, along with direct measurements of pressure and swelling amplitude ($P_g = 497$ kPa). The results are compared to estimates of swelling parameters for validation. In conclusion, this study aims better to understand the swelling of clayey soils in Djerma using complementary approaches. The findings contribute to assessing the risks of structural damage and recommending preventive measures for construction projects in the region.

Keywords: clayey soil, swelling potential, damage, water content, humidification, imbibition.

1. INTRODUCTION

L'argile est une roche sédimentaire, composé pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général d'Aluminium plus en moins hydrates, qui présentent une structure feuilletés (phyllo silicates) qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Les sols susceptibles de gonfler

sont pour l'essentiel des argiles. Le terme argile est assez imprécis et il en existe plusieurs définitions. Il n'aura pas le même sens en mécanique des sols, mécanique des roches, ou en poterie ; il désigne, selon le cas, un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau. La détection des sols expansifs est une opération complexe qui nécessite une approche progressive. Elle s'appuie à la fois sur des données préexistantes et sur des informations nouvellement recueillies. Les comportements des sols argileux ont été étudiés sous différents aspects. Certains travaux se sont intéressés aux aspects externes de la boue après succion (Londa, 1989), tandis que d'autres ont porté sur les instabilités de terrains observées dans divers sites (Alimasi et al, 2002). Les formations argileuses sont sensibles aux variations de la teneur en eau. Cette sensibilité explique la manifestation du phénomène de gonflement dans les régions à climat aride et semi-aride. De nombreuses hypothèses ont été émises pour expliquer le gonflement des sols argileux. Ces hypothèses mettent en cause la géologie, la climatologie et la géotechnique. Cependant, le caractère géotechnique intrinsèque du sol est souvent abordé au second plan. La nature rhéologique des sols gonflants a été abordée par plusieurs modèles. Parmi ceux-ci, on peut citer les modèles d'identification et de prédiction des comportements propres aux argiles gonflantes (Alonso et al, 1990 ; Aissa Mamoune, 2002 ; Djedid et al, 2001) et les modèles de consolidation différentielle par les modèles dits de Cambridge (Pakzad, 1995). Dans cette étude, le modèle choisi est celui qui fait intervenir des essais communs d'identification des sols, ainsi que d'autres approches expérimentales et externes de la nature rhéologique. Ce modèle permet d'appréhender la stabilité des terrains en place.



Figure 1. Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth)

2. ASPECT GEOTECHNIQUE DU SITE ET MATERIAUX D'ETUDE

Au cours de la dernière décennie, la région de Djerma a connu une expansion urbaine remarquable, caractérisée par la mise en place de programmes substantiels de logements et d'infrastructures. Cette dynamique s'est manifestée de manière concrète, transformant la région en un centre en pleine croissance. Nichée à 20 km au Nord-Est de la ville de Batna, au cœur des Aurès, à une altitude de 1050 mètres, la région présente un climat rigoureux en hiver et extrêmement chaud en été, avec des précipitations relativement rares. Le terrain d'étude est destiné à accueillir la construction d'un groupement scolaire appelé Aarour, et il est situé sur un site sujet aux risques d'inondation. Les carottes examinées dans le cadre de cette étude ont été prélevées par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (L.N.H.C) à partir d'un seul sondage réalisé à l'aide d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre, capable de recueillir des carottes allant jusqu'à 50 cm de long. L'analyse visuelle des échantillons prélevés ainsi que l'étude de leurs propriétés physiques ont permis d'établir la lithologie des terrains traversés. Les échantillons intacts extraits de la couche d'argile marneuse ont été soumis à des essais d'identification physiques et géotechnique, ainsi qu'à une analyse granulométrique. Les résultats complets sont résumés dans le tableau 1, et la courbe granulométrique est présentée dans la figure 2.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du sol étudié

% < 80µm	% < 2µm	C _u	C _c	I _p (%)	A _c	S _p	VBS	γ _s (g/cm ³)	W _{opt} (%)	CaCO ₃ (%)	MO (%)	PH (%)
22,97	7,03	173	14,42	50,94	4,36	161,28	12,5	2,63	27,7	30,15	0,23	5,26

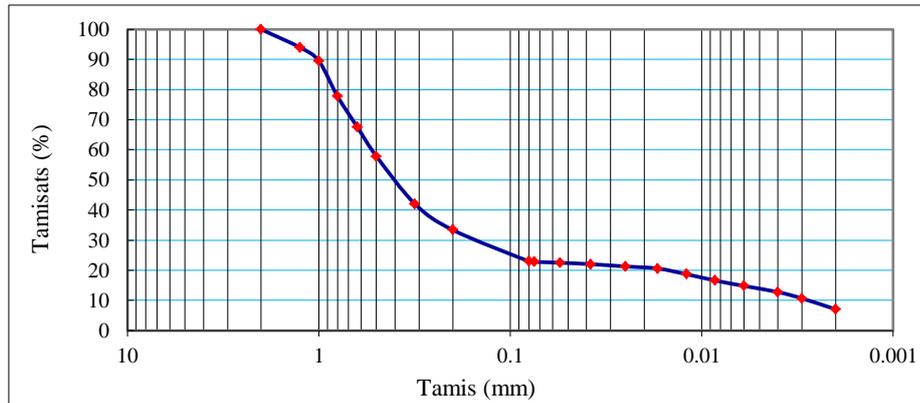


Figure. 2. Courbes granulométriques du sol testé

3. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT

Le phénomène de gonflement des argiles présente une complexité notable, influencée par divers paramètres, notamment la densité sèche, la teneur en eau naturelle et la nature minéralogique des dépôts argileux. La prédiction du gonflement peut être basée sur des caractéristiques physiques du sol, facilement déterminables en laboratoire, telles que les limites de consistance. Toutefois, il est à noter que ces modèles de prédiction du gonflement demeurent plutôt rudimentaires. Ainsi, afin de confirmer et quantifier le caractère gonflant d'une argile, il est impératif de procéder à des mesures directes des paramètres de gonflement. Dans le cadre de cette étude sur le potentiel de gonflement de notre sol, des essais ont été conduits sur des échantillons prélevés par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (L.N.H.C), issus d'un unique sondage réalisé sur le site appelé Aarour- Djerma.

3. 1. Mesure indirecte du potentiel de gonflement

Un nombre substantiel d'approches empiriques, formulées par différents auteurs et fondées sur les caractéristiques physiques des sols Holtz et Gibbs, (1991), sont employées pour évaluer le potentiel de gonflement. D'autres chercheurs ont proposé des abaques de classifications basées soit sur l'activité corrigée (Seed et al, 1962). Les mesures indirectes présentées dans le tableau 1 et 2 indiquent clairement un potentiel de gonflement élevé du sol examiné. Le point représentatif des valeurs de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité du sol se situe dans la zone des argiles gonflantes sur le diagramme de classification des sols fins de Casagrande. Il s'agit d'une argile très plastique, dénotant une texture très argileuse. Selon la classification de Seed et al. (1962), le taux de gonflement du sol est très élevé ($I_p = 50.94 > 35$) alors que la classification de Dakshanamurthy et al (1973), montre bien que notre argile admet un gonflement très élevé, ($70 < W_L < 90$). La limite de liquidité est égale 81.67. Le VBS de l'argile a une valeur dépassant 8, indiquant ainsi un sol à potentiel de gonflement fort (Zarhouni et al. 2002). La surface spécifique totale SST de cette argile rentre dans l'intervalle de 200 à 800 m²/g, alors, l'argile est constituée essentiellement de minéraux de type de la famille des montmorillonites, qui est une argile à potentiel de gonflement élevé (Mouroux et al, 1988). Le calcul de l'activité des argiles selon Skempton (1953), Atteste qu'on est en présence d'une argile très active, de la famille des minéraux illitiques. Mitchell (1976). Le sol examiné, selon l'abaque de Williams et al (1980) qui considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité, l'indice de plasticité et la teneur en argile, est bien positionné et l'argile à un potentiel de gonflement très élevé. L'essai au carbonate (CaCO₃) d'une analyse chimique quantitative réalisée par fluorescence X a donné que l'argile étudié est calcaire. Le taux de sulfate (SO₃) dans l'échantillon est de 1,21% ; ce qui fait que l'argile étudié n'est pas agressive et le taux de CaCO₃ est de 30,15%, ce qui fait que l'argile étudié est marneuse.

L'essai de cisaillement direct (CD) sur l'échantillon de sol permet de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne à long terme. $C = 1.63$ bars et $\varphi = 11.4^\circ$. D'après la classification du sol selon l'angle de frottement on conclut que le sol étudié est une argile raide. L'ensemble de ces résultats nous mènent à penser que notre argile à un potentiel de gonflement très élevé. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être gonflant dès la campagne de reconnaissance préliminaire permet d'anticiper sur les campagnes de reconnaissance de confirmation en les adaptant à la nature du site.

3. 2. Mesure directe des paramètres de gonflement

Plusieurs types d'approche pour identification les argiles gonflantes sont décrites par différents auteurs. Cependant les spécialistes s'accordent sur la fiabilité très limitée des méthodes indirectes et sur l'intérêt de la mesure directe à l'aide de l'œdomètre ou l'éprouvette est mise en place dans un œdomètre puis elle est soumise à un cycle de chargement-déchargement-rechargement par paliers dans son état naturel, à une imbibition puis à des paliers de déchargement sous imbibition. La figure 4 représente la courbe contrainte-déformation exprimée par l'indice des vides (e) en fonction de la contrainte axiale σ obtenue à la fin de chaque palier. Le paramètre le plus significatif permettant d'identifier les sols expansifs est la pente de la courbe de déchargement de l'œdomètre (C_g). La pression de gonflement (P_g) n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais est fonction de son état d'humidité au moment de l'essai. La mesure de la pression de gonflement n'a de sens que si le sol testé est à l'état naturel dans un état de succion élevé et ne peut en aucun cas avertir des risques liés au retrait.

Trois paramètres sont pris en compte pour qualifier le gonflement : le taux de gonflement ou gonflement libre, la pression de gonflement P_g , pression qu'il faut appliquer à l'échantillon de sol pour empêcher son gonflement lors de l'hydratation et l'indice de gonflement C_g qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné.

A partir de carottes d'argile extraites du site d'Aarour, des échantillons cylindriques de 70 mm de diamètre et de 18 mm de hauteur ont été disposés dans des cellules pour des essais de compressibilité œdométrique. Les résultats de ces essais sont résumés dans le tableau 2 et visualisés sur la figure 4 pour une meilleure exploitation.

Tableau 2. Caractéristiques de compressibilité

Profondeur	P_c (kPa)	C_g	C_c	e_0	e_f
3,00m à 4,50 m	360	0.138	0.4985	1.165	1.29

On observe que la courbe de déchargement croise la courbe de chargement initiale, mettant ainsi en évidence la nature expansive du sol (où l'indice des vides final « e_f » après le déchargement est supérieur à l'indice des vides initial « e_0 »). La courbe de déchargement se caractérise par des pentes très prononcées, correspondant à des valeurs élevées de l'indice de gonflement C_g ($> 0,05$), ce qui indique un Risque de gonflement Certain, selon les observations de G. Philipponnat. L'indice de compression C_c ($0,30 < C_c < 0,50$) présente une concordance avec la classification L.C.P, soulignant ainsi la compressibilité notable de notre argile. À propos du gonflement libre, l'échantillon est d'abord soumis au processus d'imbibition sous condition de gonflement libre avec une contrainte correspondant à la pression du piston, d'environ 1.5 kPa. Les déformations verticales (ΔH) sont mesurées jusqu'à la stabilisation. Après la phase de gonflement libre sous faible charge (poids du piston), l'échantillon quasi saturé suit un chemin de chargement par paliers, de manière progressive jusqu'à ce que son volume revienne à sa valeur initiale. La contrainte correspondante est la pression de gonflement P_g Jennings et Knight, (1957) ; Chen, (1988), La déformation maximale obtenue, rapporté à la hauteur initiale, correspond au potentiel de gonflement du sol. Le gonflement total ou le taux de gonflement est défini comme étant le pourcentage d'augmentation de hauteur par rapport à la hauteur initial, il est déterminé selon la formule :

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

Avec : H_i : hauteur initiale et H_f : hauteur finale après stabilisation.

Il convient de noter que le sol soumis au test est une argile gonflante, présentant une pression de gonflement estimée à environ $P_g = 400$ kPa.

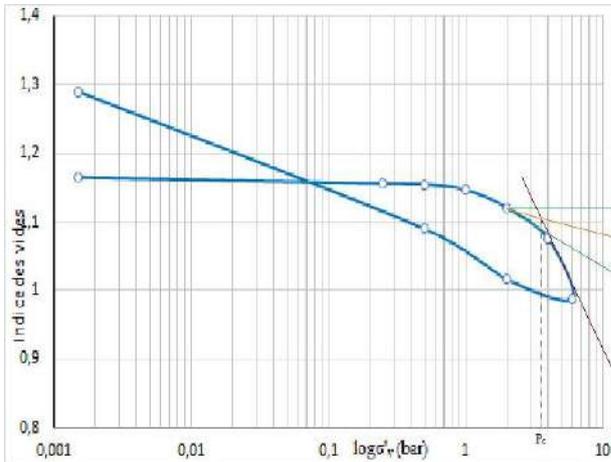


Figure 3. Courbe de compressibilité

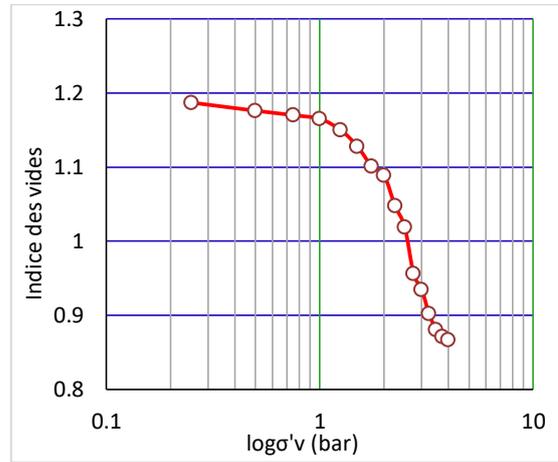


Figure 4. Courbe de gonflement

3. 3. Méthode de gonflement sous différentes pressions

Il s'agit d'une tentative de gonflement en parallèle, également appelée essai de gonflement-effondrement. Cette méthode implique le placement de plusieurs échantillons découpés dans le même matériau au sein de différentes cellules œdométriques dans un même échantillon. Chaque échantillon est soumis à une contrainte axiale faible et constante après imbibition. Les résultats, obtenus après stabilisation des déformations sont représentés sous forme d'une courbe, avec les déformations en ordonnée et les contraintes axiales en abscisse. L'intersection de la courbe avec l'axe des abscisses, là où les déformations sont nulles, représente la pression de gonflement. L'objectif de cet essai n'est pas seulement de mesurer la pression de gonflement P_g mais consiste à déterminer la loi entre l'amplitude de gonflement $\delta H/H$ et la pression normale appliquée $\sigma_v \leq P_g$. Des recherches portant sur les changements de volume de divers sols, qu'ils soient remaniés ou non, à travers des essais œdométriques, ont démontré l'existence d'une corrélation linéaire entre le pourcentage de gonflement et le logarithme naturel de la charge appliquée, comme l'a souligné G. Philipponnat (1991).

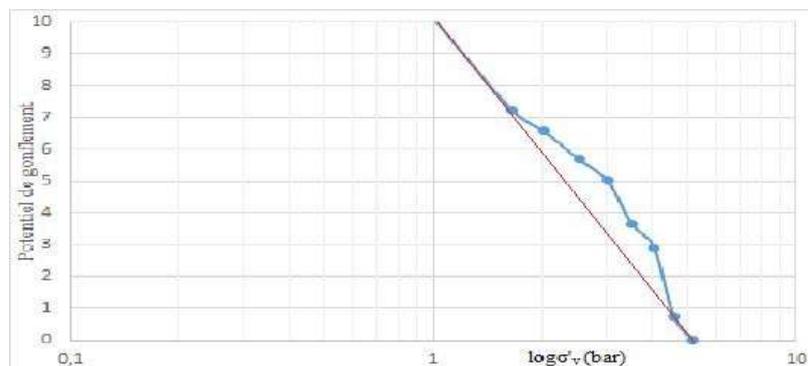


Figure 5. Variation du taux de gonflement en fonction du logarithme de la contrainte

L'expérience est réalisée sur neuf échantillons issus d'une même source (l'argile de Aarour) d'une épaisseur $h = 20$ mm. Chaque échantillon est positionné dans un œdomètre puis soumis, dans son état naturel, à une contrainte axiale maintenue constante. Pour notre étude, les contraintes adoptées sont les suivantes : 1,5 kPa, 100 kPa, 150 kPa, 200 kPa, 250 kPa, 300 kPa, 350 kPa, 400 kPa et 450 kPa. Les diverses expériences ont révélé que le phénomène de gonflement se produit généralement au cours des premières heures, suivi d'une progression lente

puis d'une stabilisation. De plus, le taux de gonflement diminue avec l'augmentation de la pression appliquée. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 5, permettant une détermination précise de la valeur de la pression de gonflement par le biais de la droite d'ajustement des points, laquelle est estimée à environ $P_g = 497$ kPa

4. CONCLUSION

Les principales conclusions qu'on peut tirer suite à cette investigation expérimentale sur les sols d'Aarour se résument comme suit :

- Les essais d'identification et de gonflement confirment le caractère gonflant du sol examiné.
- Le phénomène de retrait-gonflement d'un sol constitue l'un des facteurs d'instabilité affectant les structures et pouvant entraîner d'importants dommages.
- Les confrontations entre différentes théories ne conduisent pas à un consensus sur la nature gonflante.
- Les caractéristiques telles que le taux d'humidité et la proportion de particules fines présentent un potentiel d'expansion global allant de modéré à élever.
- la méthode de chargement sous contraintes totales constantes (essais en parallèle) semble être la plus rationnelle pour mesurer une pression et un potentiel de gonflement, bien qu'elle présente l'inconvénient d'utiliser plusieurs éprouvettes identiques.
- Plus un matériau est surconsolidé, plus il est susceptible de développer des pressions de gonflement importantes.

5. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Londa, L. : *Contribution à l'étude de l'altération des basaltes de la région de Bukavu (Kivu-Zaire)*, Mémoire de Maîtrise (1989), Université de Liège, 137p.
- [2] Alimasi, M. Tshuma, I. : *Contribution à l'étude des mouvements de masse et de la stabilité de Barrage Ruzizi II*, Secteur Ruzizi. Mém. de Lic., Fac. Sci, Dépt. de Géol. CUB/UNIKIS (2002)
- [3] Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A.: *A constitutive model for partially saturated soils, volume 40 Issue 3, September 1999, pp,405-430.*
- [4] Aissa Mamoune, SM. : *Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs*. Mémoire de Magister, Département de génie civil, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen (2002).
- [5] Djedid, A. : *Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie)*, bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n° 233 réf. 4375, 2001, pp. 67-75.
- [6] Pakzad, M. : *Modélisation du comportement hydromécanique des argiles gonflantes à faible porosité*. Thèse de doctorat, ORLEANS, France (1995).
- [7] Seed et al.: *Prediction of swelling potential for compacted clays*. J. Soil Mech. And Found.Eng.Div.ASCE n° 88, 1962, p. 107-131
- [8] Dakshanamurthy, V., Raman, V.: *A simple method of identifying an expansive soil*. *Soils Found.* 13(1), 97–104 (1973). <https://doi.org/10.3208/sandf1972.13.97>
- [9] Zerhouni, M.I., Gérard, C., Fleureau, J.M. : *Étude du retrait de deux sols argileux naturels*. Actes du colloque Magi'50, Vandœuvre, 1998, p. 15-20.
- [10] Mouroux, P., Margron, P. Pinte, J. C. : *La construction économique sur sols gonflants*. Manuels et Méthodes n° 14, éd. BRGM, 1988,128 p
- [11] Skempton (1953) Skempton, AW. *The colloidal activity of clays*. In : Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, Switzerland, ICOSOMEF, pp 57-61(1953).
- [12] Williams, A.B, Donaldson, G.W.: *Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980*. ProcAth Int Conf. On Expansive Soils, Denver, vol. 2,1980, p. 834-844.

EFFET DES TENEURS EN EAU SUR LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS SABLEUX TRAITÉS AVEC UN BIOPOLYMÈRE

Abdelnacer BOUKEFFOUSSA ELROUL^{1*}, Hadjer FEKNOUS¹, Noureddine DELLA¹, Mehdi MISSOUM BENZIANE¹, Sidali DENINE²

¹Civil engineering Department, Hassiba Benbouali University of Chlef, ab.boukeffoussa-elroul@univ-chlef.dz, Algeria.

²Civil Engineering Department, University Center of Tipaza, s.denine@univ-chlef.dz, Algeria.

Résumé : Cette recherche représente les résultats expérimentaux d'une série de tests en boîte de cisaillement direct réalisés sur du sable non traité et traité avec un biopolymère à Chlef. Des tests en laboratoire ont été effectués sur des échantillons de sable naturel non traité et traité avec du gomme Xanthane à une teneur fixe de 0,5 % (Malgré l'essai de divers ratios, celui de 0,5% s'est avéré prometteur dans ses résultats) pour deux périodes de durcissement de 7 et 14 jours, avec des teneurs en eau de 0 %, 10 %, 15 % et 20 %, à une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$) et sous trois contraintes normales différentes de 50, 100 et 200 kPa. Les résultats de laboratoire montrent que les teneurs en eau ont amélioré la résistance au cisaillement et les caractéristiques mécaniques du sable de Chlef. De plus, les échantillons traités avec du gomme Xanthane ont montré un comportement plus dilatant par rapport aux échantillons de sable non traités. De plus, il est noté que l'amélioration du comportement mécanique des échantillons traités est plus prononcée avec des périodes de durcissement plus longues et des contraintes normales plus élevées.

Mots clés : cisaillement direct, biopolymère, sable, comportement mécanique, renforcement, teneurs en eau.

Abstract : This research presents the experimental results of a series of direct shear box tests conducted on untreated and biopolymer-treated sand in Chlef. Laboratory tests were carried out on samples of natural untreated sand and sand treated with Xanthan gum at a fixed content of 0.5% (Despite trying various ratios, the 0.5% ratio proved to be promising in its results) for two curing periods of 7 and 14 days, with water contents of 0%, 10%, 15%, and 20%, at an average relative density ($D_r = 50\%$), and under three different normal stresses of 50, 100, and 200 kPa. Laboratory results show that water contents have improved the shear strength and mechanical characteristics of Chlef sand. Furthermore, samples treated with Xanthan gum exhibited a more dilatant behavior compared to untreated sand samples. Additionally, it is noted that the improvement in the mechanical behavior of treated samples is more pronounced with longer curing periods and higher normal stresses.

Keywords: direct shear, biopolymer, sand, mechanical behaviour, reinforcement, water content.

1 Introduction

En raison de la demande croissante pour des applications respectueuses de l'environnement et durables dans les procédures d'amélioration des sols, des matériaux de remédiation biologique tels que les biopolymères sont devenus plus répandus [1]. En plus d'augmenter la résistance au cisaillement, les biopolymères ont également été utilisés pour améliorer le comportement hydraulique des sols en comblant les vides dans un milieu de sol et en adsorbant l'eau, provoquant ainsi l'expansion du sol. Les préoccupations écologiques et la nécessité d'un développement durable exigent une technique de stabilisation respectueuse de l'environnement. Les biopolymères tels que la chitosane, l'alginate de sodium, et le xanthane montrent un grand potentiel pour remplacer les adjuvants traditionnels en tant qu'additifs pour le sol [2]. Les essais ont été réalisés sur l'appareil de cisaillement direct situé au sein du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Hassiba Benbouali de Chlef. Les spécimens ont été fabriqués à une densité relative de 50% et cisailés sous des contraintes normales initiales appliquées au cours des essais de 50, 100 et 200kPa.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Matériels

2.1.1. Sol

Le sol utilisé dans la présente étude a été prélevé sur les rives du fleuve Chlef (Figure 1), au nord de Chlef en Algérie, cette région a connu une liquéfaction du sol lors d'un séisme en octobre 1980.

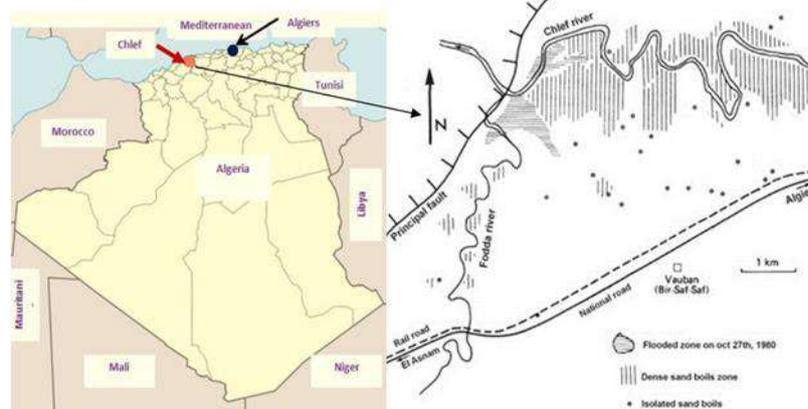


Figure. 1. Les rives de Chlef.

2.1.2. Biopolymère

La gomme xanthane, un polysaccharide produit par la bactérie *Xanthomonas campestris*, est généralement utilisée comme épaississant de viscosité en raison de sa rhéologie hydrocolloïde [3]. La gomme xanthane suscite un grand intérêt en ingénierie géotechnique en raison de la diversité de sa contribution à la résistance du sol [4–6]. La composition chimique de la gomme de xanthane est représentée sur la figure 2.

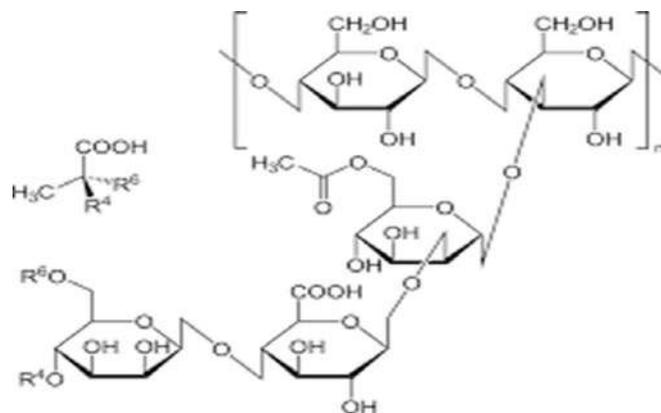


Figure. 2. composition chimique de la gomme de xanthane..

2.2. Méthodes

On étudie une interprétation détaillée de l'effet de la teneur en eau sur le comportement du sable naturel de Chlef traité et non traité. Les échantillons suivants sont préparés en mixant le sable avec un pourcentage de la gomme de xanthane, avec des teneurs en eau et des périodes de cure (Figure 3). Les essais ont été réalisés sur l'appareil de cisaillement direct disponible auprès du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Hassiba Benbouali de Chlef.



Figure. 3. Etapes de préparation des mélanges sable-gomme de xanthane.

3 Résultats

3.1. Effet du confinement (Sable non traité)

La figure 4 représente les résultats des essais non drainés effectués à l'état sec sur le sable de Chlef non traité pour différents confinements. On peut remarquer à partir de cette figure, que le confinement impacte fortement la résistance des échantillons. En effet, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement ($\tau_{\max} = 43,083$ kPa pour $\sigma_n = 50$ kPa ; $\tau_{\max} = 78,56$ kPa pour $\sigma_n = 100$ kPa ; $\tau_{\max} = 164,083$ kPa pour $\sigma_n = 200$ kPa)

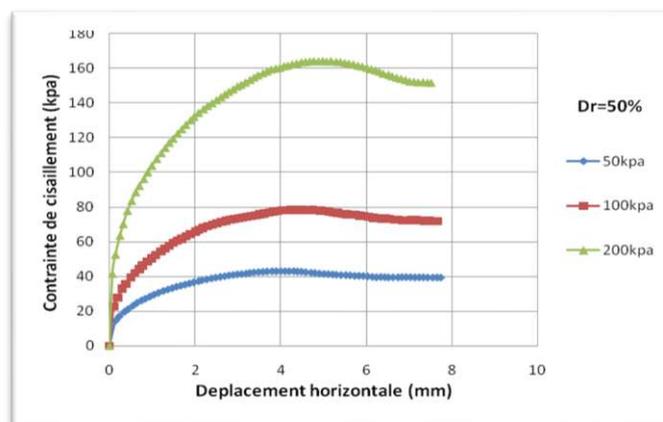


Figure. 4. comportement du sable de chlef non traité à l'état sec. (Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal).

3. 2. Effet de la teneur en eau

Sable traité pour une durée de cure de 7 jours

Les figures 5a, 5b et 5c résument l'évolution du comportement des échantillons moyennement denses préparés par un malaxage du sable naturel et dosé à 0.5% de gomme de xanthane et pour des teneurs en eau de préparation de 0%, 10%, 15% et 20% à une période de cure de 7 jours.

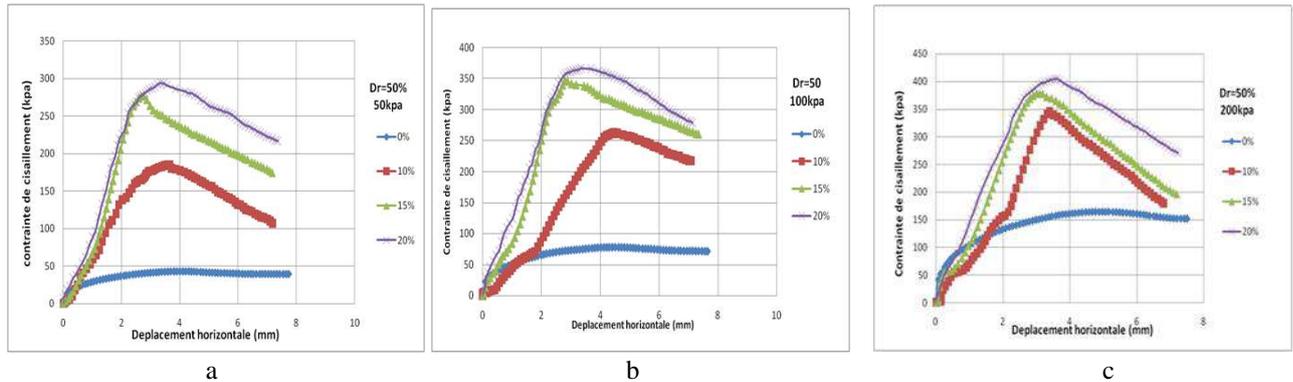


Figure. 5. Comportement du sable de chlef traité par gomme de xanthane pour 7 jours de cure (effet de la teneur en eau).

Sable traité pour une durée de cure de 14 jours

Les figures 6.2a, 6.2b et 6.2c résument l'évolution du comportement des échantillons moyennement denses préparés par un malaxage du sable naturel et 0.5% de gomme de xanthane et pour des teneurs en eau de préparation de 0%, 10%, 15% et 20% à une période de cure de 14 jours.

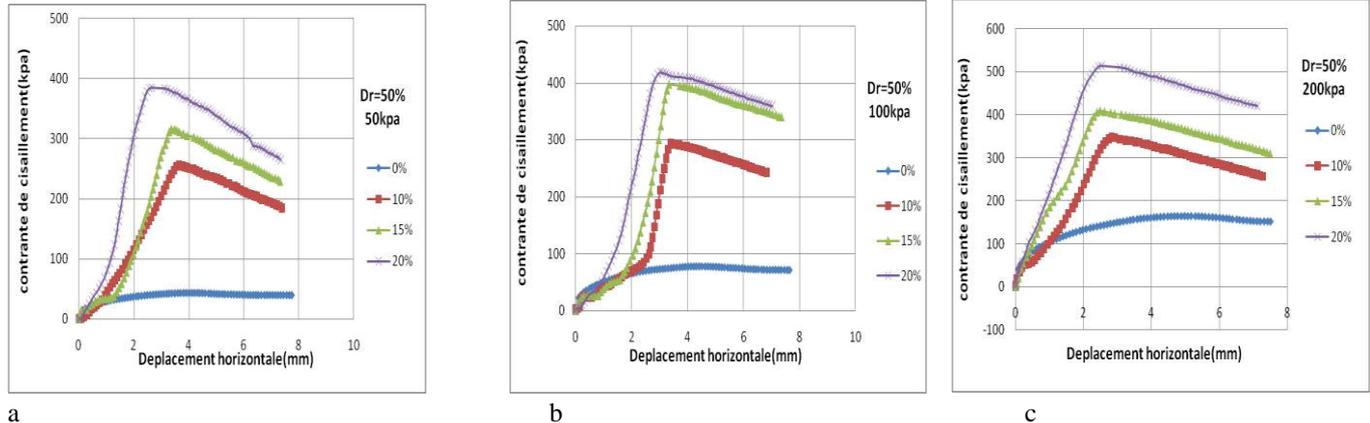
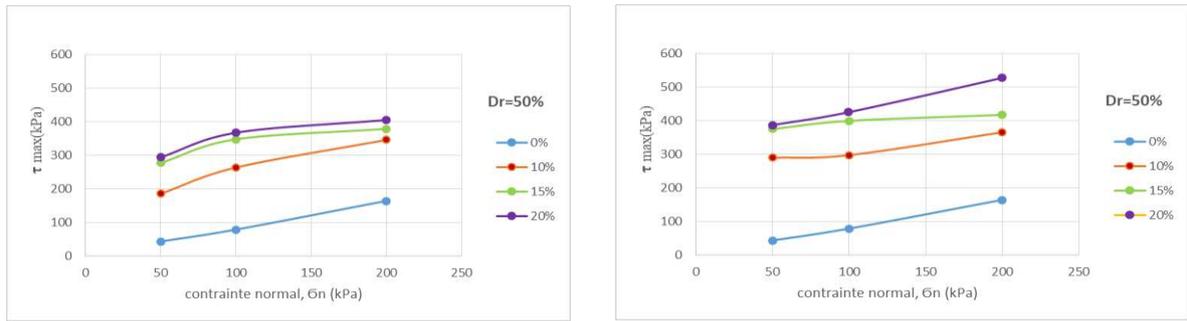


Figure. 6. Comportement du sable de chlef traité par gomme de xanthane pour 14 jours de cure (effet de la teneur en eau).

4 Discussion et Interprétation

Les résultats rapportés dans ces figures 4.a et 4.b permettent de mettre en évidence une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de confinement. on peut remarquer aussi une augmentation de la résistance au cisaillement maximale avec l'augmentation de la teneur en eau de préparation du mélange sable et xanthane. D'autre part et d'après le tableau 1 on peut noter, une augmentation de la cohésion en fonction de teneur en eau.



a (délai de cure 7 j)

b (délai de cure 14j)

Figure. 7. variation de la contraint de cisailment max en fonction de la contraint normale.**Tableau 1.** Valeurs de τ_{max} en fonction de la contrainte normale et de la teneur en eau de malaxage, pour différentes périodes de cures.

durée de cure (jours)	teneur en eau (%)	La contrainte normal, $\bar{\sigma}_n$ (kPa)		
		50	100	200
7	0	43,08	78,56	164,08
	10	185,17	263,25	345,69
	15	277,06	347,44	378,64
	20	293,75	367,02	405,11
14	0	43,08	78,56	164,08
	10	289,33	297,23	365,22
	15	374,94	399,31	417,25
	20	386,69	425,38	527,38

5 Conclusion

Ce travail comporté une présentation des résultats examinant l'effet de l'ajout de la gomme de xanthane sur le comportement du sable naturel de Chlef, en mettant l'accent sur l'influence de contrainte de confinement, la teneur en eau et la durée de cure.

A la lumière des différents résultats obtenus à partir des essais de cisailment, on peut émettre les conclusions suivantes :

- L'ajout de la gomme de xanthane améliore la résistance au cisailment.
- La variation de la durée de cure et de la teneur en eau induit une augmentation de la résistance du sol, spécialement pour une teneur en eau de 20% et une période de 14 jours.

En utilisant les connaissances acquises sur l'effet de la gomme de xanthane sur la résistance au cisailment, les ingénieurs civils pourraient développer des mélanges de béton renforcé plus résistants pour des applications telles que les ponts, les piliers et les structures de soutènement.

Références

- [1] Bağrıaçık, B., and Mahmutluoğlu, B.: *Model experiments on coarse-grained soils treated with xanthan gum biopolymer*. Arabian Journal of Geosciences, 14(16), pp.1-14.(2021).
- [2] Sujatha, E.R., Atchaya, S., Sivasaran, A. and Keerdthe, R.S.: *Enhancing the geotechnical properties of soil using xanthan gum—an eco-friendly alternative to traditional stabilizers*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 80(2), pp.1157-1167. .(2021).
- [3] Barrère, G.C.; Barber, C.E.; Daniels, M.J. Molecular cloning of genes involved in the production of the extracellular polysaccharide xanthan by *Xanthomonas campestris* sp. *campestris*. Int. J. Biol. Macromol.,8, 372–374. [CrossRef]. (1986)
- [4] Khachatoorian, R.; Petrisor, I.G.; Kwan, C.C.; Yen, T.F. *Biopolymer plugging effect: Laboratory-pressurized pumping flow studies*. J. Petroleum Sci. Eng., 38, 13–21. [CrossRef].(2003).
- [5] Bouazza, A.; Gates,W.P.; Ranhith, P.G. *Hydraulic conductivity of biopolymer-treated silty sand*. Geotechnique, 59, 71–72. [CrossRef] .(2009).

- [6] Nugent, R.A.; Zhang, G.; Gambrell, R.P. *Effect of exopolymers on the liquid limit of clays and its engineering implications*. Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board , 2101, 34–43. [CrossRef] .(2009).

EFFET DE LA SUCCION SUR LE COEFFICIENT D'ABSORPTION CAPILLAIRE D'UNE TERRE CRUE COMPACTEE

K. Mekaideche¹, F-E M. Derfouf^{1,2}, A. Laimeche¹, N. Abou-bekr¹

¹ Laboratory of eau et ouvrages dans leur environnement– Eole, University of Tlemcen, Algeria.

² Department of civil and hydraulic engineering, University of Saïda, Algeria.

Abstract. This study presents an experimental investigation of suction variations, following a drying process, on water capillary absorption coefficient (A_w). Calcareous tufa from the Beni-saf region (Algeria), serves as the studied material. The test samples were statically compacted to the Modified Proctor Optimum (MPO). Subsequently, subjected to various drying periods of 1, 3, 7, 14, 21, and 28 days under laboratory conditions. The findings highlighted a notable dependence of the capillary absorption coefficient (A_w) on the initial hydric state of the studied material. Moreover, results underscore an increase in the measured values of (A_w) with the rise in suction values. This study contributes to the existing body of known trends by proposing a power-type relationship between the initial suction and the coefficient (A_w).

Keywords: Capillary absorption, suction, water content, compaction, earth material

Résumé. Ce travail présente une étude expérimentale des variations de succion, suite à un processus de séchage, sur le coefficient d'absorption capillaire d'eau (A_w). Le matériau étudié consistait en tuf calcaire de la région Béni-saf (Algérie). Les échantillons ont été statiquement compactés selon l'Optimum Proctor Modifié (OPM). Ensuite, ils ont été soumis à diverses périodes de séchage de 1, 3, 7, 14, 21 et 28 jours dans des conditions de laboratoire. Les résultats mettent en évidence une dépendance notable du coefficient d'absorption capillaire (A_w) par rapport à l'état hydrique initial du matériau. Les résultats soulignent une augmentation des valeurs mesurées de (A_w) avec l'augmentation des valeurs de succion. Cette étude contribue au corpus existant des tendances connues en proposant une relation de type puissance entre la succion initiale et le coefficient (A_w).

Mots clés : Absorption capillaire, succion, teneur en eau, compactage, matériau terre.

1 Introduction

L'utilisation de la terre comme matériau de construction offre une alternative économique pour ériger des structures à coût réduit [1, 2]. Cette ressource naturelle se caractérise par des propriétés hygrothermiques efficaces, un coût modeste, et une préservation de l'aspect environnemental [1, 3, 4]. L'avantage écologique positionne la terre comme un matériau hautement compétitif par rapport à d'autres matériaux conventionnels tels que le béton [5]. Bien que la majorité des recherches aient principalement axé sur les propriétés mécaniques du sol autant que matériau de construction, ces deux dernières décennies ont vu un intérêt croissant pour ses performances hygrothermiques et durabilités, notamment vis-à-vis au contact d'eau. Par l'effet d'absorption capillaire, plusieurs constructions historiques et modernes ont subi des dégradations importantes et qui a contribué à leur ruine totale ou partielle. Un paramètre qui explique le phénomène de capillarité, dans des conditions de laboratoire, est le coefficient d'absorption capillaire d'eau (A_w). Il caractérise la masse d'eau absorbée par le sol pendant un temps bien déterminé rapportée à la surface (Equation 1). Ce paramètre a été au centre de plusieurs investigations [6,7,8]. Ces études ont conclu que plusieurs facteurs pouvaient influencer le coefficient (A_w). [6] ont montré que la distribution granulométrique du sol est un facteur déterminant pour la vitesse d'absorption capillaire. De leur part, [7] ont déterminé expérimentalement le coefficient d'absorption capillaire d'eau pour des échantillons de terre compactée, dont les masses volumiques variaient de 1,4 à 2,0 [g/cm³]. Les valeurs de (A_w) obtenus restent comprises entre 0.2 [kg/m²/s^{1/2}] et 0.6 [kg/m²/s^{1/2}]. En utilisant un sol naturel, [8] ont essayé de produire des blocs de terre avec un faible coefficient d'absorption d'eau en introduisant des stabilisateurs (ciment et/ou chaux). Les résultats révèlent que plus la teneur en stabilisant est élevée, plus les valeurs d'absorption d'eau sont faibles. L'objectif de cette étude est d'explorer l'influence de la teneur initiale en eau (w_i) et la succion initiale (ψ_i) sur le coefficient d'absorption capillaire (A_w) pour le tuf de Beni-Saf.

Les mécanismes mis en jeu seront discutés et en conséquence, une relation est établie entre (w_i), (ψ) et (A_w) est proposée.

2 Matériaux et Méthodes

2.1 Matériaux

Pour cette étude, un matériau naturel a été sélectionné. Ce matériau est localement accessible dans la région de Béni-saf (Algérie). Il provient d'un déblai des travaux de terrassement du projet de chemin de fer liant les villes de Béni-Saf et Ain Témouchent. Les résultats d'identification de ce Tuf sont donnés dans le tableau 1. Selon la classification USCS/LCPC, le tuf de Béni-saf peut être classifié parmi les sables argileux peu plastiques (Ap-SA).

Tableau 1. Caractéristiques physiques du tuf de Béni-Saf.

Granulométrie					Plasticité			Compactage Proctor Modifié (OPM)	
[9] - [10]					[11]			[12]	
<80 μ m	<2 μ m	d ₆₀	d ₃₀	d ₁₀	w _L	w _P	I _p	γ_{dmax}	W _{opt}
42%	20%	500 μ m	18 μ m	<15 μ m	37%	20%	17%	1.98 [g/cm ³]	12.7%

Le tamisage par voie humide et le test de sédimentation, conformément aux normes [9] et [10], permettent de déterminer la distribution granulométrique. La figure (1) montre que la courbe granulométrique est effectivement positionnée au centre du fuseau recommandé par la norme [13] relative aux BTC.

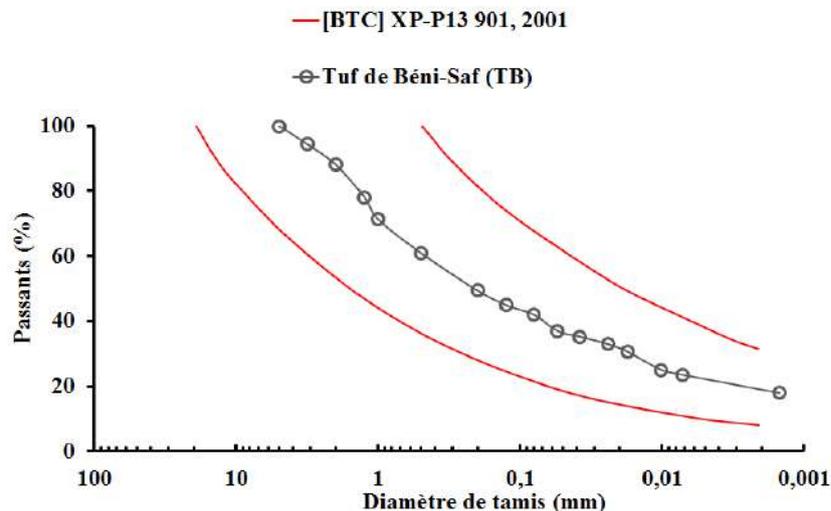


Figure.1. Position de la courbe granulométrique par rapport au fuseau granulométrique recommandé par la norme [13].

2.2 Préparation des échantillons

La terre utilisée a été écrêtée à 5 [mm] puis étuvée à 105 [°C]. Ensuite, des quantités précises d'eau et du sol naturel (cru) ont été malaxées et placées dans des sacs hermétiques pendant 24 heures pour garantir l'homogénéisation de la teneur en eau. Après, le mélange est versé dans un moule à double piston puis compacté à une vitesse de 1 [mm/s]. Les échantillons confectionnés présentent une forme finale cylindrique avec une hauteur de 100 [mm] et un diamètre de 50 [mm]. Les caractéristiques initiales de ces échantillons (γ_{dmax} , w_{opt}) correspondaient à celles de l'OPM. Après démoulage, les échantillons sont soumis à un processus de séchage dont les conditions correspondent à ceux du laboratoire (température \approx 20 °C, humidité relative : 50–60 %).

2.3 Coefficient d'absorption capillaire d'eau

Conventionnellement, le coefficient d'absorption d'eau capillaire (A_w) est exprimé par la formule suivante:

$$(A_w) = \Delta m_i / (A \sqrt{t}) \quad (1)$$

Avec (Δm_i) : la variation de la masse de l'échantillon au cours de l'essai [kg]; (A): surface de la face immergée de l'échantillon [m^2]; (t) : temps [$s^{1/2}$].

Ainsi, après chaque période de séchage (immédiatement après compactage, 13, 7, 14, 21, 28 jours), la détermination du coefficient d'absorption d'eau (A_w) est réalisée conformément à la norme [13]. Le dispositif utilisé pour la mesure du coefficient (A_w) est constitué d'une balance de précision de $10^{-2}g$ permettant l'acquisition continue du poids de l'échantillon suspendu dans une nacelle. La base de l'échantillon, protégée par un papier filtre et une grille à mailles fines, est immergée à une hauteur de 5 mm au-dessous du niveau de l'eau. Ce niveau d'immersion est maintenu constant en tout point durant l'avancement de l'essai.

2.4 Succion

Les mesures de la succion (ψ) ont été réalisées par la méthode du papier filtre selon la norme [14]. Le papier filtre est protégé et placé entre deux couches protectrices en papier filtre. Ensuite, l'échantillon est couvert dans l'aluminium et paraffiné pour maintenir sa teneur en eau constante et assurer l'homogénéisation de celle-ci. La dernière étape consiste à déterminer la teneur en eau du papier filtre après l'équilibre. Ce faisant, la détermination de la succion est effectuée en se référant à la courbe d'étalonnage donnée par la norme [14].

3 Résultats et Discussion

Les résultats des essais d'absorption obtenus sont représentés sur la figure (2).

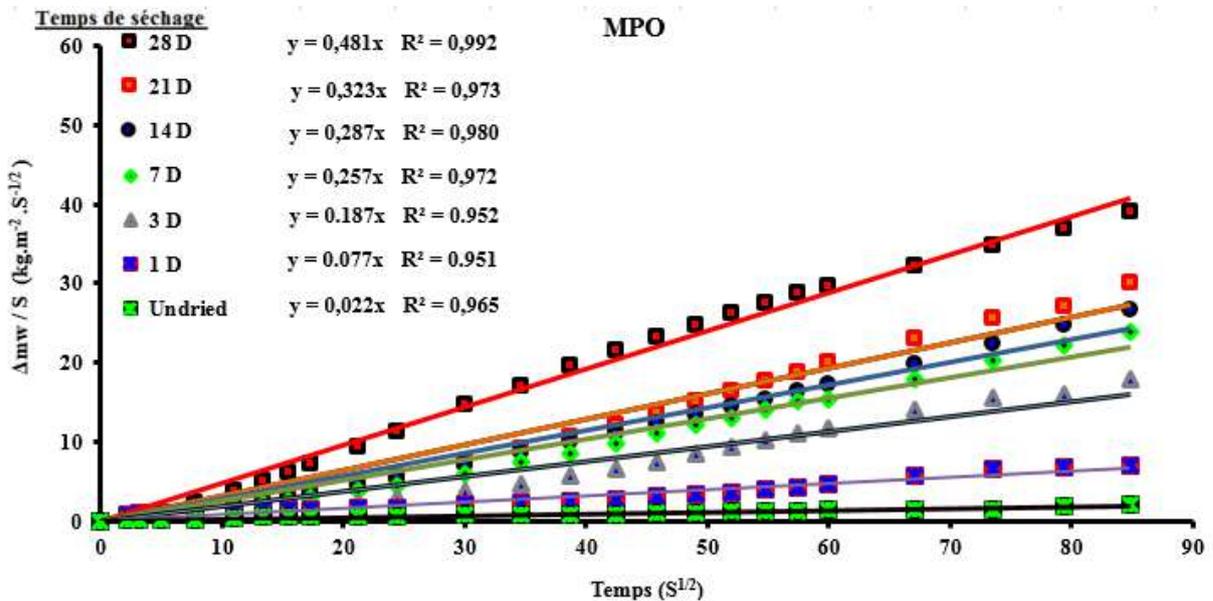


Figure.2. Evolution du coefficient d'absorption en fonction temps.

Une relation linéaire est observée dans laquelle le coefficient de régression est généralement supérieur à 0,95. Le coefficient d'absorption (A_w) a été déterminé suivant les pentes des droites de régression entre la quantité d'eau absorbée par unité de surface en fonction de la racine carrée du temps. La figure (3.a) représente la variation du coefficient d'absorption capillaire (A_w) en fonction de la teneur initiale en eau

(w_i) pour les échantillons testés immédiatement après compactage (noté undried, cf Figure 2), ainsi que les échantillons qui ont subi une période de séchage de 1, 7, 14, 21 et 28 jours.

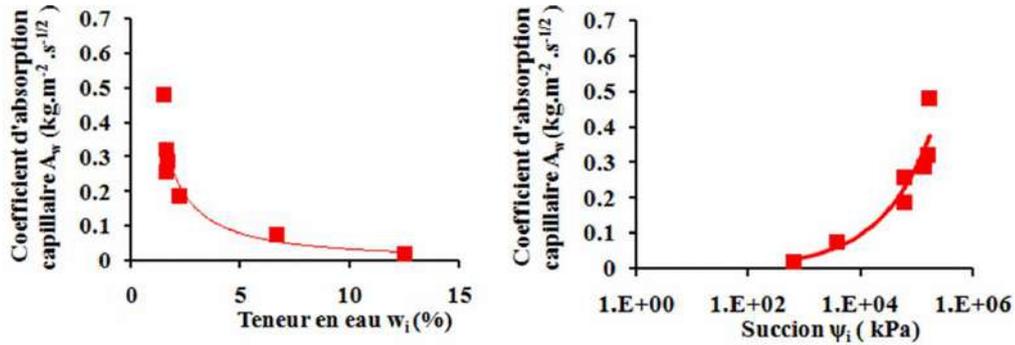


Figure 3. Evolution du coefficient d'absorption en fonction de : (a) la teneur initiale en eau, (b) la succion des échantillons.

Les résultats de la figure (3.a) montrent l'existence d'une relation inverse entre la teneur initiale en eau (w_i) et le coefficient (A_w). Autrement-dit, une diminution de (w_i) engendre une augmentation de (A_w) pour les différentes séries des échantillons. Ces résultats sont en concordance avec les travaux de recherches [15]. Ceci peut être attribué à une plus grande disponibilité des pores pour l'absorption de l'eau dans les échantillons avec une teneur en eau plus faible. Pour des teneurs en eau variant de 12.73% à 1.52%, le coefficient (A_w) varie respectivement de 0.022 à 0,481 $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$ pour l'ensemble des échantillons testés. Une relation de type puissance est proposée dont laquelle un coefficient de régression est égale de 0.95. Toutefois, on peut noter que les valeurs du coefficients d'absorption capillaire obtenus restent inférieure à la valeur maximale de $10 \text{ g.cm}^{-2}.\text{min}^{-1/2}$ ($1.67 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$) pour les bétons en terre [16].

$$(A_w) = 0.58 w_i^{(-1.23)} \quad R^2=0.95 \quad (1)$$

La figure (3.b) illustre la variation de (A_w) en fonction de la succion initiale des échantillons. Cette figure évoque la relation directe entre l'augmentation de (A_w) avec l'augmentation de la succion initiale (ψ_i). A partir d'une valeur de succion initiale de 631 kPa, le chemin de séchage induit une augmentation de la valeur de succion pour atteindre une valeur proche de 166 MPa. Au cours du processus de séchage, une augmentation du coefficient (A_w) de l'ordre de 21% est observée. Le processus de séchage entraîne une diminution de la teneur en eau du matériau et, par conséquent, une augmentation de la succion initiale. Cette augmentation de la succion initiale est due à la diminution de la pression de l'eau dans les pores du matériau, ce qui crée un gradient de potentiel hydrique et favorise la migration de l'eau dans les pores du matériau par capillarité.

Une représentation dans un plan semi-logarithmique permet de proposer une relation de type puissance (équation 2) entre la succion initiale et le coefficient (A_w). Le coefficient de corrélation obtenu est égal à 0.95.

$$(A_w) = 0.0011 \psi_i^{(0.5)} \quad R^2=0.95 \quad (2)$$

Conclusion

Cette étude explore l'effet de la teneur initiale en eau (w_i) et de la succion initiale (ψ_i) sur le coefficient d'absorption capillaire de l'eau (A_w) dans des échantillons de sols. Les résultats révèlent une relation inverse entre (w_i) et (A_w), ainsi qu'une relation directe entre (ψ_i) et (A_w). Ces relations sont généralement de type puissance.

Par exemple, une plage de teneurs en eau variant de 12,73% à 1,52% correspond à une variation de succion de 631 [kPa] à 166 [MPa]. Cette variation est associée à une augmentation d'environ 21% du coefficient d'absorption capillaire.

Ces résultats soulignent l'importance de considérer (w_i) et (ψ_i) dans la conception et l'utilisation des matériaux de construction en terre. Comprendre comment ces paramètres influent sur l'absorption capillaire est essentiel pour contrôler efficacement les propriétés hydriques des matériaux, garantissant ainsi leur durabilité et leur performance dans diverses applications de génie civil et de construction.

Références

- [1] Rodríguez-Mariscal, J. D., Solís, M., & Cifuentes, H. (2018). Methodological issues for the mechanical characterization of unfired earth bricks. *Construction and Building Materials*, 175, 804-814.
- [2] Meukam, P., Jannot, Y., Noumowe, A., & Kofane, T. C. (2004). Thermo physical characteristics of economical building materials. *Construction and Building Materials*, 18(6), 437-443.
- [3] Mansour, M. B., Jelidi, A., Cherif, A. S., & Jabrallah, S. B. (2016). Optimizing thermal and mechanical performance of compressed earth blocks (CEB). *Construction and Building Materials*, 104, 44-51.
- [4] Islam, M. S., Iwashita, K., & Rahman, M. M. (2008). Performance of natural fiber reinforced soil in earthen houses. In *Proceedings of the sixth Asian young geotechnical engineers conference*, Bangalore, India, Paper No. CP (Vol. 22).
- [5] Pacheco-Torgal, F., & Jalali, S. (2012). Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction. *Construction and building materials*, 29, 512-519.
- [6] Hall, M., & Djerbib, Y. (2004). Moisture ingress in rammed earth: Part 1—the effect of soil particle-size distribution on the rate of capillary suction. *Construction and Building Materials*, 18(4), 269-280.
- [7] Fabbri, A., Soudani, L., McGregor, F., & Morel, J. C. (2019). Analysis of the water absorption test to assess the intrinsic permeability of earthen materials. *Construction and Building Materials*, 199, 154-162.
- [8] Fopossi, A. J., Mutuku, R. N., & Ngapgue, F. (2014). Effects of stabilizers on water absorption of compressed earth blocks made from mangu soil. *International Journal of Engineering Sciences & Emerging Technologies*, 7, 490-495.
- [9] XP P94-041 (1995). Sols : reconnaissance et essais -Identification granulométrique – Méthode de tamisage par voie humide.
- [10]NF P94-057 (1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.
- [11]NF P94-051 (1995). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.
- [12]NF P94-093 (1999). Sols : reconnaissance et essais – Détermination des références de compactage d'un matériau – Essai Proctor normal- Essai Proctor modifié.
- [13]XP P13-901 (2001).Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : définitions - Spécifications - Méthodes d'essais - Conditions de réception.
- [14]ASTM D 5298 - 94, (1995). Mesure du potentiel du sol (succion) à l'aide de papier filtre. ISBN: 0-8031- 2129-6. Vol. 4.09, p. 154-159.
- [15]Janz, M. (1997). Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels. Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, Lund.
- [16]DTR C2-45 (2005). Règles de conception et de calcul des maçonneries.Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment. ISBN : 9961-845-21-8.

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS DE COMPACTAGE STATIQUE D'UN SOL RENFORCÉ DE FIBRES

Moulay smaine GHEMBAZA¹, Souad BOUROKBA², Abdelkader HACHICHI², Ramzi DJELLOUL²

¹ Université Djillali LIABES de Sidi Bel-Abbès

² Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf Oran

Résumé. Le compactage du sol seul affecte parfois les propriétés hydrauliques du sol. Il peut donc avoir un impact significatif sur les processus d'évaporation et de transport des solutés dans le sol. Pour se faire, le recours au renforcement des sols par des fibres de différentes natures (naturelle ou artificielle) est nécessaire. Leur utilisation peut grandement aider à résoudre les problèmes d'élimination des déchets. Ainsi, l'ingénierie des sols renforcés de fibres est devenue un sujet d'une importance particulière dans le génie civil et travaux publics. A titre indicatif, un sol renforcé de fibres a été largement utilisé comme matériau de remblai composite dans l'ingénierie géotechnique. Une application très récente, d'un remblai renforcé de géotextile permet de réduire considérablement la pression latérale des terres. Un sol renforcé est un matériau composite dans lequel des éléments résistants à la traction sont noyés dans un massif de sol faible en traction. Il est donc préférable de choisir un compactage accompagné d'un renforcement de fibres. Cette technique vise à améliorer les propriétés de compactage des sols par des fibres qui s'intègrent dans la matrice du sol et de procéder à un compactage statique. Ces fibres aident la distribution des forces de contact agissant sur l'interface fibre-sol, ce qui conduit à une augmentation du frottement de glissement entre les fibres et la matrice de sol. De plus, les fibres pourraient également produire une tension lors de la compression triaxiale, conduisant à un renforcement plus efficace. Dans ce contexte, des essais de compactage statique d'un sol limoneux renforcé de fibres de polypropylène à différents pourcentages volumiques (0,3% ; 0,6% et 0,9%) sont réalisés. Les résultats obtenus montrent une augmentation de la teneur en eau optimale et une légère diminution de la densité sèche maximale. Le mécanisme d'influence est expliqué en termes de microstructure.

Mots clés: Compactage, Fibres, Couche de remblai, Renforcement, Amélioration

Abstract. Soil compaction alone sometimes affects the hydraulic properties of the soil. It can therefore have a significant impact on the processes of evaporation and transport of solutes in the soil. To do so, the use of soil reinforcement with fibers of different types (natural or artificial) is necessary. Their use can greatly help solve waste disposal problems. Thus, the engineering of fiber reinforced soils has become a subject of particular importance in civil engineering and public works. As a guide, fiber reinforced soil has been widely used as a composite backfill material in geotechnical engineering. A very recent application of an embankment reinforced with geotextile considerably reduces the lateral earth pressure. A reinforced floor is a composite material in which tensile-resistant elements are embedded in a low-tensile soil mass. It is therefore preferable to choose compaction accompanied by fiber reinforcement. This technique aims to improve the compaction properties of soils by fibers that integrate into the soil matrix and to carry out static compaction. These fibers help the distribution of contact forces acting on the fiber-soil interface, which leads to increased sliding friction between the fibers and the soil matrix. Additionally, the fibers could also produce tension upon triaxial compression, leading to more efficient reinforcement. In this context, static compaction tests of a silty soil reinforced with polypropylene fibers at different volume percentages (0.3%; 0.6% and 0.9%) are carried out. The results obtained show an increase in the optimum water content and a slight decrease in the maximum dry density. The mechanism of influence is explained in terms of microstructure.

Mots clés: Compaction, Fibres, Backfill, Reinforcement, Improvement.

1 Introduction

Le sol soutient les fondations structurelles et est utilisé comme matériau de construction dans divers projets de génie civil/géotechnique. Le concept de renforcement des sols n'est pas nouveau puisque les sols ont été renforcés depuis la préhistoire. Dans la nature, même certains insectes, oiseaux et animaux utilisent le renforcement du sol sous des formes appropriées pour créer différentes structures selon leurs besoins. Cependant, la forme moderne de renforcement du sol a été développée pour la première fois par [1, 2] sous la forme de bandes d'acier/métal, et le sol renforcé a été breveté sous le nom de Terre Armée

[3]. Les sols naturels peuvent présenter des faiblesses géotechniques, tels qu'une faible capacité portante, une instabilité des talus, une susceptibilité aux mouvements de terrain ou une mauvaise résistance à la compression. Le renforcement des sols est utilisé pour surmonter ces défis et permettre la construction de structures sûres et durables. Il existe plusieurs techniques de renforcement des sols disponibles, les plus couramment utilisées sont le renforcement par inclusion de fibres, l'utilisation des géotextiles et géo-grilles, l'injection de coulis ou de résine, l'utilisation de colonnes de sol, ... etc. Le choix de la méthode de renforcement des sols dépendra des conditions géologiques, des propriétés du sol, des exigences du projet et des contraintes économiques.

Le renforcement du sol et le compactage sont deux aspects étroitement liés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. En effet, le renforcement du sol vise à améliorer les propriétés mécaniques et géotechniques du sol, tandis que le compactage a pour objectif d'augmenter la densité et la résistance du sol en réduisant les vides entre les particules. L'étude des propriétés de compactage des sols est indispensable dans de nombreux domaines de l'ingénierie, tels que la construction de routes, de barrages et de fondations. Cependant, les sols compactés sont influencés par des facteurs, essentiellement pour améliorer les techniques de renforcement et garantir la durabilité des ouvrages géotechniques qui ont un impact significatif sur leurs propriétés, à savoir, la nature des fibres utilisées et la taille des grains du sol qui jouent un rôle prépondérant. Les fibres noyées dans le sol peuvent être variées dans les formes, la texture, la rigidité, le contenu, la longueur ou le rapport d'aspect, l'orientation, etc..., parmi lesquels le contenu, la longueur et l'orientation des fibres sont les préoccupations les plus pratiques dans les applications géotechniques [4] Wang et al.2017. Fondamentalement, les sols renforcés de fibres peuvent être classés en deux types en fonction de leur méthode d'application : (i) Sol renforcé de fibres distribuées orientées (ODFS) et (ii) Sol renforcé de fibres distribuées de manière aléatoire (RDFS) (Bordoloi et al, 2015).

Concernant les travaux de compactage de laboratoire des sols renforcés de fibres à différentes natures et à différents pourcentages, plusieurs chercheurs montrent l'effet des fibres sur les caractéristiques de compactage des sols ([6] Soundara et al., 2015 utilisant des fibres de coco et de polypropylène, [7] Bawadi et al., 2020 utilisant des fibres naturelles, Said et al., 2022 utilisant des fibres de masques cliniques). Leurs résultats expérimentaux montrent une diminution de la densité sèche maximale et une diminution de la teneur en eau maximale des composites renforcés de fibres lorsque la teneur en fibres augmente. Des résultats similaires sont présentés par d'autres chercheurs (Mollamahmutoglu et Yilmaz, 2009 ; Amir-Faryar, 2012 ; Amir-Faryar et Aggour, 2012 ; Mirzababaei et al., 2013 ; Mohammad et al., 2017 ; Sujatha et al., 2021 ; Wang et al., 2018 ; Brahmachary et al., 2019 ; Baruah, 2015 ; Gelder et Fowmes, 2016, Qadir, 2017 et Qadir et al., 2017. Ce comportement peut être attribué à la réduction du poids unitaire moyen des solides dans le mélange de terre et de fibres. En revanche des résultats récentes de Zhang et al., 2022 et Saberian et al., 2021 ne montrent aucune amélioration des propriétés de compactage. La divergence des résultats des différents chercheurs peut être attribuée (affectée) (expliquée) par la nature du sol, la longueur, le type et le pourcentage optimale des fibres introduites.

Dans cette optique, L'objectif de notre étude est de déterminer la faisabilité de la valorisation du matériau dans une couche de forme ou de remblai ainsi que les conditions de sa mise en œuvre, notamment les paramètres de compactage. Cette communication présente une étude expérimentale sur les propriétés de compactage d'un sol limoneux remanié. Les propriétés de compactage statique ont été déterminées pour des échantillons renforcés de 0,3% ; 0,6% et 0,9% de fibres de polypropylène et de verre. Les résultats obtenus montrent une réduction de la densité maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale

Dans ce contexte, des essais de compactage statique d'un sol limoneux renforcé de fibres de polypropylène à différents pourcentages volumiques (0,3% ; 0,6% et 0,9%) sont réalisés. Les résultats obtenus montrent une augmentation de la teneur en eau optimale et une légère diminution de la densité sèche maximale. Le mécanisme d'influence est expliqué en termes de microstructure.

2 Matériels et méthodes

2.1. Présentation du sol et ajouts

Le sol choisi pour notre étude provenant de la localité d'El-Guetna commune de Telagh à 50 km de Sidi Bel Abbès, Algérie et d'une profondeur environ 65cm. Le matériau remanié a été rempli dans des sacs en plastique et transporté au laboratoire. Les additifs de renforcement utilisés, il s'agit de fibres de polypropylène de type monofilament, de nature non corrosive et de fibres de verre. Elles ont un diamètre (32 μm) ; longueur (18 mm); densité spécifique de 0,91 et 1.34 respectivement, d'un module d'élasticité (4000 MPa) ; résistance à la traction (400 MPa). Elles offrent une résistance chimique et ne sont pas affectées par le sel, la dégradation biologique et les ultraviolets. Différentes concentrations de fibres (0,3 ; 0,6 et 0,9%) ont été ajoutées en volume de l'échantillon. D'après la classification USCS, ce sol sable limoneux est peu plastique (ML) selon USC (Figure 1) et humide de classe A_{1h} selon GTR, 2000. La composition chimique du sol révèle une teneur élevée en silice SiO_2 et en chaux CaO , ce qui confère au sol des propriétés pouzzolaniques (Janz et Johansson, 2002). Après pulvérisation, le sol a été placé dans un four pendant 24 heures pour éliminer les effets de l'humidité naturelle sur les tests de laboratoire ultérieures.

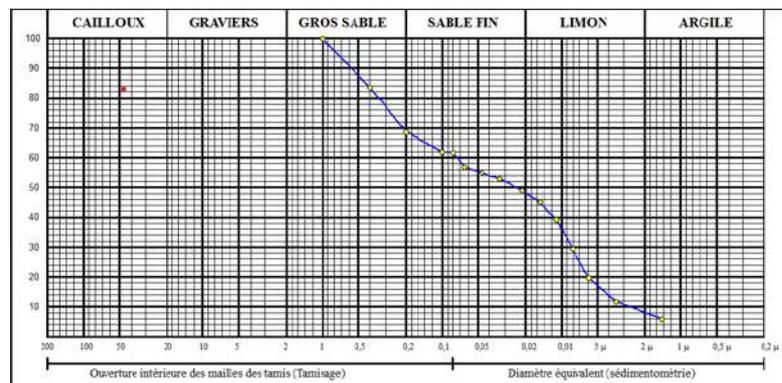


Figure 1 : Courbe granulométrique du sol étudié

2.2. Confection des éprouvettes

Pour préparer les échantillons de sol renforcés de fibres de polypropylène ou de verre, le sol séché a été conservé dans des sacs en polyéthylène, ensuite soigneusement mélangé avec une quantité prédéfinie de fibres seules jusqu'à l'obtention d'une couleur uniforme. Il est à noter que l'hétérogénéité de l'échantillon obtenu par l'essai Proctor ne permet pas de l'utiliser pour des études de laboratoire complètes. L'essai de compactage statique, est effectué par introduction du matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule en acier type oedométrique, puis placé entre deux pistons mobiles. A l'aide un déplacement imposé (compactage à vitesse constante), le compactage se fait en haut et en bas pour avoir une meilleure compacité. L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes. Le mélange composé de sol a été compacté en couches dans le moule pour atteindre une densité sèche donnée. Le diamètre et la hauteur des spécimens remoulés ont été maintenus à 100 mm de hauteur et 50 mm de diamètre pour maintenir un rapport d'élançement de 2. Il est à noter qu'avant le compactage, les surfaces internes des moules ont été lubrifiées pour éviter les frottements latéraux lors de l'extraction. Tous les échantillons ont été stockés dans des sacs en plastique pour éviter l'évaporation d'eau (humidité relative de la salle est supérieure à $95 \pm 2\%$) à une température moyenne de 20°C jusqu'au test de compactage statique.

3 Résultats et interprétations

Les courbes de compactage des échantillons de sol, renforcés avec 0,3% et 0,9% de fibres et non renforcés sont illustrées dans la Figures 2. On constate que la courbe de compactage correspondant au sol sans renforcement se positionne au-dessus des courbes de compactage des sols renforcés de fibres de polypropylène correspondant à une densité maximale de $1,86 \text{ kN/m}^3$ et une teneur en eau optimale de 13,5% (Figure 2a). Cela indique que l'ajout de 0,3% de fibres de polypropylène a un effet sur la compacité du sol réduisant ainsi la densité sèche maximale de $1,835 \text{ kN/m}^3$ correspondant à une teneur en eau de 12,8%. Cependant, les fibres créent une structure tridimensionnelle qui améliore la cohésion du matériau et réduit la porosité. Pour un dosage de 0,9% de fibres, la densité chute encore et devient égale à $1,81 \text{ kN/m}^3$ pour une teneur en eau de 15,14%. Ceci indique que l'ajout de fibre à forte teneur admet un impact marqué sur la densité. Lorsqu'elles sont ajoutées au mélange, elles occupent un certain volume, ce qui réduit la masse totale du sol sans compromettre sa résistance et sa stabilité. Ainsi un pourcentage plus élevé de fibres peut entraîner une plus grande formation de grumeaux ou une distribution inhomogène des fibres, ce qui diminue l'efficacité de renforcement.

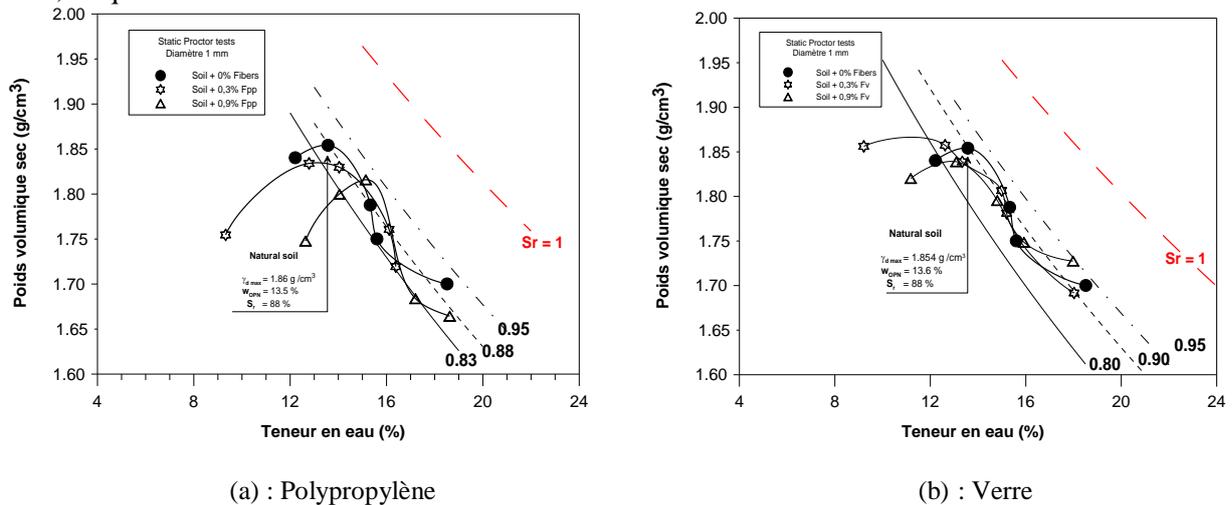


Figure 2 : Courbes de compactages du sol renforcé de fibres

Concernant l'effet des fibres de verre sur les propriétés de compactage du sol, on observe que le sol renforcé avec 0,3% de fibres, présente une densité sèche maximale de $1,85 \text{ kN/m}^3$ supérieure aux valeurs observées dans les autres courbes (Figure 2b), correspondant à une teneur en eau optimale de 12,62%. On peut dire que les fibres agissent comme des renforts mécaniques, améliorant la cohésion et la résistance du sol. Elles permettent une meilleure organisation des particules de sol, créant une structure plus compacte et augmentant ainsi la densité du matériau toute en créant des liens mécaniques supplémentaires. En revanche, l'ajout de 0,9% de fibres de verre contribue également à une légère diminution de la densité du sol correspondant à une densité sèche maximale de $1,83 \text{ kN/m}^3$ pour une teneur en eau optimale de 13% environ. On peut dire que les paramètres de compactage (γ_{dmax} et W_{OPN}) sont minoritairement influencés par l'ajout de fibres avec une légère diminution de la densité sèche et une augmentation de la teneur en eau optimale, quel que soit le dosage et la nature des fibres (Figure 3). En effet, on observe une légère augmentation, de la teneur en eau surtout pour le cas des échantillons renforcés de 0,9% de fibres de verre, ceci peut être expliqué par la non absorption de l'eau par les fibres (Figure 3b). En revanche, on note une augmentation marquée de la teneur en eau des échantillons en présence de 0,9% de fibre de polypropylène (Figure 3a). Il est important de noter que les résultats peuvent être influencés par la nature des fibres utilisées et les interactions spécifiques avec les particules du sol.

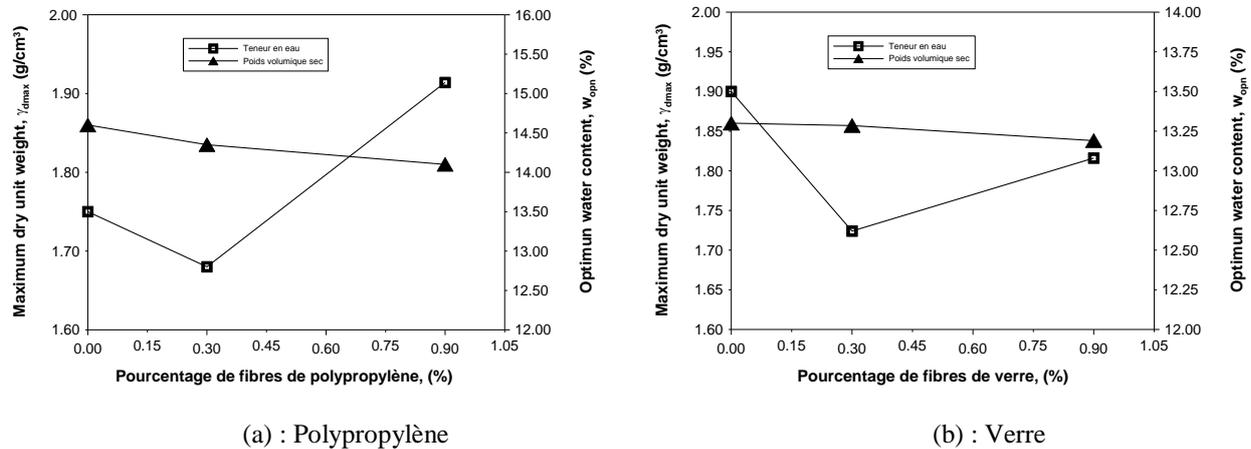


Figure 3 : Influence des fibres sur la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale

4 conclusion

Cette étude a apporté des éclaircissements importants sur l'influence du pourcentage et de type des fibres sur les propriétés de compactage des sols. Les points suivants concernant le comportement au compactage des sols renforcés par des fibres méritent d'être mentionnés :

- L'incorporation de fibres dans le sol entraîne une réduction mineure du poids unitaire sec maximum qui est principalement en raison de la densité spécifique plus faible (0,91 à 1,34) des fibres de polypropylène et de verre respectivement par rapport à la densité spécifique des solides du sol (2,68) et de l'augmentation des vides provoquée par la séparation des fibres des particules du sol avec une augmentation de la teneur en eau optimale du sol renforcés, sans aucun changement significatif dans le comportement de compactage en termes de forme de la courbe de compactage (Gelder et Fowmes, 2016. Ces tendances concordent avec les résultats de Noaman et al., 2022. Étant donné que différentes fibres absorbent différentes quantités d'eau pendant le test de compactage, les paramètres du test de compactage peuvent différer en conséquence. En général, l'absorption de l'eau par les fibres augmente la teneur optimale en eau du sol.
- La présence de fibres orientées de manière aléatoire dans un sol crée une résistance au compactage plus élevée que les inclusions multi-orientées (Lawton et Fox 1992). Plus la teneur en fibres est élevée, plus l'effort de compactage nécessite de maintenir une porosité donnée.
- Ainsi, des recherches plus approfondies sont encore nécessaires pour étudier l'effet de divers types de fibres et de différents teneurs en fibres ainsi que les méthodes de compactage sur les caractéristiques de compactage des sols et d'autres matériaux similaires tels que les cendres volantes.

Ces résultats offrent des perspectives intéressantes pour l'application pratique de techniques de renforcement des sols dans des domaines tels que la construction de routes, les digues et les centres d'enfouissement technique.

Références (Times New Roman 11)

- [1] Vidal H (1966) *La terre Armée*. Annales de l'Institut Technique de Batiment et de Travaux Publics, France
- [2] Vidal H (1969) *The principle of reinforced earth*. Highway research record 282:1–16
- [3] Schlosser F, Long N-T (1974) *Recent results in French research on reinforced earth*. J Constr Div ASCE 100(3):223–237
- [4] Wang, Y, Guo, P., Ren, W. Yuan, B., Yuan, H., Zhao, Y., Shan, S., & Cao, P. (2017). *Laboratory investigation on strength characteristics of expansive soil treated with jute fiber reinforcement*. International Journal of Geomechanics, 17(11), 04017101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000998](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000998).
- [5] Bordoloi S, Yamsani SK, Garg A, Sreedeeep S, Borah S. 2015. *Study on the efficacy of harmful weed species Eicchornia crassipes for soil reinforcement*. Ecol. Eng. 2015 Dec 31; 85:218-22.

- [6] Soundara, B. and Kumar, S. 2015. *Effect of Fibers on Properties of Clay*. International Journal of Engineering and Applied Sciences (IJEAS), 2(5), 123-128.
- [7] Bawadi N F, Ahmad N S, Mansor A F, Anuar S A and Rahim M A. 2020. *Effect of natural fibers on the soil compaction characteristics*. 2nd International Conference on Civil & Environmental Engineering.
- [8] Said Samah, Rahhal Muhsin Elie, 2022. *Improving the compaction properties and shear resistance of a sand reinforced with COVID-19 waste mask fibers*. Heliyon 8 (2022) e12129. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2022.e12129>
- [9] Mollamahmutoglu Murat et Yilmaz Yuksel. 2009. *Investigation of the effect of a polypropylene fiber material on the shear strength and CBR characteristics of high plasticity Ankara clay*. In: Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. 8th International Conference (BCR2A'09). University of Illinois, Urbana-Champaign.
- [10] Amir-Faryar, 2012. *Improvement of Dynamic Properties and Seismic Response of clay Using Fiber Reinforcement*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Maryland, College Park, MD, p. 241. Dissertation (PhD).
- [11] Amir-Faryar, B., Aggour, M.S., 2012. *Determination of optimum fiber content in a fiber reinforced clay*. J. Test. Eval. 40 (2), 334–337.
- [12] Mohammad, S., Qadir, D., Paul, S.R., 2017. *Effect of random inclusion of jute fibres on strength characteristics of lime treated expansive soil*. In: International Conference on Emerging Trends in Engineering, Technology, Science and Management, ICETETSM, pp. 463–468.
- [13] Sujatha, E.R., Atchaya, P., Darshan, S., Subhashini, S., 2021. *Mechanical properties of glass fibre reinforced soil and its application as subgrade reinforcement*. Road Mater. Pavement Des. 22 (10), 2384–2395.
- [14] Wang, J., Sadler, A., Hughes, P., Augarde, C., 2018. *Compaction characteristics and shrinkage properties of fibre reinforced london clay*. In: Proceedings of China- Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer, Cham, pp. 858–861.
- [15] Brahmachary Tonmoy Kumar, Kamrul Ahsan Md, Rokonzaman Md. 2019 *Impact of rice husk ash (RHA) and nylon fiber on the bearing capacity of organic soil*. SN Applied Sciences (2019) 1:273 <https://doi.org/10.1007/s42452-019-0275-0>
- [16] Baruah, H., 2015. *Effect of glass fibers on red soil*. Int. J. Adv. Technol. Eng. Sci. 3 (1), 217–223.
- [17] Qadir, 2017 Qadir, D., 2017. *The effect of fiber reinforcement in sandy soils*. In: 9th International Conference on Recent Development in Engineering Science, Humanities and Management, pp. 278–284.
- [18] Qadir, D., Mohammad, S., Paul, S.R., 2017. *Fibre reinforcement of sandy soil*. Int. J. Adv. Res. Sci. Eng. 6 (4), 703–709.
- [19] Zhang, J.Q., Wang, X., Yin, Z.Y., Yang, N., 2022. *Static and dynamic behaviors of granular soil reinforced by disposable facemask chips*. J. Clean. Prod. 331, 129838.
- [20] Saberian, M., Li, J., Kilmartin-Lynch, S., Boroujeni, M., 2021. *Repurposing of COVID-19 single-use face masks for pavements base/subbase*. Sci. Total Environ. 769, 145527.
- [21] Mirzababaei, M., MirafTAB, M., Mohamed, M., McMahon, P., 2013. *Unconfined compression strength of reinforced clays with carpet waste fibers*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 139 (3), 483–493.
- [22] Gelder et Fowmes, 2016 Gelder C, Fowmes GJ (2016) *Mixing and compaction of fibre- and lime-modified cohesive soil*. Ground Improv 169, GI2:98–108.
- [23] Janz Mårten, Johansson Sven-Erik. 2002. *The Function of Different Binding Agents in Deep Stabilization*. Swedish Deep Stabilization Research Centre
- [24] Noaman Mohammed Faisal, Khan M.A., Ali Kausar, Hassan Amer. 2022. *A review on the effect of fly ash on the geotechnical properties and stability of soil*. Cleaner Materials Journal. Volume 6, December 2022, 100151
- [25] Lawton Evert C., Khire Milind V., and Fox Nathaniel S. 1992. *Reinforcement of soils by multioriented geosynthetic inclusions*. J. Geotech. Engrg. 1993.119:257-275.

ANALYSE D'UNE PENTE DE SOL NON SATURE SOUMISE A L'INFILTRATION DES PRECIPITATIONS: IMPACT DES CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES ET DES PARAMETRES D'ANALYSE

Moussa AMRANE^{1*}, Nadjib MEBIROUK², Rafik DEMAGH¹, Salah MESSAST² et Karim BENCHEIKH²

^{1*}Laboratory LGC-ROI, Department of Civil Engineering, University of Batna 2 - Mostefa BenBoulaid -, 53, Constantine
Road, Fesdis 05078, Batna, Algeria

²Department of Civil Engineering, LMGHU Laboratory, University August 20, 1955, Skikda, Algeria

Résumé. Cette étude propose une analyse approfondie de l'impact des caractéristiques hydrauliques sur une pente de sol non saturé soumise à l'infiltration des précipitations. Des paramètres essentiels tels que le coefficient de perméabilité saturée, le degré initial de saturation, ainsi que l'intensité et la durée des précipitations jouent un rôle crucial dans l'étude des phénomènes géotechniques associés aux glissements de terrain et à l'instabilité des pentes. Face aux défis liés à l'obtention de données hydrauliques complètes, des jugements et des hypothèses d'ingénierie sont souvent nécessaires pour combler les lacunes. Cette analyse utilise des calculs par éléments finis, intégrant une analyse couplée déformation-écoulement avec des conditions aux limites dépendant du temps. Les résultats permettent d'évaluer les performances de différentes pentes de sol non saturé en tenant compte des paramètres hydrauliques mentionnés, fournissant ainsi un aperçu précis des résultats du système pente-sol dans des conditions d'infiltration des précipitations.

Mots clés : Pente de sol non saturé, Infiltration des précipitations, Caractéristiques hydrauliques, Analyse par éléments finis, Stabilité des pentes.

Abstract. This study provides an in-depth analysis of the impact of hydraulic characteristics on an unsaturated soil slope subjected to rainfall infiltration. Essential parameters such as the saturated coefficient of permeability, the initial degree of saturation, and the intensity and duration of rainfall play a crucial role in the study of geotechnical phenomena associated with landslides and slope instability.

Given the challenges in obtaining comprehensive hydraulic data, engineering judgments and assumptions are often necessary to fill the gaps. This analysis utilizes finite element calculations, integrating a coupled flow-deformation analysis with time-dependent boundary conditions.

The results allow for the evaluation of the performance of different unsaturated soil slopes, considering the mentioned hydraulic parameters, thus providing a precise insight into the responses of the slope-soil system under rainfall infiltration conditions.

Keywords: Unsaturated soil slope, Rainfall infiltration, Hydraulic characteristics, Finite element analysis, Slope stability.

1 Introduction

Les précipitations sont l'un des principaux facteurs contribuant aux défaillances de pentes. L'analyse de la stabilité des pentes impliquant des sols non saturés se concentre sur plusieurs paramètres clés, notamment les caractéristiques de l'écoulement de l'eau, les variations de pression interstitielle et la résistance au cisaillement du sol. Ces paramètres sont directement influencés par les conditions limites du flux de fluide telles que l'infiltration et l'évaporation à l'interface sol-atmosphère.

Les sols résiduels sont souvent présents dans un état non saturé et les défaillances de pentes dans les sols résiduels non saturés surviennent généralement pendant les périodes de pluie. L'infiltration des précipitations élève le niveau de la nappe phréatique, augmente la pression de l'eau et réduit la succion matricielle des sols non saturés.

Dans l'analyse de la stabilité des pentes, l'effet de la succion matricielle ou pression négative interstitielle est généralement négligé, car on suppose que la succion diminue avec l'infiltration des précipitations et n'affecte pas la stabilité à long terme de la pente. Cependant, pour réduire la succion matricielle du sol, les précipitations doivent persister pendant une période significative et leur intensité doit approcher le coefficient de perméabilité saturée du sol à la surface du sol.

Les propriétés hydrauliques telles que le coefficient de perméabilité saturée, le degré de saturation initial, l'intensité et la durée des précipitations jouent un rôle crucial dans l'analyse de la stabilité des pentes en considérant l'infiltration des précipitations.

L'objectif principal de cet article est d'évaluer l'influence des propriétés hydrauliques du sol (conductivité hydraulique et degré de saturation initial) et des précipitations dans les calculs de stabilité des pentes réalisés à l'aide de la méthode des éléments finis. Ce faisant, nous effectuerons une analyse entièrement couplée de la déformation et de l'écoulement souterrain en tenant compte des conditions limites dépendantes du temps.

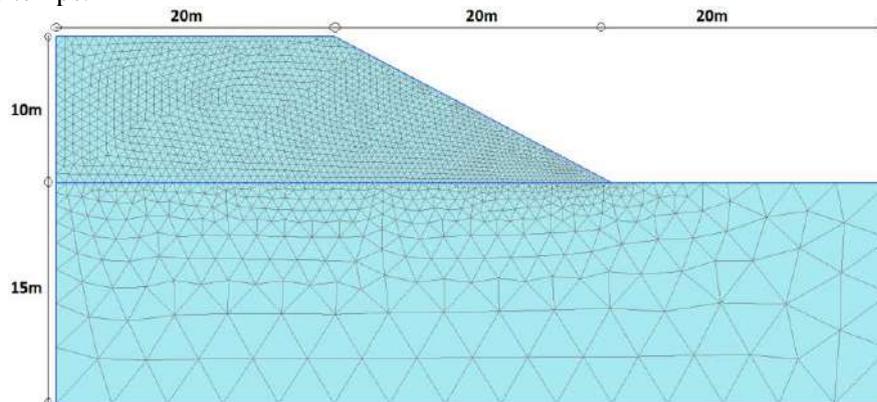


Figure. 1. Géométrie et maillage d'éléments finis de la pente

2 Matériaux et Méthodes

Le niveau initial de la nappe phréatique a été supposé horizontal à la base de la pente. Un événement pluvieux avec une intensité de 10 mm/heure pendant une durée de 3 jours (72 heures) a été appliqué à la fois sur la crête et la pente. Les pressions interstitielles minimale et maximale ont été fixées à $-0,1$ m (θ_{\min}) et $0,1$ m (θ_{\max}), respectivement.

Les frontières gauche, droite et basse du modèle ont été considérées comme des frontières imperméables (Fig. 2).

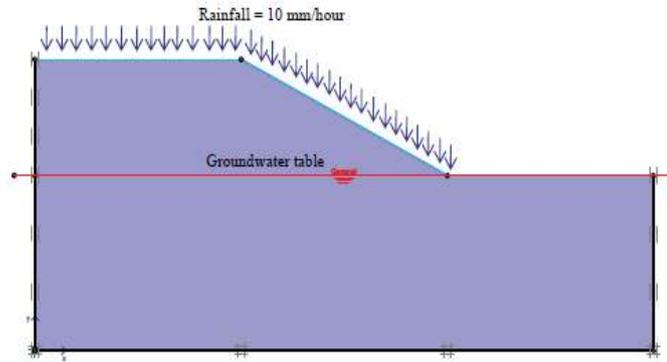


Figure. 2. Conditions aux limites du modèle

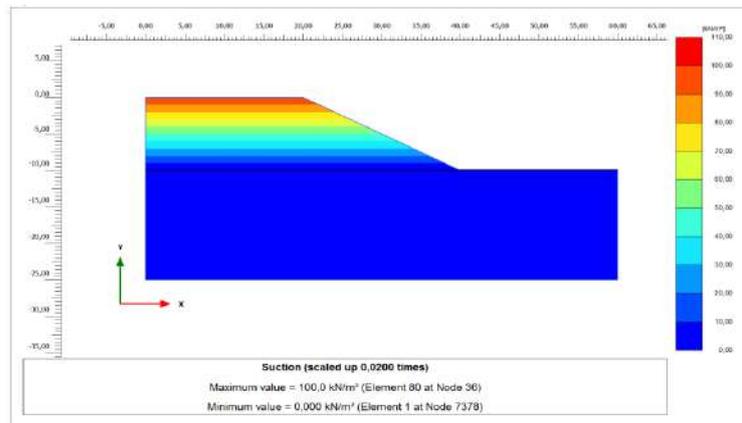


Fig. 3. Conditions Initiales : Suction

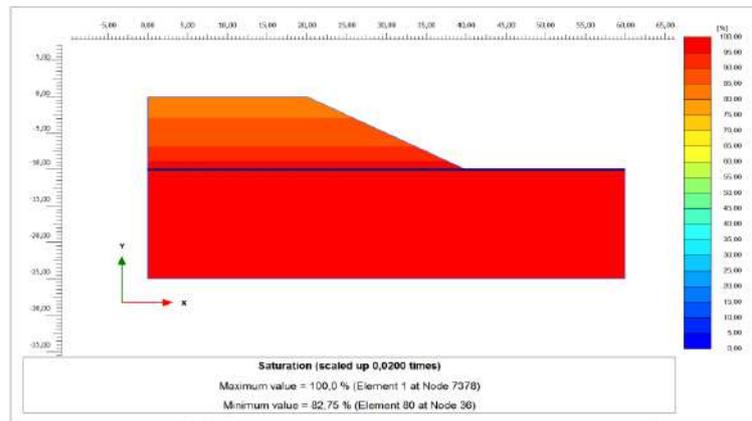


Figure. 4a. Conditions Initiales : Degré de Saturation - Argile

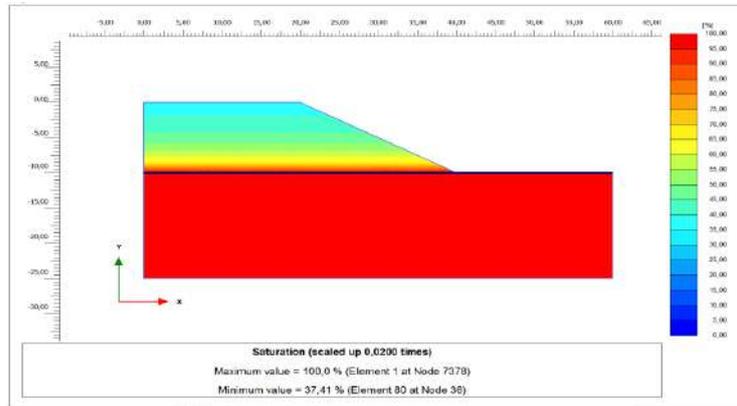


Figure. 4b. Conditions Initiales : Degré de Saturation - Limon

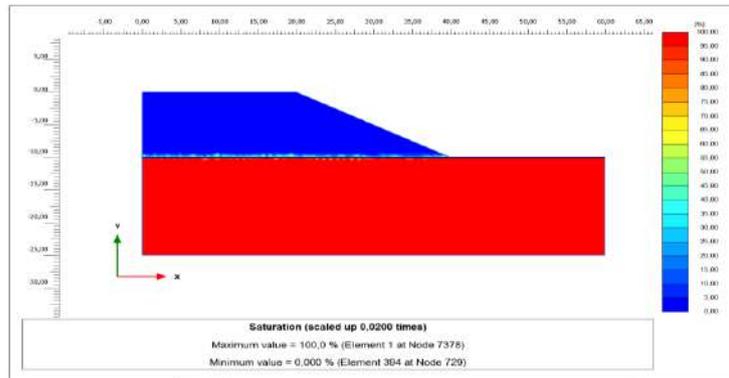


Figure. 4c. Conditions Initiales : Degré de Saturation - Sable

3 Résultats & Discussion

La Figure 5 illustre les changements dans le facteur de sécurité (FS) au fil du temps. Pendant les précipitations, la succion d'infiltration diminue, ce qui entraîne une réduction du FS de la pente. Comme prévu, la succion dans les sols à haute perméabilité diminue plus rapidement que dans les sols à faible perméabilité. Des conditions initiales à 3 jours d'infiltration des précipitations, le FS de la pente argileuse n'a diminué que de 0,5 %. Cependant, pour les sols de limon et de sable à haute perméabilité, le FS a diminué de 27 % et 35 %, respectivement.

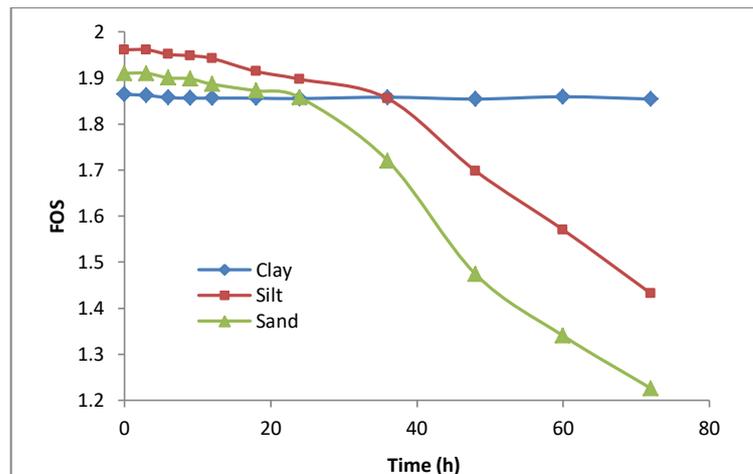


Fig. 5. Variation du FS au fil du temps pour la pente de sol non saturé

4 Conclusions

La stabilité d'une pente non saturée est fortement influencée par la distribution des pressions interstitielles négatives (suction). La prise en compte de la résistance au cisaillement fournie par la suction augmente la stabilité de la pente. Les paramètres hydrauliques tels que le coefficient de perméabilité saturée, le degré initial de saturation, l'intensité et la durée des précipitations déterminent les distributions de saturation et, par conséquent, le facteur de sécurité (FS) initial avant infiltration.

Lors de l'infiltration des précipitations, la suction diminue, entraînant une baisse du FS de la pente. Cette diminution est plus rapide dans les sols à haute perméabilité que dans ceux à faible perméabilité, soulignant l'importance de la caractérisation précise des propriétés hydrauliques des sols pour les analyses de stabilité des pentes.

Références

- [1] CAI, F., UGAI, K. (2004): Numerical analysis of rainfall effect on slope stability. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 69-78.
- [2] CHO, S., E., LEE, S., R. (2000): Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration. *Computers and Geotechnics*, 28, 185-208.
- [3] GRIFFITHS, D., V., LU, N. (2005): Unsaturated slope stability analysis with steady infiltration or evaporation using elasto-plastic finite elements. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 249-267.
- [4] Van Genuchten, M., T., (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44 (5), 892-898.
- [5] Van Genuchten, M., T.; Nielsen, D., R. (1985): On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils. *Annales Geophysicae*, Vol. 3 (5), 615-628.

BEST-FIT MODEL FOR PREDICTING THE PLASTICITY INDEX OF FLY ASH-STABILIZED CLAYEY - SOILS USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

Y. Kellouche^{1,2} | H. Gadouri¹ | M. Nour Souleyman¹ | M. De Carvalho¹ | A.B. Sari³

¹Department of Earth Science and Universe, University Djillali Bounaama, Khemis-Miliana, Algeria

²Laboratory of Structures, Geotechnics and Risks, Civil Engineering Department, Hassiba Benbouali University, Chlef, Algeria

³Department of Civil Engineering, University Hassiba Benbouali, Chlef, Algeria.

Abstract. Fly ash has been widely used for improving the geotechnical properties of problematic soils to be used as materials for earth structures. However, few studies have been made for predicting the physico-mechanical properties of Fly ash-stabilized problematic soils. Consequently, the study aims to develop the best-fit model for predicting the plasticity index (PI) of Fly ash-stabilized high-plasticity clay soils based on Artificial Neural Networks (ANNs). Accordingly, the database used in this study was collected from 22 studies (making 193 data) that were well selected to be trained, tested and validated using MATLAB. The obtained results showed that the developed PI-ANN-model gave a good performance with a correlation of over 99% and a low Mean Square Error (MSE). In addition, it proved its high performance compared to that obtained by using statistical methods. Therefore, the elaborated PI-ANN-model can be used as a reliable tool to predict the PI of high-plasticity clay soils.

Keywords: High-plasticity clay soils, Fly ash (FA), Plasticity index (PI), Stabilization, Prediction, Artificial Neural Networks (ANNs)

Résumé. Les cendres volantes ont été largement utilisées pour améliorer les propriétés géotechniques des sols problématiques afin de les utiliser comme matériaux pour les structures en terre. Cependant, peu d'études ont été réalisées pour prédire les propriétés physico-mécaniques des sols problématiques stabilisés par des cendres volantes. Par conséquent, l'étude vise à développer le modèle le mieux adapté pour prédire l'indice de plasticité (IP) des sols argileux à haute plasticité stabilisés par des cendres volantes, basé sur les réseaux de neurones artificiels (ANN). En conséquence, la base de données utilisée dans cette étude a été collectée à partir de 22 études (soit 193 données) qui ont été bien sélectionnées pour être entraînées, testées et validées à l'aide de MATLAB. Les résultats obtenus ont montré que le modèle PI-ANN développé donnait de bonnes performances avec une corrélation plus de 99 % et une faible erreur quadratique moyenne (MSE). De plus, il a prouvé ses hautes performances par rapport à celles obtenues en utilisant des méthodes statistiques. Par conséquent, le modèle PI-ANN élaboré peut être utilisé comme un outil fiable pour prédire le PI des sols argileux à haute plasticité.

Mots clés : Sols argileux à haute plasticité, Cendres volantes (FA), Indice de plasticité (PI), Stabilisation, Prédiction, Réseaux de neurones artificiels (ANN)

1. Introduction

Many researchers have focused on the study of these problematic soils in order to find alternatives for improving their geotechnical properties and therefore reduce certain stability risks. Therefore, the chemical method of soil stabilisation is one of the preferable tools to solve the problems of unstable soils such as the use of lime, pozzolans, cement, and fly ash [1].

The use of fly ash to resolve geotechnical problems of clayey soils becomes more frequent in our days. However, Class C was greatly used as binder content in engineering applications in the goal of reducing CO₂ emissions caused by cement production.

According to the literature, there is no lack of empirical and classical models for predicting the physico-mechanical properties of problematic soils where a part of these statistical models was focused on fly ash-stabilised clayey soils [2]. However, the statistical models remain limited due to the non-linearity of most of the parameters studied, for this reason; several researchers have turned to use artificial intelligence techniques which have proven their performance by solving increasingly complicated geotechnical problems as plasticity index, optimum moisture content and maximum dry density of lime-stabilised clayey soils [3]. The purpose of this work is to develop an ANN model to predict the plasticity index from the Atterberg limits (liquid and plastic limits) of unstabilised soils (in the initial state) and the percentage of fly ash in the stabilised soils.

2. Artificial neural networks overview

Artificial Neural Networks (ANN) simulate biological neural systems in the human brain with the ability to learn, reason, and solve computational problems. Hence, learning a formal neural network consists in determining the optimal weights (of the optimal strength of the connection) according to the problem to be solved. It is a phase in the development of a neural network during which the behavior of the network is modified until the desired behavior is obtained. The multilayer perceptron (MLP) is a network composed of successive layers. The connections between neurons in each layer include associated weights that are iteratively adjusted by the learning algorithm to minimize the risk of error and produce accurate predictions. The input layer reads the incoming signals, a neuron per input x_j , an output layer provides the system response. A neuron from a hidden layer is connected at the input to each of the neurons of the previous layer and at the output to each neuron in the next layer (Figure 1).

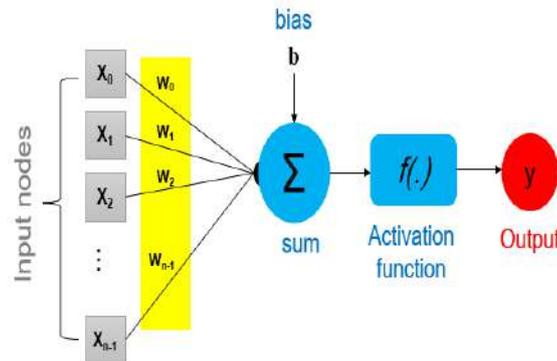


Figure. 1. Artificial neural network process

Each neuron j of the hidden layer calculates the sum of n input neurons symbolized by x_i ($i = 1, \dots, n$) and weighted by the synaptic weights (w_1, w_2, \dots, w_n). After adding the bias b , the result will be multiplied by the transfer function (f) to give the output y as showing in “Eq. (1)”.

$$y = f\left(\sum_{i=0}^{n-1} w_{ij} x_i + b\right) \quad (1)$$

3. Data collection and analysis

3.1. Geotechnical properties selection

The Atterberg limits, which play a major role in the classification of clay soils, are one of the most important properties used to assess the change in this classification caused by stabilisation. According to the literature, the classification of soils may change after adding mineral stabilisers such as cement, lime and fly ash. The liquid limit (LL) and plastic limit (PL), separates the limits of water content between the non-plastic, plastic and viscous fluid states. The plastic index (PI) defines the full range of the plastic state which is the difference between the LL and PL. According to ASTM D4318-00, the LL is the water content of the material which conventionally corresponds to a 13 mm closure of the lips of the groove after 25 shocks. The PL is the conventional water content of a soil roll which cracks when its diameter reaches 3 mm. The PI is the range of water contents, within which the soil behaves like a plastic material.

3.2. Collection and processing of the database

The database selected, to predict the plasticity index (PI) of clay soils stabilised with fly ash, is made up of 193 points extracted from 12 studies [4-15]. The data collected concerns only clayey soils of high-plasticity improved by different fly ash contents, and from different regions. The data for each parameter were grouped into three ranges of variation to see the distribution of the scatter plot as showing in Table 1. This step is very essential to know in which variation range the model is more efficient.

The database is divided into three parts: 60% of the data for training to estimate network parameters, the second part is for testing the model which represents 20% of the data used to prevent over fitting, and the last part is 20% of data for validation, used to independently assess the final network that is applied to the

entire dataset and all new data. The data are normalized in an interval of “-1” and “1” of the sigmoid function chosen as a transfer function in the algorithm of the model development.

Table 1. Database range.

Input and output parameters		Min	Max	Variation	Range %
Inputs	LL ₀ (%)	34	100	34-54	58
				54-74	34
				74-100	08
	PL ₀ (%)	13	54	13-25	38
				25-42	57
				42-54	05
	FA (%)	0	50	0-16	60
17-33				31	
34-50				09	
Output	PI (%)	5	73	5-30	47
				30-55	51
				55-73	02

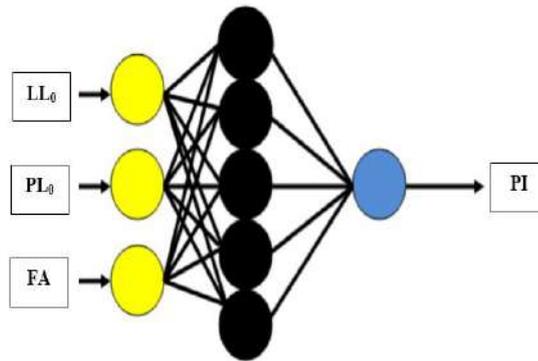


Figure 2. Model's architecture

4. Model Development

The architecture having the most preferment characteristics (R an MSE) is that of one hidden layer with five neurons as shown in Figure 2. In civil engineering, the multi-layer back propagation (BP) algorithm is still the most successful ANN type of models that have been widely used in solving the most complex problems [16]. The ANN model parameters are summarized in Table 2.

It is quite clear to observe that the model developed has a good statistical performance with an MSE = 2.84×10^{-5} and a correlation of 99% as shown in Figure 3. Since this performance is not enough to judge the model, therefore it was essential to study the sensitivity of the model to the variation of the input variables such as the rate of fly ash as shown in Figure 4. It is noted that the PI decreased with increasing the fly ash content. This result agrees with those published in the literature where Sari et al. (2020) have observed that the PI of high-plasticity clay soils dropped from 30% to 26.1% and 24.4% using 6% and 14% fly ash, respectively. The same results were found by other researchers [17; 18].

Table 2. Training parameters of the ANN model.

ANN parameters	Values and symbols
Training function	'trainlm' (Levenberg Marquardt)
Transfer function	'tansig' (non linéaire fonction)
Performance function	'mse' (mean square error)
Mean square error	2.84×10^{-5}
Division function	'dividerand'
Momentum	0.9
Learning cycles	100
Number of neurons in the input layer	03

Number of hidden layers	01
Number of neurons in the hidden layer	05
Number of neurons in the output layer	01

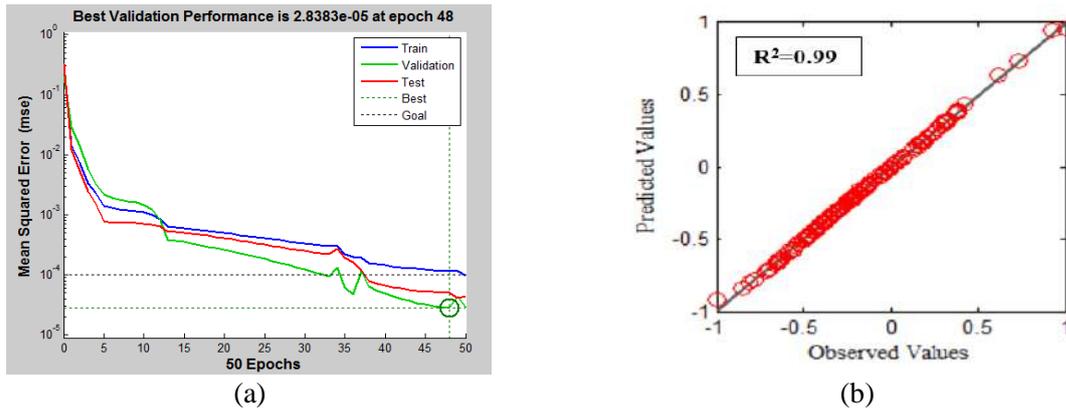


Figure 3. Model performance: a) MSE; b) Correlation between predicted and observed values

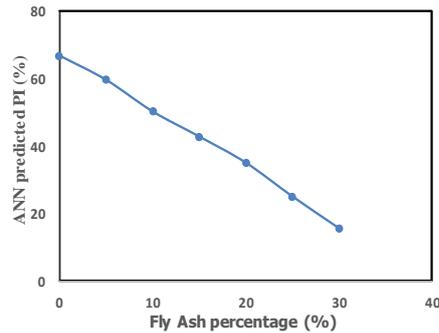


Figure 4. Sensitivity of the ANN model

5. Validation of the developed model

The validation of the model was made by a comparison between the experimental results of the fly ash-stabilized clay soils extracted from three different researches [17-19] not included in the database and the predicted results. The statistical parameters used for the validation are the determination coefficient (R^2) and the mean relative error (MRE). The relative error ($E\%$) is calculated by “Eq. (2)”.

$$(E\%) = ABS \left(\frac{PI_{EXP} - PI_{ANN}}{PI_{EXP}} \right) \times 100 \quad (2)$$

Figure. 5 shows that the correlation between both the results exceeds 99% with a very low error (MRE=0.92%). Therefore, the developed model can generalize with new data with very high reliability.

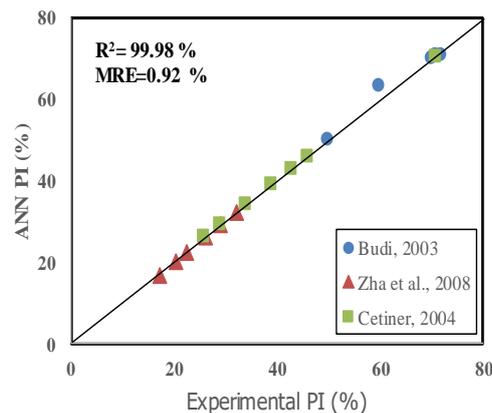


Figure 5. Predicted values compared with experimental results of other research

6. Conclusion

The current study aims to develop a best-fit model for predicting the plasticity index (PI) of Fly ash-stabilized high-plasticity clay soils based on Artificial Neural Networks (ANNs). It was found that the developed PI-ANN-model was successfully trained and validated. In fact, the elaborated model showed a good performance for the prediction of the PI with a correlation coefficient of 0.99 and a low MSE value of 2.84×10^{-5} . Additionally, the results of the parametric study were found to be in agreement with those of the literature where the PI decreased with increasing the fly ash content. On the other hand, the validation made by a comparison between the experimental results of the fly ash-stabilized clay soils extracted from three different researches (not included in the database) and the predicted results showed a good correlation exceeding 99%. Therefore, the PI-ANN-model can be used as a reliable tool to predict the plasticity index of high-plasticity clay soils.

7. References

- [1] Koliass, S., Kasselouri-Rigopoulou, V. and Karahalios, A. (2005). Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites* 27(2): 301–313. doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.02.019
- [2] Sari, B.A., Gadouri, H., Ghrici, M. and Harichane, K. (2020). Best-fit models for predicting the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils used as materials for earth structures. *International Journal of Pavement Engineering* 21(7), 939–953. doi:10.1080/10298436.2018.1517874
- [3] Taleb Bahmed, I., Harichane, K., Ghrici, M., Boukhatem, B., Rebouh, R. and Gadouri H. (2017). Prediction of geotechnical properties of clayey soils stabilised with lime using artificial neural networks (ANNs). *International Journal of Geotechnical Engineering* 5: 1–13. doi:10.1080/19386362.2017.1329966
- [4] Hakari, U.D. and Puranik, S.C. (2012). Stabilisation of black cotton soils using fly ash, Hubbali-Dharwad municipal corporation area, Karnataka, India. *Global Journal of Research in Engineering* 12(2-A): 20–29.
- [5] Sivapullaiah, P. (2013). Use of solid waste to enhance properties of problematic soils of Karnataka. Report on Research Project, Indian Institute of Science, Bangalore.
- [6] Murugan, S. and Vijayarangam, M. (2014). Influence of fly ash to improve the shear strength of commercial and natural soil. *International Journal of Current Engineering and Technology* Special Issue-3: 213–216.
- [7] Sivapullaiah, P.V. and Jha, A.K. (2014). Gypsum induced strength behavior of fly ash-lime stabilized expansive soil. *Geotechnical and Geological Engineering* 32(5): 1261–1273. doi:10.1007/s10706-014-9799-7
- [8] Eqyaabal, M.Z. and Ambica, A. (2015). Construction of a road in the black cotton soil using fly ash. *Indian Journal of Science and Technology* 8(32): 1–5. doi:10.17485/ijst/2015/v8i32/87490
- [9] Neramitkornburi, A., Horpibulsuk, S., Shen, S.L., Arulrajah, A. and Disfani, M. (2015). Engineering properties of lightweight cellular cemented clay– fly ash material. *Soils and Foundations* 55(2): 471–483. doi: 10.1016/j.sandf.2015.02.020
- [10] Florez-Gongora et al. (2016). Estabilización química de suelos expansivos de San José de Cúcuta (Colombia) usando cenizas volantes. *Respuestas* 13(2): 19–31. doi:10.22463/0122820X.536
- [11] Kolay, P.K. and Ramesh, K.C. (2016). Reduction of expansive index, swelling and compression behavior of kaolinite and bentonite clay with sand and class C fly ash. *Geotechnical and Geological Engineering* 34(1): 87–101. doi:10.1007/s10706-015-9930-4
- [12] Maneli, A., Kupolati, W.K., Abiola, O.S. and Ndambuki, J.M. (2016). Influence of fly ash, ground-granulated blast furnace slag and lime on unconfined compressive strength of black cotton soil. *Road Materials and Pavement Design* 17(1): 252–260. doi:10.1080/14680629.2015.1066703
- [13] Zumrawi, M.M. and Mohammed, M.H. (2016). Effect of fly ash on the characteristics of expansive soils in Sudan. 7th Annual Conference for Postgraduate Studies and Scientific Research Basic Sciences and Engineering Studies, University of Khartoum, Sudan.
- [14] Dissanayake, T.B.C.H., Senanayake, S.M.C.U. and Nasvi, M.C.M. (2017). Comparison of the stabilization behavior of fly ash and bottom ash treated expansive soil. *Engineer: Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*, 50(1): 11–19. doi:10.4038/engineer.v50i1.7240. doi:10.9744/ced.5.1.pp. 20-24
- [15] Indiramma, P., Sudharani, C. and Needhidasan, S., 2020. Utilization of fly ash and lime to stabilize the expansive soil and to sustain pollution free environment - An experimental study. *Materials Today: Proceedings* 22: 694–700. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2019.09.147>
- [16] Kellouche, Y., Boukhatem, B., Ghrici, M. and Tagnit-Hamou, A. (2017). Exploring the major factors affecting fly-ash concrete carbonation using artificial neural network. *Neural Computing & Applications* 31(2): 969–988. doi:10.1007/s00521-017-3052-2
- [17] Cetiner, S.I. (2004). Stabilization of expansive soils by çayirhan fly ash and desulphogypsum. *Master's Thesis. The Middle East Technical University*.
- [18] Zha, F., Liu, S., Dy, Y. and Kui, K. (2008). Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Natural Hazards* 47(3): 509–523. doi:10.1007/s11069-008-9236-4
- [19] Budi, G.S., Cristanto, A. and Setiawan, E. (2003). Pengaruh fly ash terhadap sifat pengembangan ekspansif. *Civil Engineering Dimension* 5(1): 20–24.

MECHANICAL BEHAVIOR OF BENTONITE-TREATED BOUHANIFIA DAM SEDIMENTS FOR POTENTIAL LANDFILL APPLICATIONS

Zohra BOUNOUARA¹, Abdellah DEMDOUM², Souad BOUROKBA¹

¹ Université des Sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran, Oran, Algeria

² Université Mustapha Stambouli Mascara

Abstract : The present study investigates the valorization of dredged sediments from the Bouhanifia dam in western Algeria by treating them with bentonite to improve their physical and mechanical properties for use as soil liners in landfill sites. Geotechnical characterization was performed on mixtures containing different percentages of bentonite, compacted under modified optimum Proctor (OPM) conditions. The effects of bentonite addition on Atterberg limits, direct shear strength, and compaction characteristics were evaluated. Results showed that bentonite treatment increased the liquid limit (LL), plastic limit (PL), and changed the soil classification from low plasticity to high plasticity clay. The undrained cohesion and friction angle exhibited a significant increase of around 40% with 2-10% bentonite addition, with the highest shear strength achieved at 8% bentonite content. This improvement is attributed to mixture type, cation exchange capacity, and relative clay mineral content. The friction angle reached 32.85° for the 8% bentonite mixture, meeting regulatory requirements for soil liners. Furthermore, compaction water content variations within OPM \pm 3% did not significantly affect the shear parameters. Overall, the characterization of the bentonite-treated sediment mixture based on physical and mechanical parameters demonstrated its suitability for use as an engineered barrier in hazardous waste landfills, meeting regulatory provisions. This study highlights the potential for valorizing dredged sediments through bentonite treatment for environmental applications in waste containment systems.

Key-words : valorization, behaviour, bentonite, landfill.

1 Introduction

Reservoir siltation due to erosion is a major global concern, leading to loss of storage capacity and potential environmental pollution from dredged sediments deposited downstream. This issue is particularly severe in Algeria, where specific erosion rates are among the highest in North Africa, exceeding 2000 T/km²/year for most watersheds [1]. According to the National Agency for Dams and Transfer (ANBT), most Algerian dam reservoirs face significant siltation, with an estimated total sediment volume of 403 million m³ in the west, 230 million m³ in the east, 428 million m³ in the center, and 87 million m³ in the south as of 2016. Consequently, periodic dredging operations are necessary, to recover substantial volumes of sediments.

These dredged sediments possess potential for valorization and reuse in various civil engineering applications, including public works and construction [3-7]. However, their disposal can pose long-term environmental risks if not properly managed [2]. One critical application is the construction of soil liners for hazardous waste landfills, where the barrier plays a crucial role in mitigating pollution risks [8]. These barriers are exposed to chemical, physical, mechanical, and hydraulic processes induced by leachates from waste decomposition [9]. Their effectiveness relies on achieving adequate mechanical behavior and permeability performance. The suitability of a material for constructing a landfill liner is primarily governed by several key factors. These include low hydraulic conductivity ($\leq 10^{-9}$ m/s), $10\% \leq$ Plasticity Index $\leq 65\%$, liquidity Limite LL $\leq 90\%$, minimal compressibility, internal friction angle ($\phi^{\circ} = 30^{\circ} \pm 2^{\circ}$), durability, sufficient strength, resistance to freeze-thaw cycles, minimal volumetric change during wetting and drying cycles (low shrinkage-swelling potential), weathering resistance, and chemical compatibility with potential leachates [1, 2, 3].

Previous studies have demonstrated that incorporating bentonite can enhance the physico-chemical and hydric characteristics of sediment-based materials [10-14], thereby improving their suitability for landfill sealing barriers. The present study aims to develop economical and practical formulations for on-site implementation, enabling the valorization of dredged sediments as soil liners for hazardous waste containment systems. This approach not only addresses the issue of reservoir siltation but also contributes to sustainable waste management practices by repurposing dredged sediments as landfill liners.

2 Materials and methods

2.1 Site location

The study site is located within the catchment area of the Bouhanifia dam watershed, spanning an area of 8,700 km². The Bouhanifia dam is a 56-meter-high rockfill embankment dam situated approximately 100 km south of Oran and 25 km from the city of Mascara (Fig. 1). Planned dredging operations for the Bouhanifia dam reservoir were estimated to remove approximately 6 million m³ of sediments, with sediment removal activities commencing in June 2013. The sediment samples used in this study were collected in 2015 from the designated sediment storage area.



Figure. 1 Aerial view of Bouhanifia dam

2.2 Soil identification

Table 1 presents a summary of the physicochemical characterization tests performed on the sediments obtained from the Bouhanifia dam reservoir. Based on the particle size analysis and organic matter content, the sediments from the Bouhanifia dam can be classified as weakly organic soil. The high natural water content observed is characteristic of dredged sediments. According to the Casagrande plasticity chart, the Bouhanifia dam sediments exhibit plastic behavior and are classified as low plasticity clay (CL). The average calcium carbonate (CaCO₃) content of these sediments is approximately 18.66%, indicating a moderate limestone content (10% < CaCO₃ < 30%). Considering these analyses, the utilization of the Bouhanifia dam sediments in the construction of landfill liner systems necessitates prior treatment to meet the required specifications regarding bearing capacity and deformation characteristics.

Table 1. Physical proprieties of the sediments of Bouhanifia dam

Denomination	Measured Value
Density of solids grains (g/cm ³) ASTM D-854	26.53
Liquid limit, LL (%) (ASTM D-4318) 49	49.67
Plastic limit, PL (%) (ASTM D-4318)	18.67
Plasticity Index (%) (PI = LL - PL)	31
Natural water content W _n (%) (ASTM D-2216)	98.11

Shrinkage limit SL (%) (ASTM D-4318)	11
Shrinkage index (%) (SI = LL - SL)	38.67
Percentage of elements smaller than 2 μm , F2 (%)	25
Activity (PI/F2)	1.24
Organic matter content OM (%) (XP P94-047)	4.21
Calcium carbonate content (%) (ASTM D4373-96)	18.66
Value of methylene blue (%) (NF P94-068)	4.45
Total specific surface area = 21VBS (cm^2/g) (Tran 1977)	93.45

2.3 *Bentonite*

The second material used in this study is bentonite sourced from the Mostaganem region in northeastern Algeria. This bentonite has undergone several identification tests, with the results presented in Table 2.

Table 2. Chemical parameters of Mostaganem bentonite

Parameters	Denomination	Measured Value
Chemical (%)	SiO ₂	62.23
	TiO ₂	0.44
	Al ₂ O ₃	14.93
	Fe ₂ O ₃	3.97
	CaO	2.08
	MgO	2.11
	BaO	0.20
	Na ₂ O	2.18
	K ₂ O	1.55
	SO ₃	0.98
		Loss on ignition

The chemical composition of the bentonite was determined through X-ray fluorescence analysis. The results reveal that this bentonite is an aluminosilicate material with a silica/alumina ratio of 4.17.

3 **Resultats**

3.1. *Treatment effect on the plasticity of Atterberg limits*

The effect of bentonite content on the Atterberg limits of the treated and untreated sediments is illustrated in Fig. 2. The results are plotted on the Casagrande plasticity chart (Fig. 3). As the bentonite percentage increases in the treated samples, both the liquid limit (LL) and plastic limit (PL) exhibit a general increasing trend. The plastic index (PI), however, remains relatively constant within the range of 2–4% bentonite, beyond which it shows a slight increase. This behavior aligns with the typical observations of increasing liquid limit, plastic limit, and plasticity index upon the addition of bentonite, as reported in several studies, including those by Kumar and Yong (2002) and Labiod-Aloui et al. (2014). Notably, the Casagrande plasticity chart (Fig. 3) indicates that the addition of bentonite changes the soil classification from medium plasticity to high plasticity.

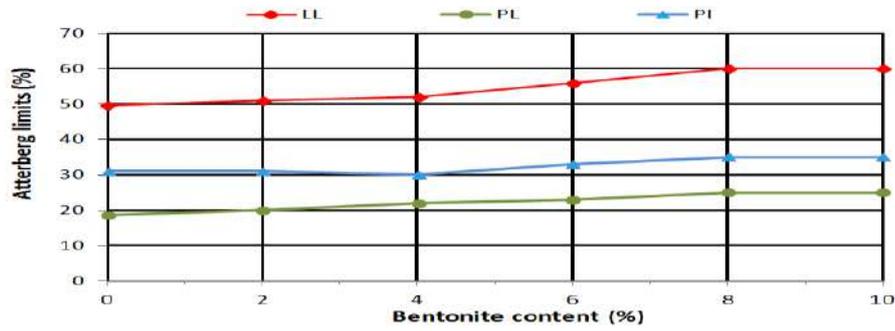


Figure. 2 Effect of bentonite content on Atterberg limits of Bouhanifia sediment.

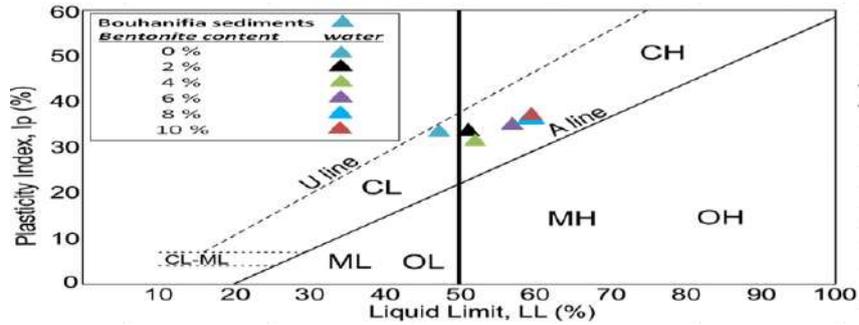


Figure. 3 Classifications of Bouhanifia sediments.

3. 2. Treatment effect on the shear strength of the sediments

Figure 4 presents the evolution of the undrained shear strength parameters (cohesion, C_{uu} , and friction angle, ϕ_{uu}) for the sediments treated with different bentonite contents and compacted under the modified Optimum Proctor (OPM) conditions. These parameters correspond to the peak values obtained from direct shear tests. It can be observed that the cohesion and friction angle values, which collectively represent the shear strength, are lower for the untreated sediments compared to the treated sediments containing 2%, 4%, 6%, 8%, and 10% bentonite under $OPM \pm 3\%$ conditions. Consequently, the shear strength parameters exhibit a considerable increase of approximately 40% within the 2–10% bentonite content range. This improvement can be attributed to factors such as the mixture composition (Labioud-Aloui et al., 2014), cation exchange capacity [13], or the relative proportion of clay minerals in the mixtures [3].

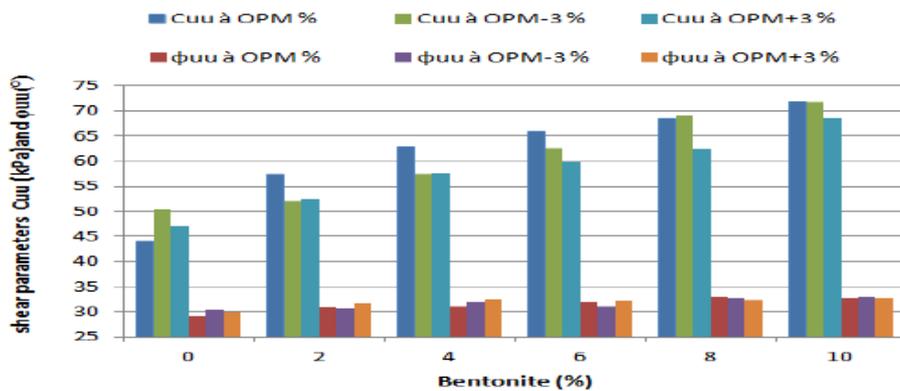


Figure. 4 Treatment effect on the undrained shear strength of the sediments

This result translates into a clear enhancement of the bearing capacity of the sediments when treated with bentonite. The improvement in bearing capacity is most pronounced for the simple bentonite treatment

approach. The optimal result is achieved with a bentonite content of 8%, which yields the highest shear strength parameters among the investigated mixtures.

4 Conclusion

This study involved comprehensive laboratory testing on natural sediments obtained from the Bouhanifia dam in Algeria. The sediments were treated with varying percentages of bentonite and compacted to the modified Optimum Proctor density to investigate the influence of treatment on the consistency limits and shear strength characteristics. The following key conclusions can be drawn from this research:

- ✓ The liquid limit (LL) and plastic limit (PL) increased with increasing bentonite content. Consequently, the plastic index (PI) exhibited a considerable reduction upon treatment, resulting in a reclassification of the soil from low plasticity to high plasticity.
- ✓ The addition of bentonite significantly enhanced the internal friction angle, and consequently, the shear strength of the sediments. The lowest friction angle value obtained in this study was 32.85° , which is consistent with the recommended range for soil/bentonite geosynthetic interfaces in landfill applications.
- ✓ For the investigated material, variations in compaction water content within the range of OPM $\pm 3\%$ did not significantly affect the shear strength parameters.

Ultimately, the comprehensive characterization of the adopted sediment-bentonite mixture, including the physical and mechanical parameters derived from this study, demonstrates that this material meets the regulatory requirements for utilization in landfill applications.

References

- [1] 14. Mekerta, B., Semcha, A., Rahmani, F: Troalen JP Erosion spécifique et caractérisation de la résistance au cisaillement des sédiments du barrage de Fergoug [Specific erosion and characterization of the sediment shear Author, F., Author, S.: *Title of a proceedings paper*. In: Editor, F., Editor, S. (eds.) CONFERENCE 2016, LNCS, vol. 9999, pp. 1–13. Springer, Heidelberg (2016).
- [2] Bourabah, MA., Taibi, S., Abou-Bekr, N: Valorisation des sédiments de dragage de barrages algériens- Cas du barrage de Cheurfas [Valorization of dredging sediments of Algerian dams - Case of the Cheurfas dam]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE)*, 15(2), 179-196 (2011).
- [3] Lagaly, G: Principles of flow of kaolin and bentonite dispersions, *Applied Clay Science*, 4(2), 105-123 DOI: 10.1016/0169-1317(89)90003-3 (1989).
- [4] Dubois, V: Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins, valorisation en technique routière. PhD Thesis, Université d'Artois, France (2006).
- [5] Chiang, K-Y., Chien, K-L., Hwang S-J Study on the characteristics of building bricks produced from reservoir sediment. *Journal of Hazardous Materials*, Vols. %1 sur %2159, Issues 2–3. 499–504 (2008).
- [6] Katsiri, A., Pantazidou, M., Damikouka, I., Kontogiorgi, CH and Tringali, A: Disposal options for dredged marine sediments based on physicochemical and toxicological characterization. *Global Nest Journal*, n° 4, p.449-456 (2009).
- [7] Labiod-Aloui, Z., Trouzine, H., Ghembaza, MS., Nouioua, T., Sebaibi, Y: Experimental investigation of mixtures of bentonite and dredged sediments from Chorfa dam in Algeria. *Turkish Journal of Earth Sciences* 23(3), 330-338 (2014).
- [8] Kouloughilin, S: Etude expérimentale des mélanges sable bentonite, leurs performances comme barrière de confinement dans les CET. [Experimental study of bentonite sand mixtures, their performance as containment barrier in CET] PhD Thesis, Université Mentouri Constantine, Algeria (2007).
- [9] Demdoug, A., Gueddouda, MK., Goual, I: Effect of Water and Landfill leachate on Hydraulic Behavior of Compacted Bentonite, Calcareous Sand and Tuff Mixtures for Use as Landfill Liners, *Geotechnical and Geological Engineering*. 35(6), 2677-2696 DOI 10.1007/s10706-017-0270-4 (2017).
- [10] Kumar, S., Yong, WL: Effect of bentonite on compacted clay landfill barriers. *Soil & sediment contamination - soil sediment contam* 11(1), 71-89 (2002).
- [11] Demdoug, A., Gueddouda, M. K., Goual, I., Souli, H., Anlauf, R., & Ghembaza, M. S. (2021). Effect of water content on hydraulic properties of bentonite–geomaterials mixture. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(13), 2370-2395.
- [12] Imaizumi, S., Wataru, M., Takahashi, N., Doi Y: Estimation of critical ratio of bentonite addition to tuff sand. *Journal of Material Cycles and Waste Management* 11(4), 299 (2009).

- [13] Mishra, AK., Ohtsubo, M., Li, L., Higashi, T: Influence of the bentonite on the consolidation behaviour of soil–bentonite mixtures. *Carbonates and evaporites* 25:43-49 (2010).
- [14] Kavya, MP., Anjana, TR: Effect of bentonite on permeability of compacted soil liners international journal of advanced Research Trends in Engineering and Technology (IJARTET) Vol. 3, Special Issue 23 (2016).

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT D'UNE ARGILE PARTIELLEMENT SATUREE ET GONFLANTE

Houria MOBAREK¹, Ali HAMZA¹, Omar BOUDLAL¹

¹ Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou

Résumé. Le travail objet de cette communication porte sur l'étude d'une argile partiellement saturée. Une étude expérimentale à l'oedomètre est engagée pour confirmer le caractère gonflant initialement estimé par quelques méthodes empiriques de prévision de gonflement. Pour retracer la fonctionnalité existant entre le niveau de succion et la teneur en eau, il a été procédé à la construction de la courbe de rétention d'eau du sol, en déterminant les succions que pourrait développer cette argile en modifiant le niveau d'hydratation. Cette argile présente une disposition au changement de volume pour tout changement dans son état hydrique.

Mots clés: Argile, potentiel de gonflement, succion, rétention d'eau.

Abstract. The main purpose of this work is to present the study of partially saturated clay.

An experimental oedometer study is undertaken to confirm the swelling character initially estimated by some empirical methods of swelling prediction.

To represent the relationship existing between the level of suction and the water content, a soil water retention curve was elaborated, through determining the suction that this clay could observe by modifying its level of hydration.

This clay presents a disposition to the volume variation for any change in its hydric state.

Keywords: Clay, swelling potential, suction, water retention

1 Introduction

Le gonflement des argiles s'il n'est pas identifié à temps, peut être à l'origine de l'instabilité de fondations, par conséquent des pathologies parfois irréversibles apparaissent dans les constructions. Ce phénomène est étudié par plusieurs chercheurs, notamment en Algérie (Bahar et Kenai, 2002 ; Derriche et Kebaili, 1998 ; Derriche, et Tas, 1999 ; Djeddid et al., 2002 ; Mebareki M, 2020). Le gonflement de sols est lié à plusieurs paramètres tels que le pourcentage de la fraction argileuse, la composition minéralogique de cette dernière, la consistance. D'autres paramètres peuvent être très influents tels que la teneur en eau initiale, la densité sèche et la température. Bien que des techniques de mesure des paramètres de gonflement existent tel l'appareil oedométrique, il demeure important et économique de commencer par la prévision du phénomène de gonflement. Cette prédiction se fait grâce à certaines méthodes empiriques simples d'application dont la littérature regorge. Elles reposent sur des relations entre paramètres géotechniques d'identification de sols (Chen, 1987), plusieurs fois testées sur des sols algériens (Derriche et Kebaili, 1998; Djeddid et al. 2001).

Le gonflement/retrait des sols est lié à l'arrivée ou le départ d'eau, et selon le niveau d'hydratation, le sol pourrait être dans des conditions de non saturation, induisant différents niveaux de succion (pression interstitielle négative). Le comportement du sol devient alors, en partie régit par l'état de succion. Ceci complique d'avantage l'étude de son comportement mécanique (Li X. ; 1999) qui nécessite en plus la mesure de la succion. Le rapport de cette dernière à la teneur en eau du sol est exprimé à travers une courbe caractéristique et intrinsèque à chaque sol, appelée la courbe de rétention d'eau.

Pour éviter le problème d'infiltration des eaux dans les sols de fondations, il existe de nombreuses mesures et dispositions constructives simples d'application à adopter dans l'environnements des constructions (Mouroux et al., 1988).

Dans ce travail, on s'intéresse au gonflement d'une argile-marneuse. Le site de cette étude est destiné à la construction de bâtiments dans le cadre d'un projet de l'Agence de l'Amélioration et du Développement du Logement (AADL), dans la commune de Draa El Mizan, wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie). La prospection du terrain n'a pas révélé des signes d'instabilité particuliers. Le terrain est légèrement en pente et les niveaux piézométriques sont aux environs de 8m, bien que la campagne de reconnaissance se soit déroulée en été, 2016. L'étude expérimentale (Guendoud, 2016 ; Mehala, 2018) est menée sur des échantillons pris de différents sondages.

2 Présentation de la zone d'étude

La région abritant le site d'étude est la commune de Draa El Mizan, wilaya de Tizi-Ouou (Grande Kabylie). Elle se situe à 42 km au Sud-ouest du chef lieu de la wilaya et à 110 km d'Alger centre (Figure 1). Elle est à 300 m d'altitude.

En terme climatologique, la région jouie d'un climat méditerranéen.

L'aspect géologique général du nord algérien est présenté à la figure 1, on s'intéresse particulièrement à la région de Kabylie où se situe la zone d'étude. Il s'agit de la position des différentes unités géologiques des Maghrébides selon Domzig, 2006. On décèle notamment le socle kabyle, la dorsale kabyle, les nappes de flysch, l'Oligo- Miocène kabyle et le quaternaire.

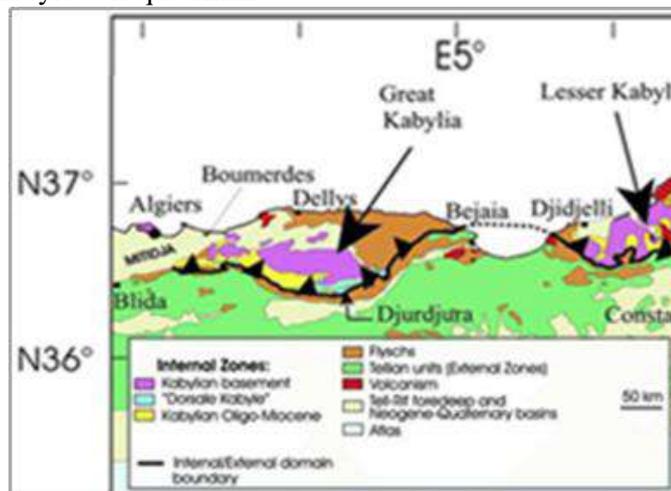


Figure 1. Aspect géologique de la zone d'étude (D'après Domzig, 2006)

3 Matériaux et Méthodes

L'identification des paramètres géotechniques du sol, qui sont la granulométrie, obtenue par tamisage à voie humide puis complétée par l'analyse par sédimentométrie des passants au travers du tamis 80 μ m, les limites d'Atterberg, la valeur du bleu de méthylène, sont exécutés respectivement selon les protocoles recommandés par les normes NF P94 - 56; NF P94 - 57; NF P94 - 052 et NF P94 - 068.

Pour l'étude du risque de gonflement du sol, nous avons d'abord évalué le potentiel de gonflement. Ce paramètre exprime le pourcentage d'expansion d'une argile par rapport à son volume initiale. Sa classification qualitative est obtenue moyennant des méthodes empiriques, ayant servi pour la classification du site d'étude. Elles combinent deux paramètres, essentiellement l'indice de plasticité I_p et la fraction argileuse % < 2 μ m. Ces méthodes classent le potentiel de gonflement entre des limites allant de faible à très élevé, selon les paramètres géotechniques mesurés pour le sol.

Des essais de gonflement libre selon la norme (ASTM méthode A) ont été réalisés sur des échantillons intacts pour évaluer l'amplitude de gonflement et la pression de gonflement P_g du sol. Egalement des essais de consolidation sur des échantillons intacts sont réalisés selon la norme XP P94-090-1.

La courbe de rétention d'eau du sol a été déterminée en utilisant deux méthodes : La méthode du papier filtre (Whatman N°42) pour la mesure de la succion initiale des échantillons intacts selon la norme ASTM D 5298-94. La méthode d'imposition de succions par phase vapeur en utilisant une série de solutions

salines saturées dont la succion produite couvre une gamme allant de 12.6 à 500MPa. Dans cet intervalle de succions, des échantillons intacts et d'autres sous forme de pâte (préparés à une teneur en eau de $1.2W_L$) sont testés. Une partie des échantillons (pâte) va suivre un chemin de séchage. Le reste des échantillons va balayer la gamme des succions dans le chemin humidification, pour ce, ils sont d'abord étuvés pendant 24h à 105°. A l'équilibre des succions entre les solutions salines saturées et les échantillons, on mesure la teneur en eau et le volume totale, ce qui permet de déduire l'indice des vides et le degré de saturation. Le volume total est obtenu par des pesées hydrostatiques dans du Kerdane (Fleureau et Kheirbek, 2004 ; Derfouf et al., 2013).

4 Résultats

4.1. Classification du sol

La courbe granulométrique qui représente le sol étudié est présentée à la figure 2, les fractions principales qui caractérisent le site font objet du tableau 1. Y sont consignés les pourcentages de passants respectivement au tamis d'ouverture 80 μ m (98>50%) et ceux dont le diamètre serait inférieur à 2 μ m (31<50%). Les résultats d'essais de consistances (limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité I_p), que l'on retrouve sur l'abaque de Casagrande (Figure 3- a) qui classe le sol étudié dans la catégorie d'argile très plastique. L'argilosité mesurée au bleu de méthylène aurait une valeur de VBS de 7.33, classant ainsi le site en sol argileux. Le taux du CaCO₃ étant de 35 (compris entre 30 et 70), vient compléter ainsi la classification du sol en argile-marneuse.

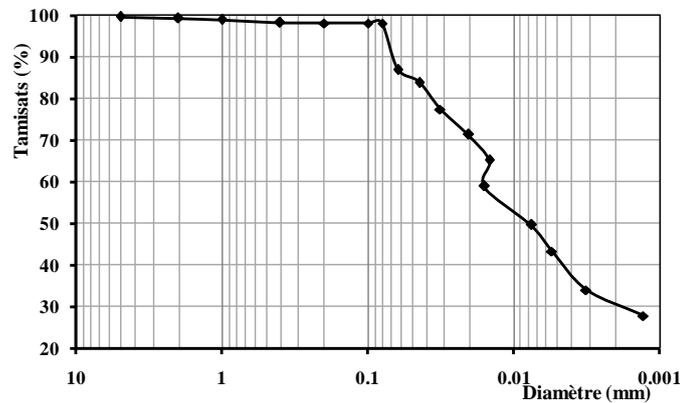


Figure 2. Distribution granulométrique du sol étudié

Tableau 1. Propriétés géotechniques du sol

Distribution Granulométrique	Fraction (<80 μ m) (%)	98
	Fraction argileuse (%<2 μ m) (%)	31
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité w_L (%)	53
	Limite de plasticité I_p (%)	24.5
Valeur du bleu du Méthylène (g/100g du sol)		5 à 7
Valeur du CaCO₃ (%)		35.12

4.2. Gonflement du sol

4.2.1 Prédiction du gonflement

Le potentiel de gonflement du sol selon la classification de Snethen, (1980), ($22 < I_p = 24.5 < 48$), serait élevé. Les résultats de 4 autres méthodes testées sont représentés sur les diagrammes de la figure 3: De par la position des résultats obtenus sur l'abaque de Casagrande (au-dessus de la ligne A), le sol aurait aussi un gonflement élevé. Les classifications de Seed et al. 1962, Williams et Donaldson, 1980, ainsi que

la classification du Building Research Establishment (BRE), concordent toutes sur une prédiction élevée du gonflement.

4.2. 2 Résultats oedométriques

Les essais mécaniques de mesure de gonflement du sol à l'oedomètre font objet de la figure 4. L'essai de gonflement libre sur un des échantillons d'argile, donne un taux de gonflement d'environ 18% et une pression de gonflement P_g de 380 kPa (autour de 120 kPa pour d'autres). L'essai de consolidation de l'un des échantillons du sol représenté à la figure 4-b, donne un coefficient de gonflement C_g d'environ 4.5% (allant jusqu'à 7% pour les autres échantillons).

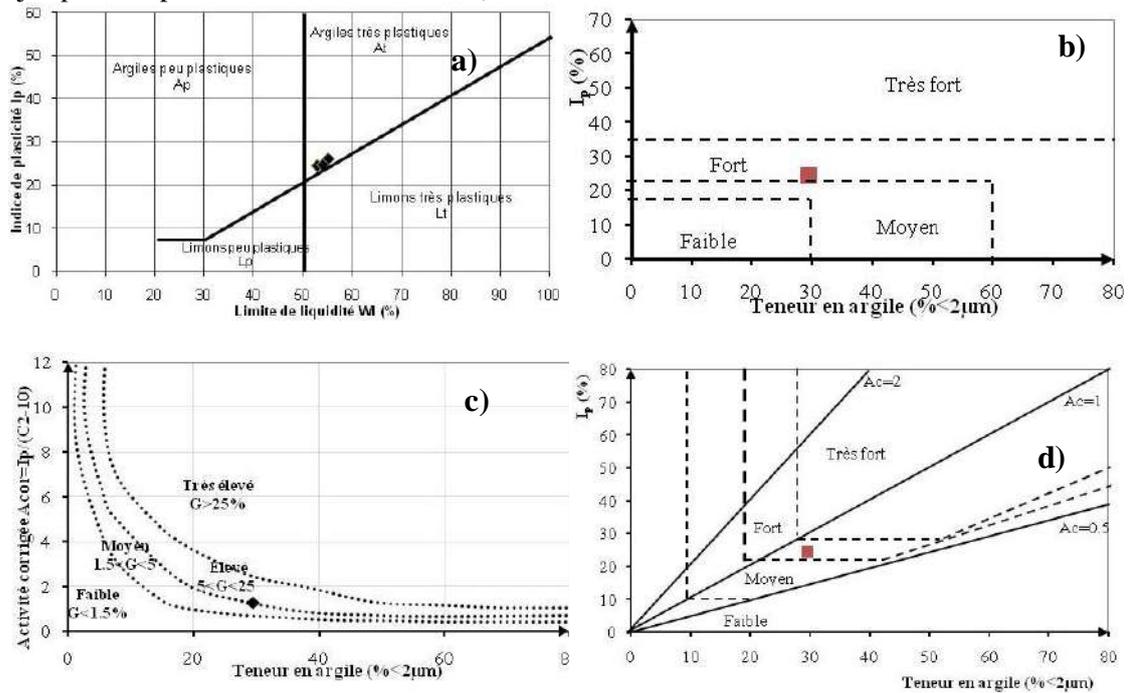


Figure 3. Classifications du potentiel de gonflement du site: a) Casagrande; b) BRE (1980) ; c) Seed et al. (1962), d) Williams et Donaldson, (1980).

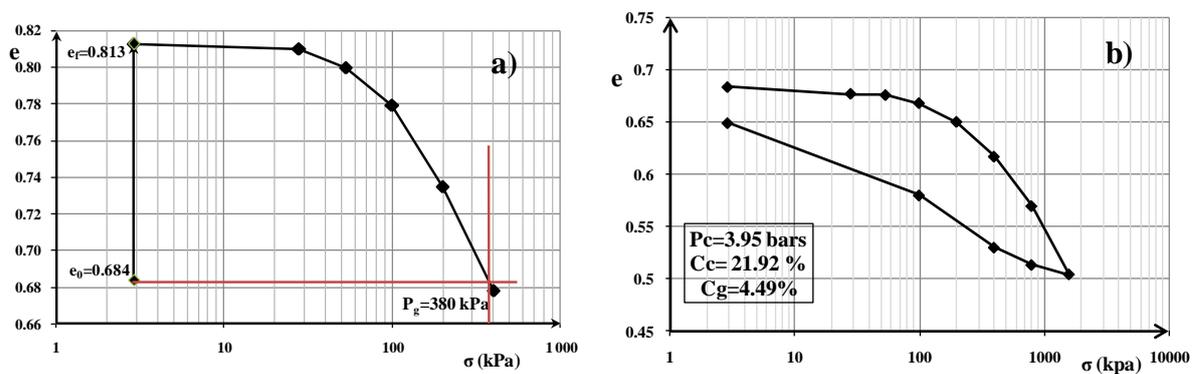


Figure. 4. Gonflement libre (a) et consolidation (b) de l'argile étudiée.

4.3 Comportement hydrique

L'état hydrique initial du sol est caractérisé par une succion de 3931 kPa pour une teneur en eau de 12.48% ; A cet état, le degré de saturation est d'environ 83%. A la saturation complète du sol ($S_r=100\%$), la teneur en eau est de 22% et la succion est nulle. Les différents niveaux de succion que pourrait

développer le sol, si sa teneur en eau diminuait à partir de son état initial, sont représentés à la figure 5 : il s'agit de la courbe de rétention d'eau du sol étudié. Les chemins de séchage-humidification décrits par la pâte dans ses deux états saturée et sèche sont quasiment confondus au-delà d'une pression hydrique, appelée succion de désaturation égale à 120000 kPa. Cette succion représente le point d'entrée d'air du sol. En-deçà de cette contrainte hydrique les chemins de séchage-humidification s'écartent considérablement, traduisant ainsi une importante hystérésis.

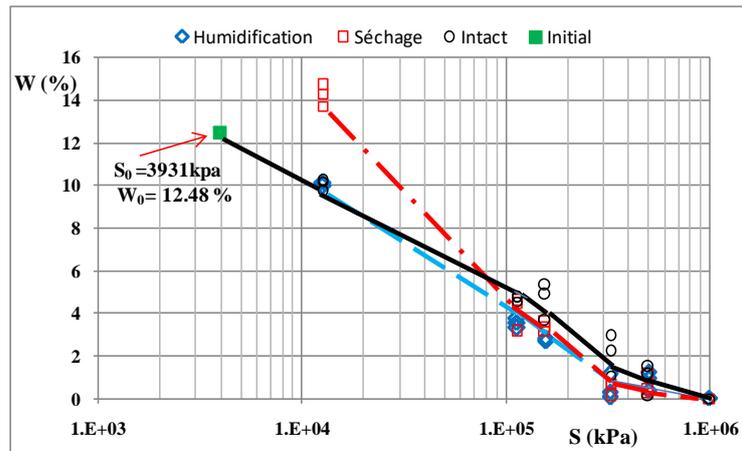


Figure 5. Courbe de rétention d'eau de l'argile étudiée

5 Discussions

Le sol étudié se situe dans une région de Kabylie. Le climat pluvieux en hiver et très chaud en été, favorisent le phénomène de gonflement/retrait du sol. Le potentiel de gonflement du sol obtenu par les méthodes prévisionnelles, est élevé. Ceci est confirmé par les résultats de l'essai de gonflement libre : La pression de gonflement ($250 \text{ kPa} < P_g = 380 \text{ kPa} < 500 \text{ kPa}$) et le taux de gonflement ($5 < G = 18\% < 25\%$). Pour d'autres échantillons le gonflement est plutôt moyen. Sur la courbe de rétention d'eau du sol l'intervalle de succions balayé, commence aux environs de 4000 kPa. Au-delà d'une succion de 120000 kPa, correspondant à des teneurs en eau très réduites ($W < 4\%$), le matériau sous forme pâte, présente une réversibilité en chemins séchage-humidification. En deçà de cette valeur, ces chemins s'écartent et l'hystérésis est considérablement claire. Cette courbe doit s'étendre sur toute la gamme de succions possible (0 à 10^{+6} MPa). Allant de l'état de saturation du sol ($W_{\text{sat}} = 23\%$), jusqu'à sa dessiccation.

6 Conclusion

Le site étudié est destiné à la construction de bâtiments (projet AADL). Le risque d'un gonflement élevé du sol est bien identifié. Les méthodes de prédiction du gonflement testées révèlent à l'unanimité, un risque élevé. Elles le surestiment relativement aux résultats oedométriques (moyen à élevé). La courbe de rétention d'eau devrait être complétée du côté des succions inférieures à 4000 kPa ($12\% \leq W \leq 23\%$). Cette courbe traduit la variation de la teneur en eau et donc du changement du volume du sol étudié en fonction de la pression interstitielle négative. Le risque de gonflement étant identifié, les constructeurs doivent prendre les mesures nécessaires pour éviter l'infiltration des eaux dans les sols de fondations.

Références

- Bahar R, Kenai S., *Désordres dus à l'infiltration des eaux : cas de la ville d'El-Affroun*. Revue Française de Géotechnique n°101, pp 91-103. (2002)
- CHEN F.H., MA G.S., *Swelling and shrinking behavior of expansive clays*, 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, pp. 127-129. (1987)
- Derriche Z, Iguechtal L, Tas M, *Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Amenas*. Revue Française de Géotechnique, PP. 55-65

- Derriche Z, Kebaili M, ; *Prévision du gonflement des argiles de IN-Amenas*. Bulletin des laboratoires de ponts et chaussées, pp. 15-23. (1998)
- Domzig, , A. *Déformation active et récente, et structuration tectono-sédimentaire de la marge algérienne*, Thèse de Doctorat. (2006)
- Guendoud M., *Prévision et Identification du gonflement de sol: application à un site de Draa El Mizan (Tizi-Ouzou)* Mémoire Master en Géotechnique. (2016)
- Mehala C., *Contribution à l'étude en chemins séchage-humidification d'un sol (application à une marne de kabylie)*, Mémoire Master en Géotechnique. (2018)
- Mouroux P., Margron P. et Pint J.C., *La construction économique sur sols gonflants*, Manuels et méthodes n°14. B.R.G.M., Orléans. (1988)

DRAINAGE PAR DRAINS GEOSYNTHETIQUES VERTICAUX DU PROJET DE L'AERODROME D'ALGER

Mossedek KHELIFI¹, Farid CHERFI¹
¹ AFITEX ALGERIE

Résumé- Sur le projet d'extension de l'Aérodrome d'Alger l'étude prévoit une nouvelle zone terminale passagers, l'objectif de ce projet est de développer les infrastructures nécessaires à l'aéroport d'Alger pour satisfaire une demande de 10 Millions de passagers / année.

La campagne géologique-géotechnique de la zone du Projet a consisté en série d'investigation sur le site, (sondages, des essais pressiométriques et pénétromètre statique, et tous les analyses du Laboratoire).

Cette campagne nous a permis de constater que le sol le place de la zone du projet est formé généralement d'Argile très saturé, afin de permettre la consolidation adéquate du sol, il était nécessaire de procéder à une consolidation de cette argile par surcharge afin d'évacuer les eaux interstitielles contenues dans le sol. Le procédé de consolidation naturel peut prendre de nombreux mois, voire même des années.

L'installation de drains verticaux peut augmenter radicalement la vitesse de consolidation et ainsi permettre de réduire l'échéancier des travaux de construction de plusieurs mois et donc minimiser les coûts du projet.

Le drain vertical est un géo composite de drainage destiné à la consolidation des sols et est enfoncé verticalement dans le sol et conçu pour assurer une continuité drainante. Il est constitué d'une structure alvéolaire thermoformée en Polyéthylène, entourée par un filtre géotextile en polypropylène, fonctionnant selon le principe de la capillarité, ces drains agissent à titre de canal préférentiel pour évacuer l'eau vers la surface du sol, où elle peut être captée et évacuée au pourtour du site de consolidation. La capacité d'évacuation d'eau de ces drains peut dépasser la capacité hydraulique de colonnes de sable de 150 mm de diamètre.

L'installation de ce type de drains peut atteindre quelques dizaines de mètres de profondeur selon la géologie spécifique du sol rencontré et selon le type de sol présent en surface.

1. Introduction Le projet consiste en la réalisation d'un nouveau terminal passagers à l'aéroport International d'Alger afin d'augmenté le trafic pour satisfaire une demande de 10 Millions de passagers /année. (figure 1 et 2)

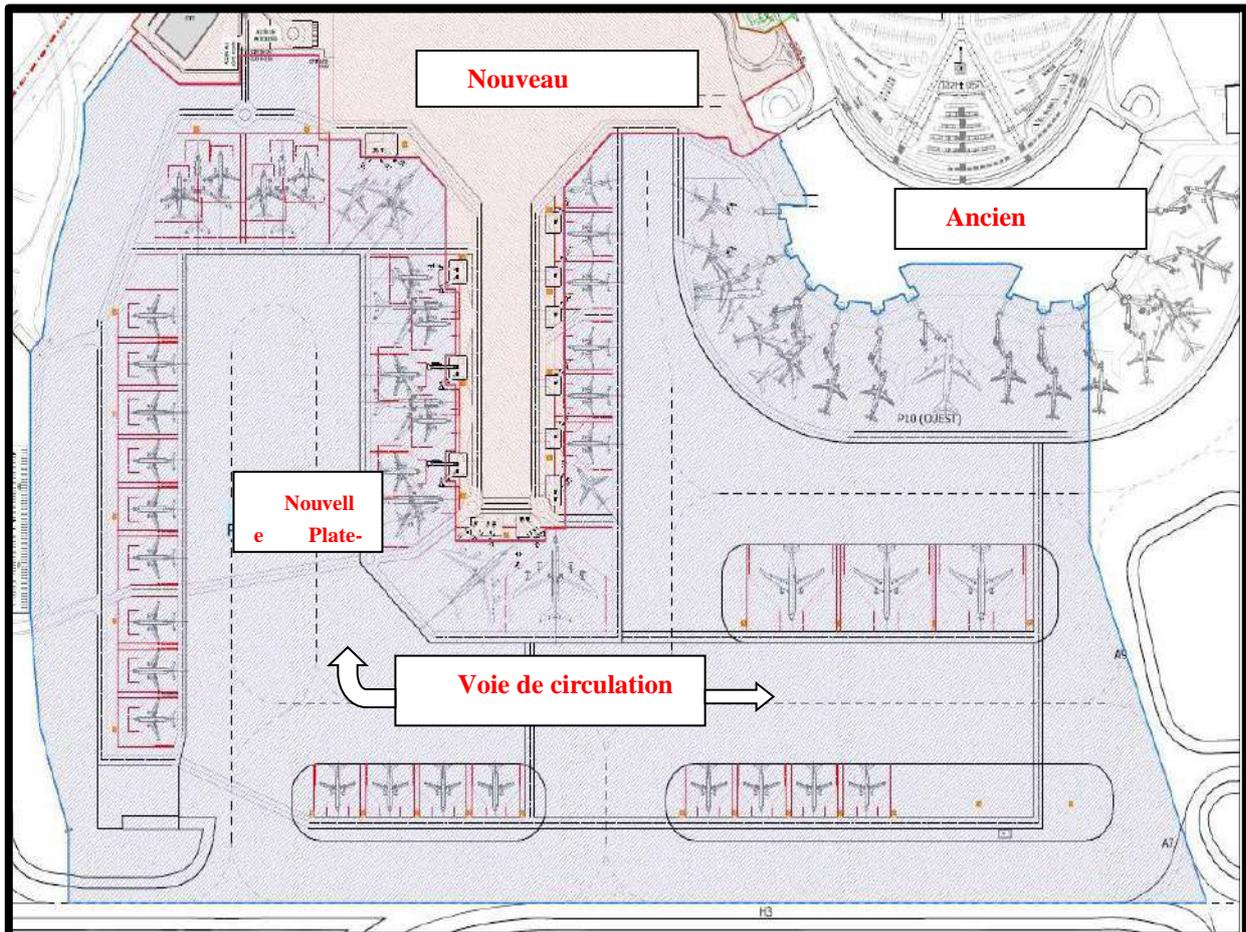
Figure 1 : Image en 3 D du Nouveau Terminal



Pour atteindre cette objectif, il a été conçu un ensemble d'infrastructures qui répond à cette demande avec une subdivision du projet en trois Lots :

- Lot N°01 : Développement d'une nouvelle zone terminal passagers conçue essentiellement pour un trafic international.
- Lot N°02 : Développement d'un nouveau système d'accès et parking au rez-de-chaussée servant ce terminal.
- Lot N°03 : Développement coté piste pour accès avec le nouveau bâtiment terminal.

Figure 2 : Vue en Plan du Nouveau Terminal



2. Le contexte géologique et géotechnique

Les investigations géologiques et géotechniques (voire extrait du log d'un sondage carotté présenté sur la figure 3) ont révélés que le site du projet est caractérisé par une zone de sols cohésifs, principalement argileux constitués d'un substrat ferme « argile jaune raide en profondeur, et qui, en surface, se trouve couverte partiellement par de l'argile grise molle».

Le niveau de l'eau souterraine est instable, selon la campagne géotechnique réalisée durant la période hivernale est située d'une manière générale à une profondeur comprise entre 3 et 13 m.

Les différentes caractéristiques géotechniques disponibles (données d'archives complétés par les données de la campagne spécifique : voir notamment les valeurs SPT présentées sur le log de sondage de la figure

3) confirment que la zone du nouveau Terminal est un site géologiquement sensible, avec prédominance de sols cohésifs, principalement argileux très compressibles sur une épaisseur dépassant 16 m dans certain cas la profondeur de fonçage des Drains Verticaux peut atteindre 18 m.

Figure 3 : Echantillon de forage



UNITÉ	USCS	N30	DENSITÉ (kN/m ³)	Cu (kN/m ²)	C' (kN/m ²)	Φ' (°)	K ₃₀ (MN/m ³)	Kh (MN/m ³)	Khd (MN/m ³)
Argile jaune raide	CL	12-41 (24)	20	150	50	28	35-70	10-25	20-50
Argile molle	CL-CH	4-14 (9)	19	45-30	0-10	18	15-25	2-4	4-8

UNITÉ	SITE	Vs (m/s)	qc (MN/m ²)	pl (MN/m ²)	Ep (MN/m ²)	Edyn (MN/m ²)	Gdyn (MN/m ²)
Argile jaune raide	S3	260-483	3-4,5	1,7-3,3	14-39	300-600	100-200
Argile molle	S4	144-210	0-1	0,20 – 0,87	1,2-6,8	<300	<100

Tableau 1. Résumé des paramètres Géotechniques de calcul

Unité géotechnique	γ (kN/m ³)	LL	IP	Non drainé		Drainé				Ky (m/s)
				Cu (kPa)	Eu (MPa)	C' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	E _{oedo} (MPa)	
Remblai compacte	20	-	-	-	-	10	32	-	-	10 ⁻⁶
Argile gris molle	19	36-71	20-53	45	20.3	10	18	6.75	9.09	10 ⁻⁶ à 10 ⁻⁷
Argile jaune raide	20	31-78	17-53	150+nz	67.5	50	28	22.5	30.3	10 ⁻⁸ à 10 ⁻⁹

LL = limite liquide.

PI = indice de plasticité.

γ = densité.

Cu: résistance au cisaillement non drainé.

Eu = module de déformation non drainé

φ = angle de frottement interne drainé.

C = cohésion drainé.

E = module de déformation drainé.

E_{oedo} = module œdométrique.

K_y = perméabilité verticale.

3. La solution preconisee

Etant donné la compressibilité des sols d'assise, il est apparu nécessaire de rechercher une solution alternative pour la réalisation du projet. La solution préconisée a donc porté sur le recours à un procédé de consolidation de cette argile par surcharge afin d'évacuer les eaux interstitielles contenues dans le sol. La solution arrêtée pour cette problématique est l'installation des drains verticaux, sur toute la zone du projet la profondeur des drains verticaux varie entre 6 m à 18 m, avec un maillage de 2.50 m × 2.50 m.

3.1 Les Phases des travaux de terrassement :

- 3.1.1. Les travaux d'excavation sur une épaisseur moyenne de 2 m selon la topographie du terrain.
- 3.1.2. Mise en place du Géotextile de séparation et filtration de masse surfacique de 200 g/m²
- 3.1.3. Réalisation de la couche drainante en matériaux granulaires Gravier type (3/8 et 8/15) épaisseur 0.50 m
- 3.1.4. Opération fonçage des Drains verticaux profondeur variable de 6 m à 18 m
- 3.1.5 Couverture de la couche drainante par un géotextile anti-contaminant de masse surfacique de 200 g/m²
- 3.1.6. Réalisation de la PST (Partie Supérieure de Terrassement) sur une épaisseur de 1.50 m
- 7. Réalisation des chaussées (Aéronautique – Non Aéronautique)

3.2 Mise en place du Géotextile de séparation et filtration 200 g/m²

Après l'opération d'excavation et préparation du sol support, nous avons procédé à la mise en place d'un géotextile de séparation et filtration entre le sol support et la couche drainante (figure 5), le géotextile de masse surfacique de 200 g/m² a été choisi par ses caractéristiques hydrauliques (perméabilité, ouverture de filtration) voir tableau 2.

Figure 5 : Mise en place Géotextile



3.3 Mise en œuvre de la Couche Drainante

Sur le Géotextile il a été procédé à la mise en œuvre de la couche drainante en matériaux granulaire en gravier (3/8 et 8/15) d'une épaisseur de 0.50 m illustré dans la figure 6.

Figure 6 : Mise en œuvre de la couche drainante



3.4 Opération de Fonçage des Drain Verticaux

Les drains verticaux ont été réalisés à une profondeur de fichage variable (06 à 18 mètre) ; l'objectif est de traverser totalement la couche d'argile grise-molle, le maillage calculé est de 2.50 x 2.50 m (maillage carré).

4. Conclusion

Les avantages de l'utilisation des Drains Verticaux, se résument dans les points suivants :

- ✓ Accélère la consolidation des sols compressibles
- ✓ Renforce le sol sous-jacent avant d'accueillir des charges
- ✓ Limite les tassements secondaires

References

norme EN 15327(mai 2007) Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Drains verticaux

Premiers travaux - Installation des drains verticaux, préparé par L'Autorité du pont Windsor-Détroit, mars 2016

École nationale des travaux publics Année 2009-2010

Mastère Génie Civil Européen Géotechnique Remblais sur sols compressibles

ENHANCING THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF HIGHLY EXPANSIVE CLAY THROUGH STABILIZATION WITH LIQUID-BASED TX-85: A LABORATORY STUDY ON STATIC AND CYCLIC LOADING BEHAVIOR

Kamel OUMRICH¹, Sarah DJOUIMAA¹, Naoual HANDEL¹, Fathi NADOUR¹

¹ University Mohamed Cherif Messaadia Souk Ahras, Algeria

Abstract: This research presents the results of a laboratory study on evaluating the behaviour of highly expansive clay processed under static and cyclic loading. It was used Liquid based stabilizer "TX-85" as a stabilizing agent in this study. Laboratory tests were conducted Comprehensive tests including Atterberg limits, free swelling, California bearing ratio (CBR) and unconfined compressive strength (UCS) tests to study the behaviour of clay treated with different proportions of copper slag and lime in the mixture content. The morphological change of the soil after stabilization was analysed using X-ray diffraction test the optimum amount of mixture was determined based on the results of the UCS and CBR test. Based on the strength criterion, the optimum stabilization content was found That 6% of TX-85 was optimal which led to an improvement in the maximum strength, for example, the results of the X-ray diffraction (XRD) test indicated that significant changes occurred. In soil structure during the treatment period).

Keywords: soil stabilization; Free swelling ratio; Unconfined compressive strength (UCS); California bearing ratio(CBR); dynamic shear modulus; sodium silice.

1. Introduction :

The traditional method involved, which is the methodology of replacing clay with another suitable soil, imposes a high cost on the construction project. Instead, chemical stability was chosen to solve this problem. Chemical stabilization is often used by adding soil stabilizers or other particle binding energy to the engineering and physical properties of the soil. Soil stabilizers can be classified as conventional Fasteners and unconventional fasteners. Conventional stabilizers such as cement lime, fly ash and bitumen; (Haricane et al 2011; Sreekrishnavilasa et al 2007). The products, while unconventional stabilizers, consist of a variety of chemical agents that react with soil. Sodium silicate "TX-85" is the trade name for this project. As a result of inductively coupled plasma mass spectrometry (ICP-MS) is performed on these stabilizers indicated that Na, Al, Si, and Fe were the main elements present. The pH value (12.54) of TX-85 reveals its highly alkaline nature (Latifi, N., Eisazadeh, A. and Marto, A.2013).

2. Experimental Programme:

Table 1. Physical properties of clay soil.

Liquide Limite, LL (%)	58
Plastic Limite, PL (%)	23
Plasticité index, PI (%)	35
Standard Proctor Compaction	
Maximum Dry Densité, MDD (kg/m ³)	1600
Optimum Mois ture Content, OMC (%)	21

Determination of optimum moisture content (OMC) and maximum dry density (MDD) was performed. Used to prepare unconfined pressure test specimens. After completing this lab Samples were prepared at 90% MDD (wet side) of natural soil. Dry clay material with the addition of precisely determined moisture content TX-85 is mixed and placed in a steel mould measuring 80 mm high and 36 mm in diameter. The specimens were then left to cure in a polythene bottle and were moulded Place it over water in a closed container in a room where the temperature is $27\pm 2^{\circ}\text{C}$. All samples of untreated and treated soils containing 3, 6, 9, and 12% (% of dry weight of soil) sodium silicate were prepared using this method. In order to simplify the presentation of results, a sampling chart is provided

Unconfined compressive strength :An unconfined compressive strength (UCS) test was performed. With a constant strain rate of 16mm/min. Each specimen was compressed until the peak load was achieved here the applied load was recorded by the data acquisition system. The UCS test is to determine the compressive strength of treated and untreated soil using sodium silicate stabilizer. A triplicate sample was used to obtain a consistent and accurate result.

Atterberg Limits: In order to determine the effect of sodium silicate on the Atterberg boundary, samples were dried, crushed and sieved with a diameter of 425 μm . To determine the effect of sodium silicate on the Atterberg boundary. Deionized water was used in all samples to avoid any dispersion or contamination by chemicals.

The CBR test : was performed on treated and untreated clay to find the suitability of using soil as a base material in both soaked and unwanted conditions. Soil samples poured with optimum water content were placed in a cylindrical mould with a diameter of 150 mm and a height of 175 mm in three equal layers, where the Each layer with 55 strokes using a 24.5 Newton tamper, The samples were then subjected to a penetration test at a rate of 1.25 mm/min to determine CBR values of 2.5 and 5mm of penetration

The free swelling index test: was performed. Oven-dried soil samples passed through a 425 μm sieve were placed in two 100 ml graduated glass cylinders, each 10 g. One cylinder was filled with kerosene and the other with distilled water to the 100 ml mark. The entrapped air was removed by gentle agitation, and the samples were then left to settle for 24 hours. Once the samples reached volume equilibrium, the final volume of the samples in the cylinders was recorded

Then, the stabilized soil samples were also subjected to cyclic loading to determine its dynamic properties and resilient modulus

3. Discussion or Interpretation

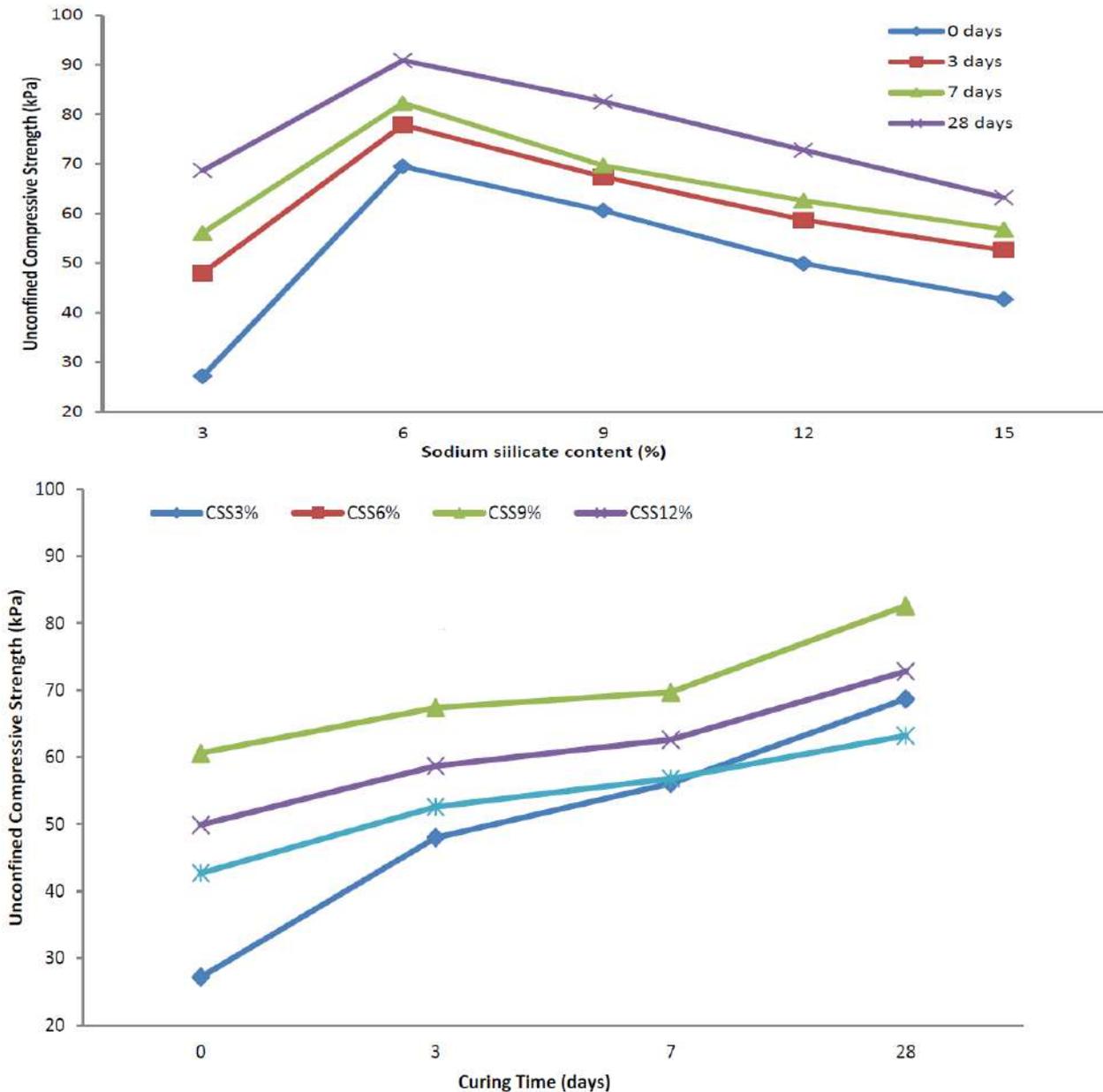
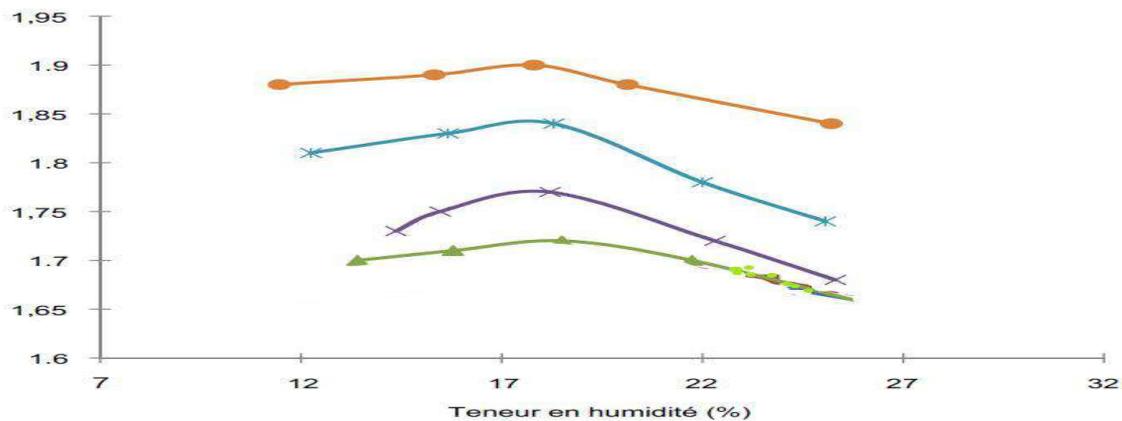
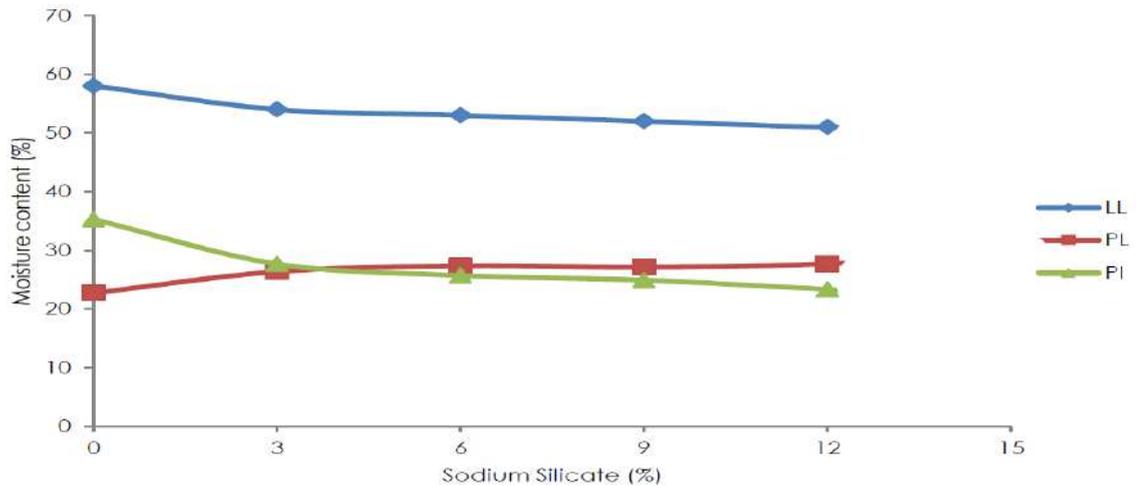


Figure 1. A figure title is always centred and placed below the illustration (Times New Roman 10)

The clay was affected by the addition of TX-85 Sticky. LL of soil decreased significantly with Add TX-85 to 3% and slowly decrease after that While PL showed a sharp increase with increasing TX-85 The TX-85 content was slightly increased from 3% to 12%. As a result, PI decreased with increasing TX-85 Content, suggesting that TX-85 can reduce Diffusion layer thickness. In addition, the TX-85 is Ionic type of stabilizer, which provides cation exchange Within the soil and affects the surfaces of the soil charge region. Plasticity changes due to water Nature of stabilizers



The percentage treated with sodium silicate achieved 69.5 kPa at 0 days period (testing UCS immediately after design as prepared), which was approximately 3 times greater than The strength of untreated soil increased to 7.9 kPa and 90.9 kPa when treated for 7 and 28 days time period respectively. The increased strength during curing can be explained by the new gel form cementitious) material that forms during soil- stabilization reactions. Furthermore, longer curing times improve the interaction process between soil particles and fluid stabilizers due to the increase in additional positive charge and subsequent repulsion of soil particles within the mixture.

Unconfined compressive strength (UCS) UCS for stabilization of clay soils using TX-85 in various quantities

The stabilizers and intervals are shown in Figure 1. Overall, the graph shows that TX-85 obviously improved the natural soil strength as the UCS increased quickly with TX-85 increased to 6%. However, UCS is slowly decreasing relative to Samples treated more than 6% of TX-85. Development in compressor The strength of 6% TX-85 treated samples was 69 kPa for 0 day of curing (UCS test immediately after sample preparation), which was about 3 times

Greater than untreated soil. Then the force increased slowly with increasing Curing time to 78 kPa and 82 kPa in 3 days and 7 days, respectively. It was strength It rose to 92 kPa in 28 days of curing time, about 4.5 times greater than in untreated soil. TX-85 ratio increases of more than 6% reduce pressure Soil

strength. This reduction is due to the specific stabilizer being water stabilizers; Increasing TX-85 increases the moisture content in the soil. Incremental

Moisture content facilitates water-filled pore particles in the soil, which causes Weaken the soil. It can be concluded that 6% of TX-85 is the optimal stabilizer for clay soil.

A triple periodicity test was conducted in accordance with the 2003 ASTM standard (ASTM 3999D) to study the effect of stabilization agent and curing time on dynamic soil properties such as shear assay and damping ratio.

The damping reductions at a distance of a mile from the line connecting the stress and cyclic stress points can be obtained as the ratio of strain dissipated during loading and stress. The damping ratio is usually defined as the strain energy stored in the body. This can be measured by the area of the new ring to the area of there inside the ring squared by the first (because the crystal ring is more than symmetrical).

4. Conclusion

This study was undertaken to investigate the influence of TX-85 percentage and curing time on the unconfined compressive strength, consistency limits and pH of treated and untreated soils. The results of the study were presented in following conclusions.

A). The unconfined compressive strength significantly increased with curing time period. The unconfined compressive strength of the mixtures rapidly increased at early 0 days and slow increases from 0 to 28 days curing time period.

B). The unconfined compressive strength of specimens has increased with increment of TX-85 contents. However, the unconfined compressive strength reduces with increment of TX-85 after 6%.

C). The results of unconfined compressive strength test showed that 6% of TX-85 was the optimum amount of this stabilization process for selected marine clay.

Various factors such as the number of loading cycles, mixture content, curing period, and shear stress amplitude. Cyclic loading in triaxial tests showed that the dynamic properties of soil depend greatly on the cyclic and loading frequency (Banerjee and Subramanian 2014). Hence, the effect of loading cycles was studied. The stabilizer content, the curing period, the amplitude of the strain on the shear modulus, and the damping rate on the untreated and treated soil (7.5%) and 12.5% additive content (by weight) by loading it under repeated cycles. of load in a dynamic triaxial testing machined). The TX-85 decreased the liquid limit of the soil and Plastic Index reduced with the increment of TX-85.

5. References

- [1] L. Bjerrum, "Geotechnical Problems involved in Foundations of Structures in the North Sea," *Geotechnique*, vol. 23, no. 3, pp. 319–358, 1973.
- [2] A. F. Rauch, J. S. Harmon, L. E. Katz, and H. M. Liljestrand, "Measured Effects of Liquid Soil Stabilizers on Engineering Properties of Clay," *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, No. 1787, pp. 33–41, 2002.
- [3] N. Latifi, A. Eisazadeh, and A. Marto, "Strength behavior and microstructural characteristics of tropical laterite soil treated with sodium silicate-based liquid stabilizer," *Environ. Earth Sci.*, 2013.
- [4] N. Latifi, A. Marto, and A. Eisazadeh, "Structural Characteristics of Laterite Soil Treated by SH-85 and TX-85 (Non- Traditional) Stabilizers," *Electron. J. Geotech. Eng.*, vol. 18, 2013.
- [5] A. Marto, N. Latifi, and A. Eisazadeh, "Effect of Non-Traditional Additives on Engineering and Microstructural Characteristics of Laterite Soil," *Arab. J. Sci. Eng.*, vol. 39, no. 10, pp. 6949–6958, Jul. 2014.
- [6] C. Fon, "Stabilization of Earth Roadbed for Road Building using Probase Soil Stabilizer," *Electron. J. Geotech. Eng.*, 2010.
- [7] X. S. Lu and W. Xiang, "Experimental Study on Dynamic Characteristics of Ionic Soil Stabilizer Reinforcing Red Clay," *Adv. Mater. Res.*, vol. 374–377, pp. 1391–1395, Oct. 2011.

OPTIMISATION DE L'UTILISATION DES SEDIMENTS DE DRAGAGE DU BARRAGE D'OULDJET MELLEGUE DANS LES APPLICATIONS ROUTIERES

Nafaa AYE¹, Mohamed Salah LAOUAR², Mounir BOUASSIDA¹, Samir BENMOUSSA³, Ali FERNANE²,
Ayeb BELKHIR², Rabab CHEGROUCHE², Abderrahim MIHOUBI²

¹ University of Tunis El Manar, National School of Engineers of Tunis – Tunisia

² Department of Civil Engineering, University of tebessa

³ University of Batna2

Résumé. La valorisation des sédiments de dragage en technique routière est cruciale sur les plans économique et environnemental. Autrefois considérés comme déchets, ces sédiments sont désormais une précieuse source de matériaux pour les travaux routiers et la stabilisation des remblais. Cette approche permet de résoudre le problème des sédiments nuisibles pour l'environnement des barrages et des zones aquatiques. Les recherches ont montré que les sédiments mélangés à des liants tels que le ciment, la chaux, les laitiers de haut fourneau ou les pouzzolanes offrent une stabilité et une durabilité aux chaussées. Le type et le dosage du traitement déterminent les performances mécaniques souhaitées.

Le barrage d'Ouldjet Mellègue, situé au nord-est de l'Algérie, est au cœur de cette étude. Une caractérisation physique, minéralogique et géotechnique de ses sédiments a été réalisée. Des formulations ont été élaborées pour améliorer les propriétés physico-chimiques et mécaniques des sédiments dragués. Des essais de caractérisation géotechniques, comportement mécanique en compression et flexion diamétrale ont été effectués.

Les résultats montrent que les sédiments testés présentent une teneur en eau élevée, une faible portance, une fraction fine significative et des matières organiques. Il est donc essentiel de réduire leur sensibilité à l'eau et d'améliorer leur portance et résistance mécanique. L'ajout de correcteurs granulométriques et de liants hydrauliques s'est révélé pertinent pour améliorer leurs propriétés mécaniques et de cisaillement. Les essais de répétabilité ont confirmé la fiabilité des résultats obtenus.

En résumé, cette étude démontre comment valoriser les sédiments de dragage en tant que ressource utile pour la conception routière, en résolvant les problèmes environnementaux liés à leur accumulation.

Mots clés: sédiments, envasement, valorisation, dragage d'entretien, conception routière.

Abstract. The valorization of dredged sediments in road engineering is crucial from both an economic and environmental perspective. Formerly considered as waste, these sediments are now a valuable source of materials for road construction and embankment stabilization. This approach addresses the problem of harmful sediment accumulation in dam environments and aquatic areas. Research has shown that sediments mixed with binders such as cement, lime, blast furnace slag, or pozzolans provide stability and durability to road pavements. The type and dosage of treatment determine the desired mechanical performance.

The Ouldjet Mellègue Dam, located in northeastern Algeria, is at the center of this study. Physical, mineralogical, and geotechnical characterization of its sediments has been conducted. Formulations have been developed to enhance the physicochemical and mechanical properties of dredged sediments. Geotechnical characterization tests, as well as mechanical behavior tests in compression and diametrical flexure, have been performed.

The results show that the tested sediments have a high water content, low bearing capacity, significant fine fraction, and organic matter. Therefore, it is essential to reduce their sensitivity to water and improve their bearing capacity and mechanical strength. The addition of granulometric correctors and hydraulic binders proved to be relevant in improving their mechanical and shear properties. Repeatability tests confirmed the reliability of the obtained results. In summary, this study demonstrates how to valorize dredged sediments as a useful resource for road design, addressing environmental problems related to their accumulation.

Keywords: sediments, siltation, valorization, maintenance dredging, road design.

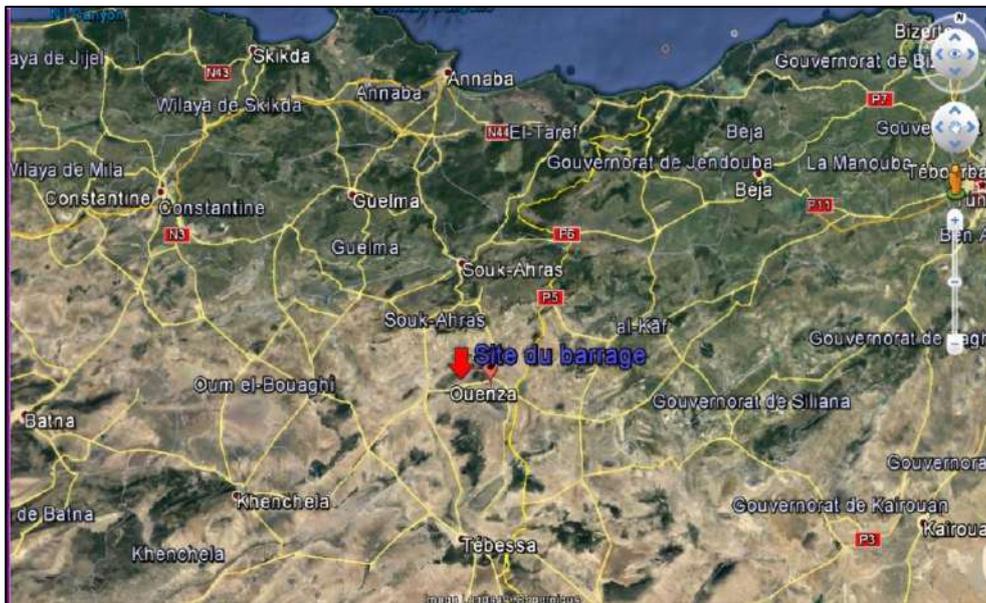
1. Introduction

Les granulats sont les principaux matériaux utilisés en technique routière, leur exploitation massive pour satisfaire une demande de plus en plus croissante notamment dans le domaine de l'infrastructure routière, rend possible une pénurie des gisements de granulats. A cet effet l'utilisation de nouveaux matériaux, jusqu'à présent peu utilisés, tel que les sédiments de dragage, qui est un matériau répandu et moins coûteux, devient une nécessité encore plus impérieuse. Elle présente un intérêt double, économique et environnemental.

2. Matériels et Méthode

Le matériau utilisé dans la présente étude est un sédiment argileux, provient du barrage d'Ouldjet Mellègue, situé dans le nord-est de l'Algérie, à environ 70 km au nord-ouest de la ville de Tébessa et à quelques dizaine de km en amont de la ville d'Ouenza (Figure 1). Cette région est classée comme zone semi-aride. Elle est caractérisée à la fois par son climat peu pluvieux, parfois très sec et très irrégulier.

Figure. 1. La situation géographique de barrage d'Ouldjet Mellègue



L'échantillonnage du matériau d'étude a été réalisé sur six zones réparties sur l'ensemble du bassin du barrage. Les échantillons ont été acheminés au laboratoire dans des contenants hermétiques, puis soumis à un processus de séchage à une température inférieure à 50°C afin de prévenir toute altération de leur composition chimique, notamment organique. Par la suite, les échantillons ont été désagrégés et homogénéisés en vue de réaliser les essais de caractérisation. La granulométrie des sédiments prélevés a été réalisée par tamisage par voie sèche pour les éléments supérieurs à 80µm et par granulométrie laser pour les éléments inférieurs ou égaux à 80µm.

Seul le sédiment du site cinq du fond de barrage est pris en considération par le traitement car il présente les caractéristiques physiques et mécaniques les plus défavorables, étant situé au fond de la cuvette du barrage et donc plus facilement accessible lors de la phase de dragage, représentant également le volume sédimentaire le plus important du barrage.

Les caractéristiques géotechniques, telles qu'illustrées dans le tableau 1, montrent que le sédiment testé est une argile très plastique à granulométrie semi-étalée. Les valeurs combinées du bleu de méthylène (VBS) et de la surface spécifique (Sp) indiquent que le sédiment testé présente un caractère nettement basique, avec une faible sensibilité.

Tableau .1. Caractéristiques géotechniques du sédiment prélevé sur le site numéro cinq

% < 80µm	% < 2µm	Cu	Cc	Ip (%)	Ac	Sp	VBS	γ_s (g/cm ³)	Wopt (%)	Caco ₃ (%)	MO (%)	PH (%)
1.76	0,561	8.69	4.26	13,19	64.36	61.28	2.93	2.10	14.17	5.80	0.11	9.26

3. Les formulations proposées pour le traitement des sédiments d'Ouldjet Mellègue

Différentes formulations ont été développées pour traiter les sédiments en vue de les intégrer dans des projets d'infrastructures routières. L'objectif principal est d'améliorer la portance et la résistance mécanique des sédiments en réduisant leur teneur en eau et leur sensibilité à l'eau par des processus d'hydratation et l'ajout de matières sèches, comme préconisé par Abriak (2007). Ces formulations, issues de diverses sources documentaires, ont été sélectionnées pour une évaluation comparative en vue de déterminer les plus adaptées au traitement des sédiments concernés. L'analyse géotechnique confirme que ces sédiments appartiennent à la catégorie des matériaux sableux-limoneux avec des composants organiques, posant des défis pour les projets routiers en raison de leur sensibilité à l'eau. Pour surmonter ces défis, plusieurs formulations de traitement sont envisagées, principalement axées sur la correction granulométrique, l'ajout de sable, et des combinaisons de ciment et de chaux. L'évaluation de l'impact de chaque composant sur les caractéristiques mécaniques des sédiments d'Ouldjet Mellègue a conduit au développement de dix formulations distinctes, comme présenté dans le tableau 2.

Tableau .2. Formulations étudiées

CODE	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10
Sédiments [%]	100	94	94	94	84	84	84	74	74	74
Sable [%]	0	6	0	0	10	10	5	18	20	17
Chaux (0/2mm) [%]	0	0	6	0	6	0	5	8	3	3
Ciment 42,5CPJ CEMII/A [%]	0	0	0	6	0	6	6	0	3	6

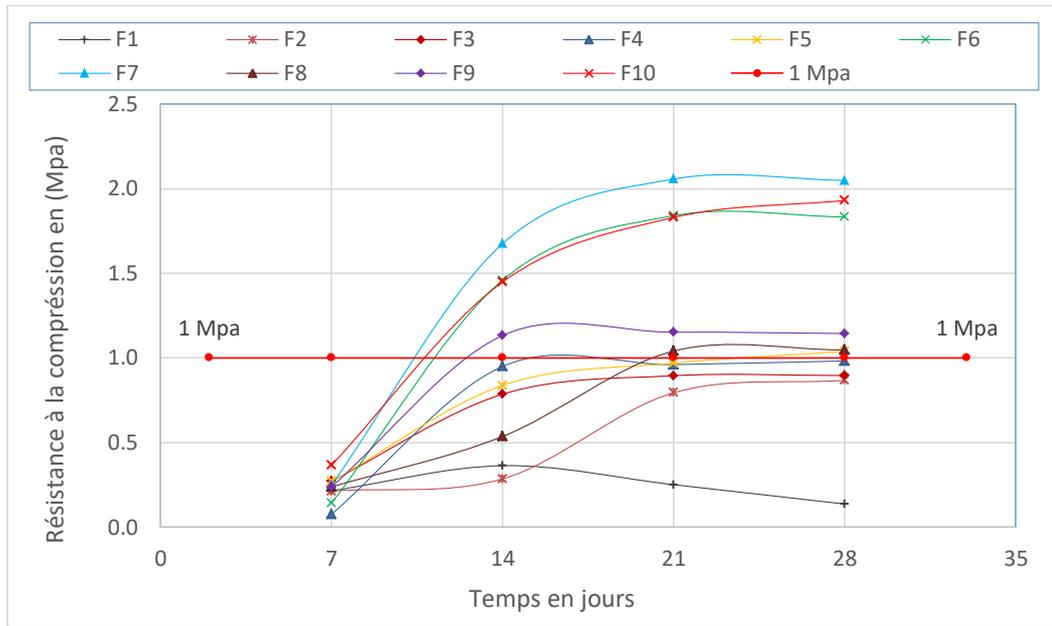
- Le sable utilisé est issu de la commune d'Oum Ali de la wilaya de Tébessa. Après avoir été passé au tamis de 2 mm, il présente une granulométrie bien répartie, caractérisée par un coefficient d'uniformité Cu de 3,8 et un coefficient de courbure Cc de 1,01.
- Le ciment employé est de type CPJ, de classe 42,5, provenant de la cimenterie de Tébessa. Quant à la chaux, elle se présente sous la forme de chaux vive de granulométrie 0/2 mm, provenant de l'unité d'EIKhroub.

4. Caractéristiques et résistances mécaniques des formulations proposées

4.1 Essai de résistance en compression simple

L'essai de compression vise à atteindre plusieurs objectifs, dont la détermination de l'âge à partir duquel la circulation des engins de chantier est autorisée sur la couche traitée. La résistance à la compression uniaxiale est évaluée à des intervalles de 7, 14, 21 et 28 jours de cure normale. Le critère de traficabilité est considéré comme satisfaisant lorsque la résistance en compression uniaxiale (Rc) dépasse 1 MPa, conformément à la norme NF EN 13286-41. Ce test permet également d'analyser les cinétiques de prise des divers liants, avec des essais réalisés sur des éprouvettes cylindriques de 10 cm de diamètre et 16,8 cm de longueur, selon la norme NF P98-230-2.

L'objectif principal de cette étude consiste à évaluer l'impact des liants sur les paramètres de résistance mécanique des sédiments traités, caractérisant ainsi le comportement à court et long terme du sol. Les mesures de résistance sont effectuées sur le sédiment brut et sur les formulations proposées après des périodes de 7, 14, 21 et 28 jours, les résultats sont présentés sur la figure 2.

Figure. 2. Evolution de la résistance à la compression uniaxiale des formulations élaborées

Les observations indiquent que seules les formulations F9, F6, F7 et F10 dépassent le seuil des 1 MPa à 7 jours, tandis que F8 atteint cette condition à partir de 21 jours et F5 après 28 jours. En revanche, le sédiment brut F1 et les formulations F2, F3 et F4 ne répondent pas aux exigences pour une utilisation en couche routière, n'atteignant pas le seuil de 1 MPa même après 28 jours.

Les analyses indiquent que les formulations à base de ciment, de chaux et de sable se distinguent par leurs performances, comme le montrent particulièrement les formulations F7 et F10. De plus, celles à base de ciment démontrent une résistance supérieure à celles à base de chaux. Par exemple, la comparaison entre la formulation F6 et les formulations F5, F8 et F9 révèle une variation de résistance. Cette différence entre la F9 et la F6 met en évidence la prépondérance du ciment par rapport à la chaux.

4.2 Essai de résistance en traction brésilienne

L'objectif de cet essai consiste à évaluer les propriétés mécaniques de la couche traitée en mesurant la résistance en traction (R_t) et le module élastique (E) à des intervalles de 7, 14, 21 et 28 jours de maturation. Les paramètres (R_t , E) sont déterminés conformément aux directives de l'essai en traction brésilien tel qu'énoncé dans la norme NF P98-232-3.

La résistance en traction brésilienne (R_{tb}) revêt une grande importance pour évaluer la capacité d'un matériau à résister aux forces de cisaillement générées par les charges des véhicules, particulièrement dans le contexte des couches de forme routière.

Les formulations élaborées sont soumises à des essais sur des éprouvettes cylindriques de dimensions $D=10$ cm et $h=16.8$ cm, suivant le protocole de fabrication par compression simple, en stricte conformité avec la norme NF P98-230-2. La résistance en traction brésilienne (R_{tb} en MPa) est calculée en utilisant la formule :

$$R_{tb} = 2 \cdot 10^2 \cdot \frac{Fr}{\pi dh} \quad (1)$$

$$R_t = 0,8 \cdot R_{tb} \quad (2)$$

Avec:

R_{tb} : résistance en compression diamétrale (MPa),

Fr : force appliquée sur l'éprouvette au moment de la rupture (N),

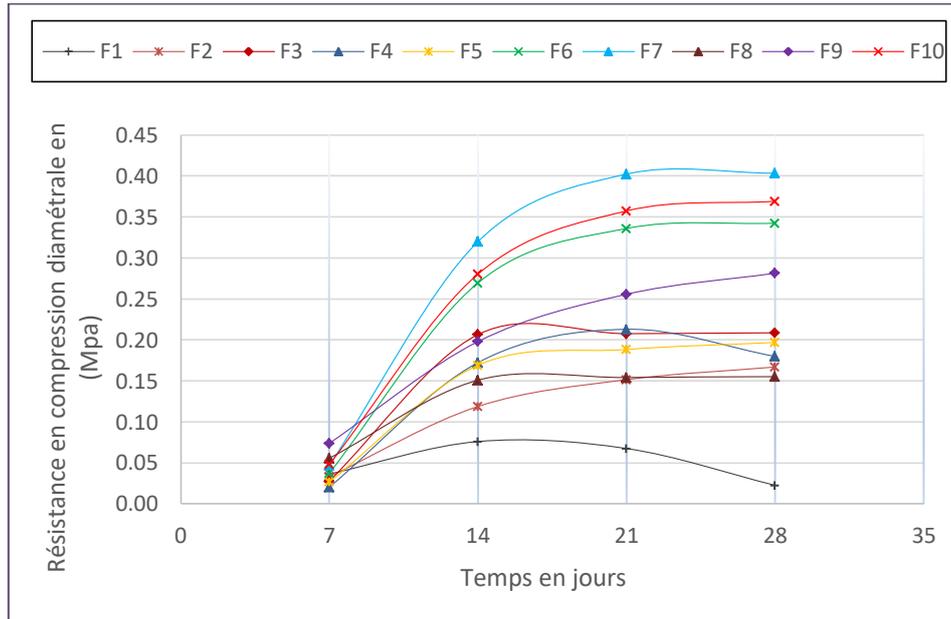
H : Hauteur de l'éprouvette (cm),

d : Diamètre de l'éprouvette (cm).

Rt : résistance à la traction estimée de Rtb (MPa),

Les résultats moyens de la résistance à la traction des différentes formulations sont présentés dans la Figure 3

Figure. 3. Evolution de la résistance à la traction des formulation élaborées (essais brésilien).



Les formulations les plus performantes en résistance à la compression uniaxiale démontrent également d'excellentes performances lors de l'essai de résistance à la traction, suivant le même ordre de performance (F7, puis F10, suivi de F6, et enfin F9).

En conformité avec les recommandations GTS, les formulations F7, F10 et F6 satisfont aux critères d'utilisation en couche de forme pour des routes à trafic élevé en 14 jours, avec une amélioration continue de leur résistance à la traction jusqu'à 28 jours. La formulation F9 convient initialement aux routes à trafic moyen après 14 jours, atteignant le seuil d'utilisation pour des routes à trafic élevé après 21 jours, avec une progression continue de sa résistance jusqu'à 28 jours.

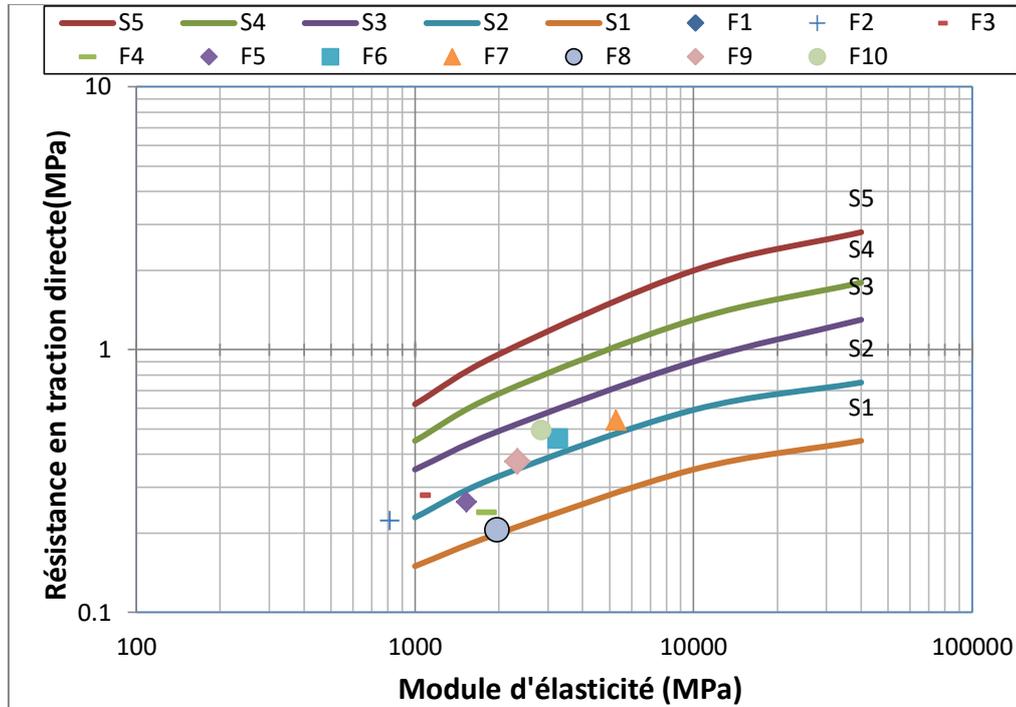
4.3 Classification des dix mélanges élaborés à base de sédiment de dragage de barrage d'Ouldjet Mellègue

La caractérisation des performances mécaniques des mélanges élaborés implique l'évaluation du module d'élasticité et de la résistance en traction. Les résultats obtenus sont ensuite positionnés sur l'abaque de classification, conforme à la norme NF P 98-114-3, pour déterminer leur adéquation en tant que couche de fondation. Il est important de souligner que les valeurs de référence nécessaires à la classification des matériaux sont établies après une période de maturation de 360 jours. La norme NF P 98-114-2 propose une corrélation entre les résultats obtenus à 28, 60 et 90 jours et ceux de 360 jours, dépendant du type de liant. Les résultats des mélanges élaborés sont extrapolés à 360 jours en utilisant des coefficients empiriques intégrés dans les équations suivantes :

$$R_{t28}/R_{t360} = 0.60 \quad (3)$$

$$E_{28}/E_{360} = 0.65 \quad (4)$$

En se basant sur les résultats à 360 jours et en les positionnant sur l'abaque des performances mécaniques, la classification des formulations est présentée sur la Figure 4.

Figure. 4. la classification des formulations issues de sédiments d'Ouldjet Mellègue .Selon NF P 98 114 3

La classification révèle que les formulations F1, F2, F4 et F5 se situent dans la classe S1, ce qui les rend inappropriées pour une utilisation en couche de forme des chaussées. En revanche, les formulations F6, F7, F9 et F10 se classent dans la classe S2, indiquant leur potentiel pour une utilisation en couches d'assises de chaussées. L'analyse comparative de ces formulations révèle que la performance décroissante est la suivante : F7, F10, F6 et F9. Cette étude souligne que l'augmentation du pourcentage de chaux est plus efficace que l'ajout d'un correcteur granulométrique, tandis que l'ajout de ciment est plus bénéfique que celui de chaux vive pour améliorer les caractéristiques mécaniques des formulations.

5. Conclusion

Dans le cadre de cette étude, nous avons examiné dix formulations de sédiments, principalement prélevés dans le barrage d'Ouldjet Mellègue. La caractérisation géotechnique a révélé les principaux défis de ce matériau pour son application dans la construction routière, mettant en évidence sa sensibilité à l'eau et sa compressibilité. Par conséquent, une correction granulométrique et un traitement aux liants, en particulier à la chaux et au ciment, se sont avérés impératifs. Les résultats essentiels de cette étude sont les suivants : Les formulations F7, F10, F6 et F9 ont démontré des performances mécaniques satisfaisantes, conformes aux exigences pour une utilisation en couche de forme. Ces succès peuvent être attribués à la composition des matériaux, notamment au mélange ciment-sable et chaux, qui offre une adhérence solide et une résistance robuste. La résistance à la compression a augmenté de manière constante jusqu'à environ 21 jours, avec une légère augmentation supplémentaire pour ces quatre formulations. Elles ont largement dépassé le seuil de 1 MPa dès 14 jours, facilitant ainsi la mise en place des couches supérieures. Ces formulations ont atteint la classe S2 après 28 jours, les rendant adaptées à une utilisation en couche de forme. Les caractéristiques mécaniques des formulations F7, F10 et F6 se sont améliorées à 360 jours, confirmant leur pertinence pour une utilisation routière. En prenant en considération les aspects économiques et environnementaux, la préférence s'est orientée vers les formulations F6 et F9 parmi celles appropriées pour une utilisation en couches d'assises.

En conclusion, les résultats indiquent que les formulations F7, F10, F6, F9 et F3 sont appropriées pour une utilisation en couches d'assises de chaussées, avec une préférence pour la F6 et la F9 en raison de considérations économiques et environnementales.

6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Hassane AZRAR Contribution à la valorisation des sédiments de dragage portuaire : technique routière, béton et granulats artificiels décembre 2014.
- [2] NF P98-230-2, Août 1993. Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Fabrication des éprouvettes de sable ou de sols fins par compression statique.
- [3] Abriak, 2007; Sfar Felfoul et al, « Evaluation of marine dredged sediment as reactive powder compared to ground basaltic pyroclastic materials for the development of eco-friendly lime-pozzolan binders »
- [4] GTR (LCPC, STRA, 2000) Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I, principes généraux, 100 p.
- [5] NF P94-093, Décembre 1993. Sols : reconnaissance et essai - Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol : essai Proctor normal, essai Proctor modifié.
- [6] Pardos, M., Dominik, J., Houriet, J.P. 2003. Micropolluants dans les sédiments. Métaux et micropolluants organiques dans les matières en suspension et sédiments superficiels des grands cours d'eau suisses. Cahiers de l'environnement n° 353. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage, Berne, 58p.
- [7] Frazier, B. E., J. G. Wiener, R. G. Rada, D. R. Engstrom. 2000. Stratigraphy and Historic Accumulation of Mercury in Recent Depositional Sediments in the Sudbury River, Massachusetts, U.S.A. Can. J. Fish. Aquat. Sci., 57:1062-1072.
- [8] NF EN 13286-4, Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques
- [9] NF P98-230-2, Essais relatifs aux chaussées - Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités
- [10] Recommandations GTS, Guide technique, Traitement des sols à la chaux et/ou liants hydrauliques

CO-VALORISATION DE TUF ET DE SABLE CONCASSE DANS LA CONSTRUCTION DES ROUTES "EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA RESISTANCE A LA COMPRSSION SIMPLE"

Hassan MOULAY OMAR¹, Mustapha AKACEM¹, Mohammed ABOU¹

¹ Université Ahmed Draya, Adrar

Résumé. Ces dernières années, l'utilisation des matériaux locaux dans la réalisation des chaussées s'est développée pour compenser le manque de matériaux normalisés dans les régions arides de l'Algérie. L'objectif principal de cette recherche est d'évaluer la Co-valorisation de deux matériaux locaux pour concevoir un matériau routier avec des caractéristiques satisfaisantes. Dans ce contexte, l'utilisation du tuf en combinaison avec le sable concassé est explorée. L'évolution des caractéristiques de tuf mélangé au sable concassé selon des pourcentages allant de 0% à 50% est mise en évidence. Les matériaux utilisés ont été soumis à des tests physiques et mécaniques. Ensuite, une série d'essais mécaniques a été réalisée sur des mélanges compactés aux caractéristiques optimales déduites de l'essai Proctor modifié. Les résultats obtenus mettent en évidence l'existence d'une formulation optimale composée de 70% de tuf et de 30% de sable concassé, qui a présenté une résistance à la compression simple de 5,16 MPa. De plus, les résultats obtenus montrent clairement l'évolution de la résistance à la compression et la succion avec la diminution de la teneur en eau (séchage). La possibilité d'utiliser les mélanges étudiés dans les chaussées a été vérifiée au regard des recommandations en vigueur (CTTP 2001) et de la Technique Routière Saharienne (TRS).

Abstract. In recent years, local materials have been used in pavements to compensate for the lack of normalized standard materials in the Algerian arid regions. The main objective of this research is to assess the Co-valorization of two local materials to design a road material with satisfactory characteristics. In this context, tuff combined with sand residues is explored. The evolution of the characteristics of tuff mixed with sand residues according to percentages ranging from 0% to 50% is highlighted. The used materials were subjected to physical and mechanical tests. Then, a series of mechanical tests were carried out on mixed samples compacted at the optimal characteristics that were deduced from the modified Proctor test. The obtained results highlight the existence of an optimal formulation composed of 70% tuff and 30% sandy residues, which presented an unconfined compressive strength (UCS) of 5.16 MPa. Moreover, the results clearly show the evolution of unconfined strength and suction with decreased water content (drying). The possibility of using studied mixtures in pavements has been verified regarding the recommendations in use (CTTP 2001) and the Saharan Road Technique (SRT).

Mots clés : Tuf, Sable concassé, Valorisation, Régions arides, Résistance à la compression, succion.

1 Introduction

Les matériaux locaux tels que le tuf et le sable concassé font l'objet de plusieurs recherches afin de les utiliser en constructions routières [1], [2]. La région d'Adrar est située dans le sud-ouest de l'Algérie à environ 1400 km d'Alger par route, 1087 km à vol d'oiseau et elle est peu peuplée au regard de sa superficie (427368 km²). C'est une région peu accidentée à l'exception de quelques zones montagneuses ou passages d'ergs. Vue de ces ressources disponibles et leur localisation stratégique, le développement économique de la région est devenu un atout exceptionnel pour le gouvernement, il est concrétisé par la réalisation de nombreux pôles pétroliers, ainsi que l'exploitation de grands espaces agricoles et la création d'investissements touristiques considérables. Ce développement a engendré une amplification du trafic avec une extension des infrastructures routières qui nécessitent un besoin énorme en matériaux de construction [3], [4].

Récemment, de nombreuses études ont été menées dans les régions arides algériennes pour améliorer les performances des matériaux locaux. Ces études étaient basées sur des techniques de mélange et utilisant différents types de liants[3], [5], [6]. Par exemple, pour améliorer les performances des mélanges de sable de dune et de tuf calcaire, Akacem et al. (2020) [7] ont utilisé des liants (ciment, chaux et ciment / chaux) comme stabilisants. Ils ont montré que les liants induisaient une amélioration de la masse volumique

sèche maximale, de la capacité portante et de la résistance à la compression. Smaida et al. (2019) [8] ont montré que le sable de dune traité avec du ciment, de la pouzzolane et de la chaux améliorerait les caractéristiques mécaniques du matériau et pouvait être utilisé dans les couches de fondations des chaussées. De même, Daheur et al. (2019) [9]–[11] ont montré que la force déviatorique et le module sécant augmentaient avec l'augmentation du pourcentage de sable ajouté au tuf.

Cette communication a pour but la valorisation des matériaux locaux de la région d'Adrar, particulièrement le tuf et le sable issus des résidus des stations de concassage, en vue de leurs applications dans la réalisation des corps de chaussées. L'idée principale est d'associer ces deux matériaux pour améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de l'ensemble, par une correction granulométrique et sans ajout de liant hydraulique. C'est dans cette optique que les objectifs de nos travaux sont orientés, il s'agit d'étudier l'effet de la variation de la teneur en eau sur la résistance à la compression des mélanges composés respectivement de 90, 80, 70, 60 et 50 % de tuf et 10, 20, 30, 40 et 50% de sable concassé. Ces différents mélanges doivent répondre aux spécifications du trafic routier saharien pour la réalisation des couches de fondations et de bases, et satisfaire l'aspect économique et environnemental.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Caractérisation des matériaux

La détermination des paramètres physiques et la mesure des caractéristiques mécaniques des matières premières ont été réalisées selon les normes françaises. Les essais sont choisis pour permettre la classification des matériaux et explorer les possibilités de leurs utilisations en construction routière.

2.2. Programme expérimental

Le programme expérimental est planifié selon l'objectif de l'étude, à savoir que le tuf et les mélanges tuf sable concassé peuvent fournir une solution acceptable pour remplacer les graviers en corps de chaussées. Une correction granulométrique par substitution massique d'une quantité x% de tuf par le même pourcentage de sable concassé, en variant x de 0 à 50%, avec un pas de 10%. Cette substitution a été effectuée sur cinq mélanges, additionnés au matériau de base considéré comme témoin. La désignation de chaque mélange est mentionnée dans le tableau 1.

Tableau 1. Désignation des mélanges.

Mélanges	Tuf (%)	Sable concassé (%)
TSC00	100	00
TSC10	90	10
TSC20	80	20
TSC30	70	30
TSC40	60	40
TSC50	50	50
SC00	00	100

L'essai de la résistance à la compression simple a été réalisé sur la fraction < 5mm à une vitesse inférieure à 1mm/min sur des éprouvettes cylindriques d'éclatement 2 ; ayant 100mm de longueur et 50mm de diamètre. Les échantillons ont été compactés statiquement aux caractéristiques optimales modifiées, dans un moule à double piston. Des essais de compression simple ont été réalisés à différents âges (0, 7, 14 et 28 jours) pour connaître l'évolution de la résistance en fonction de la teneur en eau. La valeur de la résistance à la compression est la moyenne des trois éprouvettes séchées à l'air libre à la température ambiante, et soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe central du cylindre jusqu'à rupture (Fig.1).

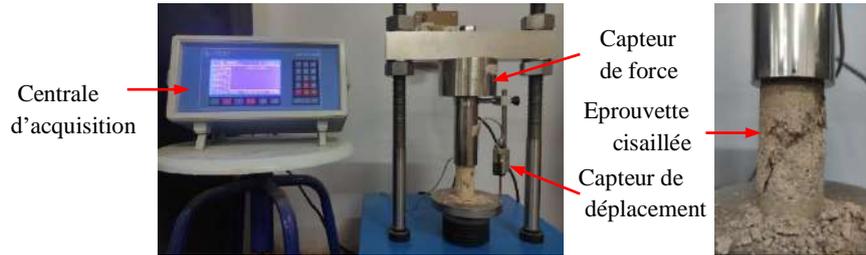


Figure. 1. Les étapes de la détermination de la résistance à la compression simple.

La méthode du papier filtre a été utilisée afin de déterminer la succion des éprouvettes immédiatement après compactage, après 48h et 5 jours. Cette méthode définie par la norme ASTM D5298 – 10[12], est basée sur l'emploi d'un papier filtre Whatman N° 42 dont la courbe de rétention d'eau est connue. Cette technique de mesure de la succion consiste à préparer des éprouvettes identiques aux celles de la résistance à la compression. Une triple épaisseur de papier filtre, soit deux papiers de protection et celui central pour mesurer la succion est insérée à mi-hauteur de l'éprouvette laquelle on veut déterminer la succion.

3 Résultats et discussions

3.1 Caractéristiques des matériaux

Les essais d'identifications permettent non seulement de classer les sols, mais aussi de cerner leurs comportements mécaniques, pour avoir une idée sur les possibilités de leurs utilisations en constructions routières. L'analyse granulométrique a été effectuée par voie humide. Pour le tuf la courbe est étalée, les particules présentent un diamètre maximal $D_{Max} = 30\text{mm}$, $D_{50} = 3.2\text{mm}$ et une fraction inférieure à 2mm de 43%. Concernant le sable concassé, $D_{Max} = 5\text{mm}$, $D_{50} = 1\text{mm}$ et une fraction $< 2\text{mm}$ de l'ordre 73%. Le tableau 2 résume les caractéristiques physico-mécaniques et chimiques de chaque matériau.

Tableau1. Résultats des essais d'identification.

Paramètres	Tuf	Sable Concassé	Unité
Tamisât < 2mm	43	74	%
Coefficient d'uniformité (C_u)	21.2	10	-
Coefficient de Hazen (C_c)	0.48	0.9	-
Masse volumique des grains solides	2.66	2.72	g/cm^3
Poids volumique sec maximal	20.6	20.19	kN/m^3
Teneur en eau optimale	8.64	7.6	%
Indice CBR immédiat	53.93	28.10	%

Ces résultats sont comparés dans une deuxième étape avec les critères de classification (laboratoire des ponts et chaussées [LPC/USCS]) [13]; (le guide technique : Réalisation des remblais et des couches de forme [GTR], 1992)[14] et (les spécifications des techniques routières sahariennes [TRS], 1966)[15]. Les résultats de ces classifications sont résumés dans le tableau 3.

Tableau 3. Classification des matériaux utilisés.

Critères de Classification	Tuf	Sable concassé
LPC/USCS	Gm/GM	Sm/SM
Guide Technique GTR (1992)	B41 ts	B51ts
Techniques Routières Sahariennes TSR (1966)	Famille II	Famille III

3.2 Résistance à la compression

L'évolution de la résistance à la compression simple des différents mélanges est représentée sur la Figure 2 (a). Ces résultats montrent la croissance rapide au jeune âge (entre 0 et 7 jours) de la résistance à la compression pour l'ensemble des mélanges, puis elle commence à se stabiliser à partir de 14 jours. De plus, il est remarqué que le mélange TSC30, donne la valeur la plus élevée de la résistance à la compression simple, elle est égale 3.5 MPa pour le tuf, et croît jusqu'à 5.16 MPa pour le mélange 70% de tuf et 30% de sable concassé, puis elle commence à diminuer jusqu'à 3.4 MPa pour les mélanges TSC50 (50% tuf ; 50% de sable concassé).

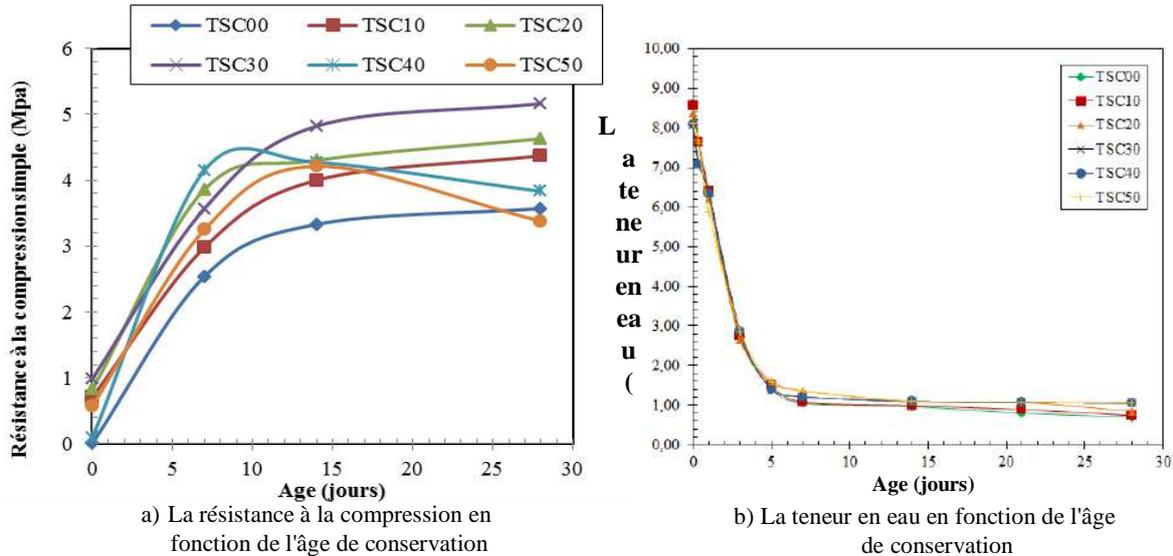


Figure. 2. L'évolution de l'état des mélanges en fonction de l'âge de conservation.

En examinant les valeurs de la résistance mécanique à 28 jours avec les seuils recommandés par le TRS (2MPa), on observe que tous les mélanges répondent aux exigences à partir de 7 jours ; d'où leurs utilisations en couches de bases et de fondations en toute sécurité.

4 Discussions

Pour l'ensemble des mélanges, la croissance rapide de la résistance à la compression simple entre 0 et 7 jours est due à la dessiccation des éprouvettes par évaporation de l'eau comme illustré dans la figure 2 (b). A partir de 14 jours, la teneur en eau des éprouvettes tend vers des valeurs faibles (< 1%) et la résistance mécanique commence à se rapprocher à sa valeur maximale. L'amélioration de la résistance à la compression simple peut être expliquée par la création de forces de cohésions capillaires dues aux séchages des éprouvettes. Afin de confirmer cette constatation, les valeurs de la succion du mélange TSC30 ont été mesurées à différentes époques à l'aide du papier filtre. Les résultats du tableau 4 montrent clairement qu'il y a une relation directe entre la teneur en eau, la succion et la résistance à la compression de l'échantillon. La diminution graduelle de la teneur en eau par évaporation de l'eau interstitielle est accompagnée par un développement des forces capillaires aux points de contacts des grains. Plus l'eau des interstices s'évapore, plus le nombre de points de contacts de grains augmente, par conséquent la succion et résistance à la compression augmentent. Ces dernières convergent vers ses valeurs maximales lorsque la teneur en eau s'approche de sa valeur résiduelle.

Tableau4. Influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression et la succion.

	Immédiatement	Après 48h	Après 5 jours
Teneur en eau (%)	8.2	3.4	2.1
Succion (kPa)	82	849	3110
Résistance à la compression (MPa)	0.9	2.2	3

5 Conclusion

La présente étude a permis d'étudier la possibilité de l'amélioration des caractéristiques du tuf par incorporation de sable concassé issu des stations de concassages, en vue de leurs utilisations en constructions routières. A partir des résultats expérimentaux obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les essais de la résistance à la compression simple ont montré que tous les mélanges étudiés reprennent les exigences recommandées.
- Le mélange composé de 70% de tuf et 30% de sable concassé est retenu comme formulation optimale.
- La résistance à la compression simple et la succion des échantillons augmentent lorsque la teneur en eau de celles-ci diminue.
- La résistance à la compression simple est assurée en majeure partie par des forces de cohésion capillaire dues au séchage des matériaux.

Références

- [1] Akacem M, "Valorisation des matériaux locaux tuf et sable de dunes dans la construction routière Saharienne," *Thesis, Univ. des Sci. Technol. MB d'Oran, Algérie.*, p. 201, 2017.
- [2] M. Morsli, A. Bali, M. Bensaïbi, and M. Gambin, "Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud (Algérie)," *Rev. Eur. Génie Civ.*, vol. 11, no. 9–10, pp. 1219–1240, 2007, doi: 10.1080/17747120.2007.9692985.
- [3] H. Moulay Omar, B. Mekerta, A. Jarno, S. Imanzadeh, A. Alem, and S. Taïbi, "Optimization of dune sand-based mixture material for pavement design," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 0, no. 0, pp. 1–21, 2021, doi: 10.1080/19648189.2021.1877827.
- [4] H. Moulay Omar, M. Abbou, M. Akacem, and B. Mekerta, "Etude des caractéristiques mécaniques des matériaux locaux de la région d'Adrar utilisés en constructions routières," *African Rev. Sci. Technol. Dev.*, vol. 02, no. 01, pp. 34–46, 2017.
- [5] H. M. Omar, R. Zentar, M. Akacem, B. Mekerta, and M. Mouli, "Co-valorization of Tuff and Sandy Residues in Roads Construction," *Civ. Eng. J.*, vol. 8, no. 5, pp. 1029–1045, 2022, doi: 10.28991/CEJ-2022-08-05-013.
- [6] Moulay Omar.H, "Caractérisation géotechnique des gisements des matériaux de la région d'Adrar: Applications en technique routière," *Thesis, Ec. Natl. Polytech. d'Oran – Maurice AUDIN*, p. 201, 2021.
- [7] Akacem et al., "Co-valorisation of local materials tuffs and dune sands in construction of roads," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 38, pp. 435–447, 2020, doi: 10.1007/s10706-019-01035-4.
- [8] A. Smaïda, S. Haddadi, and A. Nechnech, "Improvement of the mechanical performance of dune sand for using in flexible pavements," *Constr. Build. Mater.*, vol. 208, pp. 464–471, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.03.041.
- [9] E. G. Daheur, I. Goual, S. Taïbi, and R. Mitiche-Kettab, "Effect of Dune Sand Incorporation on the Physical and Mechanical Behaviour of Tuff: (Experimental Investigation)," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 37, no. 3, pp. 1687–1701, 2019, doi: 10.1007/s10706-018-0715-4.
- [10] E. G. Daheur, S. Taïbi, I. Goual, and Z. Sen Li, "Hydro-mechanical behavior from small strain to failure of tuffs amended with dune sand – Application to pavements design in Saharan areas," *Constr. Build. Mater.*, vol. 272, p. 121948, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121948.
- [11] E. G. Daheur, Z. Sen Li, A. Demdoum, S. Taïbi, and I. Goual, "Valorisation of dune sand-tuff for Saharan pavement design," *Constr. Build. Mater.*, vol. 366, no. December 2022, 2023, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.130239.
- [12] ASTM D5298-10, "Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper," *ASTM Int.*, 2010.
- [13] The Unified Soil Classification System (USCS), "The Unified Soil Classification System," *Tech. Rep. Arch. Image Libr.*, pp. 1–28, 1977.
- [14] LCPC-SETRA, "GTR, guide technique: Réalisation des remblais et des couches de forme, Paris-Bagneux." p. p: 204, 1992.
- [15] Fenzy E., "Particularité de la technique routière au Sahara (TRS), Revue générale des routes et aérodromes,"

vol. 411, pp. 57–71, 1966.

INFLUENCE DE LA CHAUX SUR LES PARAMÈTRES MÉCANIQUES D'UN SOL AFFAISSABLE À TAGLAIT (BORDJ BOU ARRERIDJ)

Hocine ZIANI¹, Abderrachid AMRIOU², Nasrine GUETTAFI³

¹ Département de génie civil, Université de Bordj Bou Arreridj-Algérie.

² Département de génie civil, Université de M'sila-Algérie.

³ Département de génie civil, Université Batna 2-Algérie.

Résumé. Parmi les techniques de stabilisation de sols à problèmes, l'utilisation de la chaux (CH) pour l'amélioration des propriétés mécaniques des sols argileux. Dans ce travail, les échantillons ont été prélevés du site du projet à Taglait, commune lointaine de 50 km vers le sud-est du chef-lieu de la wilaya de BBA, dont l'argile rouge couvre toute la partie sud de son territoire (côté de M'sila). Les tests oedométriques ont montré que le potentiel d'effondrement (C_p) du sol S_0 est égal à $5.02 > 1\%$, cet indice classe S_0 dans la zone des risques modérés à l'effondrement. Ce type de sol est non saturé, l'inondation détruit les liaisons intergranulaires avec ou sans chargement, ce qui diminue la succion matricielle et mobilise une réaction appelée résistance au cisaillement (τ). Dans le but de réduire son C_p , des doses de CH (0, 1, 2 et 3%) sont mélangées à S_0 . Les essais de compressibilités à l'oedomètre ont montré que la CH (3%), réduit le C_p à $0.85 < 1$ (non affaissable). Cependant les tests de cisaillement à la boîte ont indiqué l'évolution de la cohésion à 38kPa et la stabilisation l'angle de frottement interne à environ 10° dans les spécimens traités.

Mots clés: Sol affaissable, Argile rouge, Oedomètre, Cisaillement, Chaux

1 Introduction

Lors du choix du terrain prévu pour la construction d'un siège administratif (protection civile) dans la commune de Taglait, les investigations sur site auprès des constructions avoisinantes ont observé de multitudes de fissures sur les murs et même sur la chaussée de la route W42 (Figure.1). Les tests sur des échantillons relevés du site ont montrés que le sol est moyennement calcaire, de $pH=7.45$, non organique, peu plastique et d'une aptitude modérée à l'effondrement. Ce type de sols est non saturés, présentent une bonne résistance à l'état sec, une fois inondés des déformations potentielles importantes apparaissent avec ou sans chargement. La majeure partie de ces sols sont des lœss, dépôts éoliens formés de silt et de sable. Les études ont montré que la consolidation chimique traite les sols contenant de l'argile ou des eaux agressives. L'utilisation de la chaux dans la stabilisation des sols argileux est une pratique ancienne dont les effets étaient prévisibles sur la déshydratation et la solidification des sols [1]. La chaux permet à court terme de jouer sur l'état hydrique du sol et à long terme la correction de ces performances mécaniques [2]. Cependant l'ajout de la chaux à l'argile de Londres a induit une augmentation dans l'indice de plasticité sous un seuil limite qui ne dépasse pas les 4% [3]. Les sols stabilisés à la CH ont un comportement différent et des caractéristiques de plasticité tout à fait des sols naturels non stabilisés [4]. La présente étude met l'accent sur la stabilisation de S_0 par l'addition des taux de la chaux (1; 2 et 3%) afin de le rendre constructible.

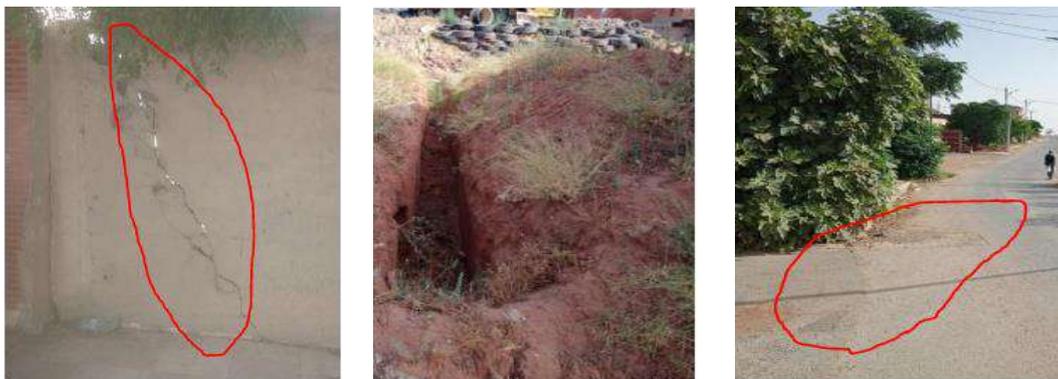


Figure1. Les dégradations observées au voisinage du site d'implantation

2 Matériaux, Matériels et Méthodes d'Essais

2.1. Matériau

Les essais ont été effectués sur des échantillons prélevés de l'assiette support du projet, les résultats montrent que c'est un sol argileux peu plastique ($5 < I_p < 30$). Les caractéristiques géotechniques sont récapitulées sur le tableau 1, l'analyse chimique prouve la présence d'un taux de carbonate de 40%, ce qui explique la nature calcaire de S_0 . Les résultats sont résumés sur le tableau 2. La taille des particules de S_0 est représentée sur la figure 2.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du sol d'étude (LTP-Est BBA)

Échantillon (S_0)	Teneur en % par rapport à la matière sèche				Teneur en anions de sulfate SO_4^{2-} mg/kg
	% Insoluble	% Carbonates $CaCO_3$	% Chlorures $NaCl$	% Gypses $CaSO_4 \cdot 2H_2O$	
3.7÷ 4.00m	53.27	40.00	-	Néant	Néant

Caract Sol	% P F < 2 μ m	A_c	W_L %	W_p %	I_p %	W_{opt} %	VBS	G_s	γ_{dmax} KN/m ³	C_u	C_c	C_p %
S_0	5.44	1.01	40.12	14.33	25.79	8.65	1.64	26.7	19.8	53.11	2.04	5.02

Tableau 2. Analyse chimique du sol d'étude (LTP-Est BBA)

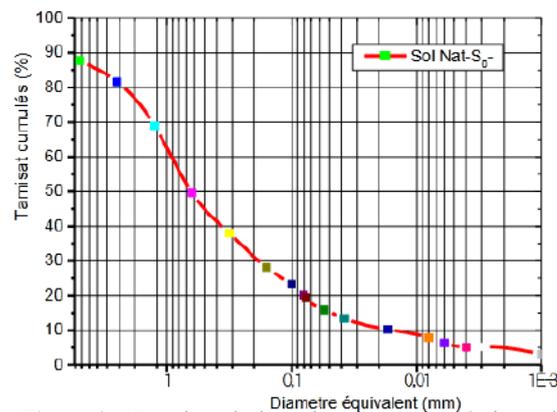


Figure 2. Courbes de l'analyse granulométrique de S_0

2.2. Formulation de sols d'essais

Les taux de CH additionnés à S_0 sont des pourcentages en poids du sol à traité. Les mélanges sont soigneusement malaxés pour obtenir des échantillons homogènes. La formulation des sols testés est indiquée au tableau 3.

Tableau 3. Formulation de sols testés

Désignation	Composition de mélanges
S_0	Sol naturel (site)
S_1	$S_0 + 1\% CH$
S_2	$S_0 + 2\% CH$
S_3	$S_0 + 3\% CH$

3 Méthodes

Le potentiel d'effondrement (C_p) de S_0 est estimé par la procédure proposée par Jennings et Knight (1975) [5]. Le C_p est évalué en chargeant l'échantillon de sol à sa teneur en eau naturelle, puis saturé à 200kPa. Le chargement se fait par palier (24h). L'essai prend fin lorsque l'augmentation de la charge ne produit pas des déformations (ou presque) dans l'échantillon. On dit que le sol est stabilisé. Le C_p est évalué par la formule suivante :

$$C_p(\%) = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \cdot 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100 \quad (1)$$

Où : e_0 : indice de vide initial ;

e_1 : indice des vides à 200kPa (avant inondation) ;

e_2 : indice des vides après saturation sous 200kPa ;
 $\Delta e = e_2 - e_1$

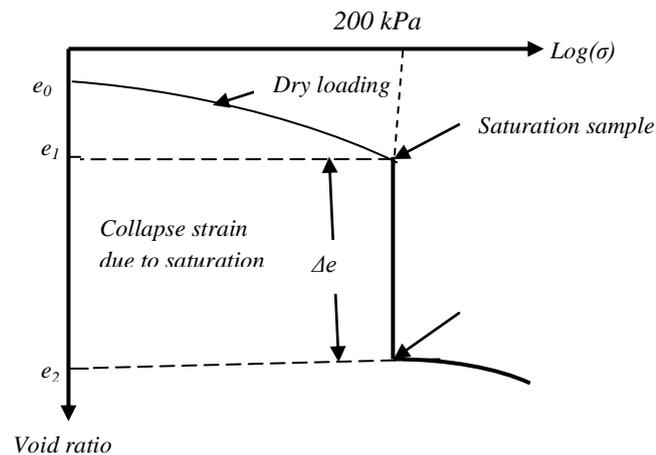


Figure 3. Courbe typique de l'essai simple œdomètre [4]

À fin de connaître l'influence de la CH sur les paramètres mécaniques (la C cohésion et l'angle de frottement interne φ) de S_0 avant et après stabilisation, l'essai nous permet de tracer les courbes intrinsèques de différents mélanges et par conséquent déterminer C et φ . La relation entre ces paramètres est définie par l'équation 2, connue sous le nom d'équation de Coulomb.

$$\tau = C + \sigma_n \tan \varphi \quad (2)$$

Où:

τ : résistance au cisaillement (kPa) ; σ_n : contrainte normale (kPa) ;
 C : cohésion (kPa) ; φ : angle de frottement interne (degré).



Figure 4. Appareillage de cisaillement et préparation de spécimens

4 Résultats et discussions

4.1 Identification du potentiel d'affondrement (C_p)

Les échantillons ont été mélangés à teneurs en eau naturelle ($W_0 = 8\%$) proche de l'optimum de Proctor, placés dans la bague annulaire de l'œdomètre puis chargés selon la procédure (ASTM D5333) recommandé dans les sols affaissables. Les résultats obtenus ont montré l'aspect instable de S_0 , car le C_p atteint la valeur de $5.02 > 1\%$, ce qui classe S_0 dans la zone de troubles modérés selon la classification de Jennings et Knight (1975). Cependant l'addition d'une dose de 1% de CH réduit le C_p de S_0 de 33.86% (5.02 à 3.32%), alors que l'ajout de 2 et 3% de CH amène le C_p de 2.19 à 0.85% c'est à dire un décroissement de 56.37% et 83.07% respectivement. Donc un taux de 3% de CH régresse le C_p à une valeur de $0.85 < 1\%$, S_0 devient stable et par conséquent constructible. Cette modification dans la nature de S_0 est produite de l'échange ionique du sodium (Na) du sol (S_0) et le calcium (Ca) de la chaux (CH), ce qui fait perdre à S_0 son affinité à l'eau par le développement de composés cimentaires [6]. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau 4.

Tableau 4. Résultats des essais et le taux de réduction du C_p après stabilisation

Désignation	C_p (%)	e_f (indice des vides final (%))	% de réduction de C_p
S_0	5.02	0.284	-
S_1	3.32	0.289	33.86
S_2	2.19	0.298	56.37
S_3	0.85	0.304	83.07

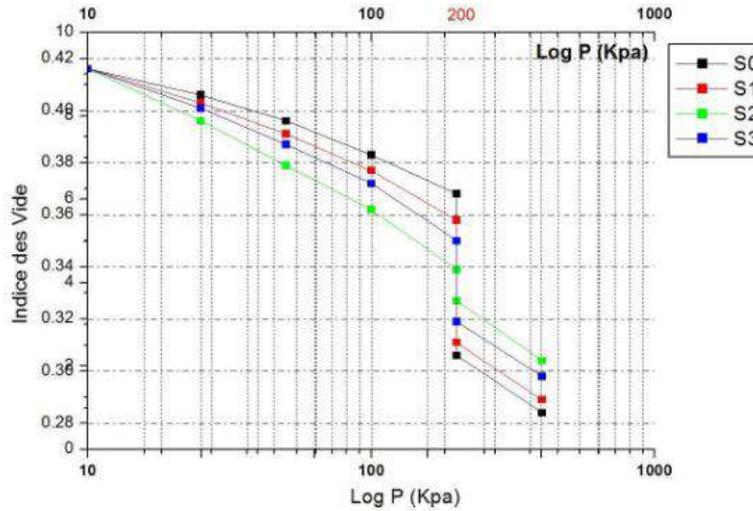
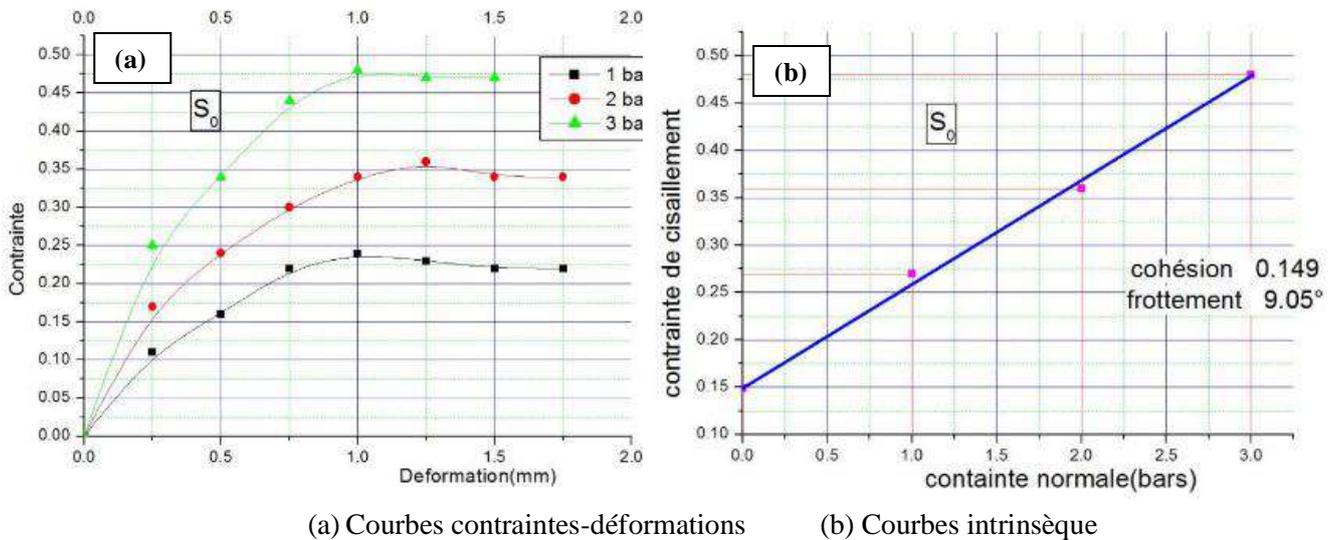


Figure 5. Influence du taux de la chaux sur le C_p de S_0

4.2 Evaluation des paramètres mécaniques (C et φ)

L'essai était réalisé selon la procédure (ASTM D6528). Pour chaque échantillon trois essais de cisaillement direct ont été conduits pour des contraintes normales σ_n de 1, 2 et 3 bars, valeurs généralement considérées pour la géotechnique routière. À partir des contraintes normales on peut tracer les courbes contraintes déformations (σ_n , ϵ) pour chaque mélange. On a remarqué que S_0 possède une faible cohésion C (14.9 kPa) et un angle de frottement interne φ égal à 9.05° .



(a) Courbes contraintes-déformations (b) Courbes intrinsèque

Figure 6. Détermination des paramètres mécaniques de S_0

Cependant, l'addition de la chaux (1, 2 et 3%) améliore la cohésion des échantillons traités de 40.93, 94.63 et 155% respectivement. L'angle φ augmente légèrement pour les doses 1 et 2% avant de se stabiliser autour de 10.2° une valeur légèrement supérieure à φ du sol initial S_0 .

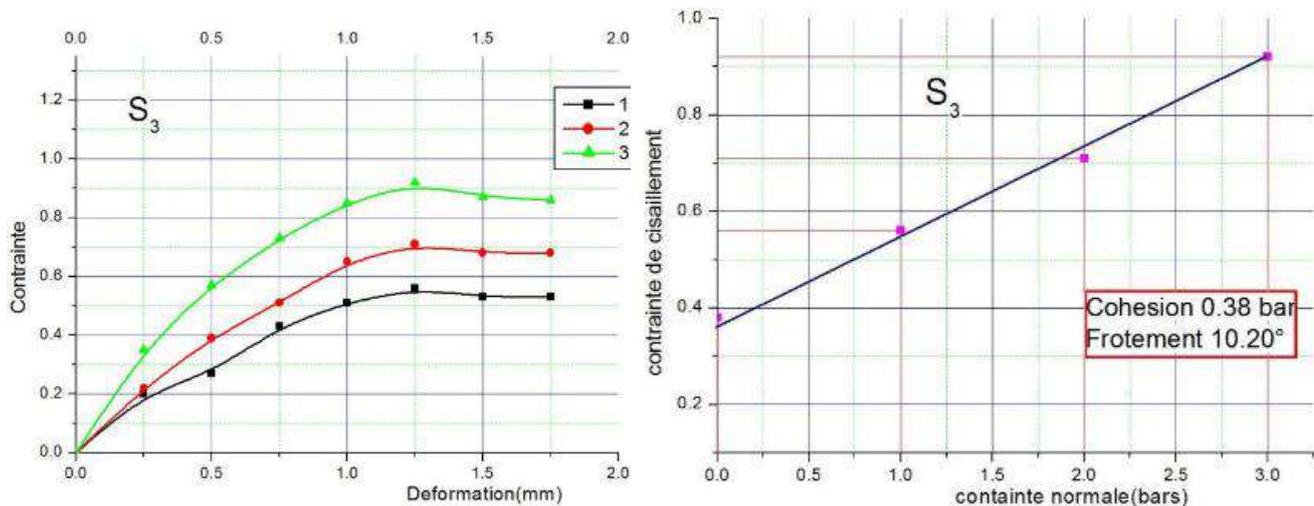


Figure 7. Détermination des paramètres mécaniques de S_3

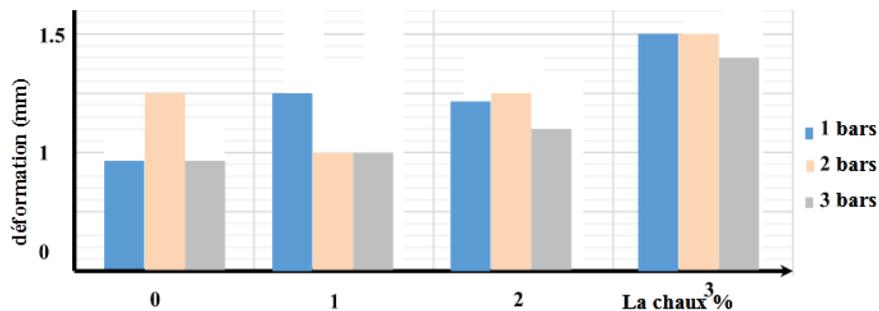


Figure 8. Influence du taux de la chaux sur les déformations dans les sols

5 Conclusion

La conception d'un édifice public sur un terrain où la caractérisation géotechnique prouve son aptitude à l'effondrement ($C_p > 1$) en présence d'eau. Des échantillons du sol prélevés à des profondeurs allant de 1.5 à 3.70 m, montrent la nature sablo-argileuse, peu plastique, non organique et basique (alcalin) ($pH > 7$). La stabilisation de S_0 consiste à rabattre son potentiel d'effondrement à une valeur < 1 . L'ajout de la chaux à de faibles quantités augmente le pH de S_0 , jusqu'au 12.4 pour un taux de 3%, cette valeur capable d'activer les réactions pouzzolaniques qui provoquent la formation des silicates et des aluminates calciques hydratés (floculats) au sein de la matrice granulaire des échantillons stabilisés. L'addition de la chaux aplatit la courbe de Proctor de S_0 , ce qui diminue la densité sèche maximale du mélange et stabilise sa teneur en eau. Un taux de 3% de CH, modifie la matrice de S_0 et réduit sa sensibilité à l'eau par la formation de liaisons inter-particulaires, qui font augmenter la compression simple de S_0 et le procure une bonne résistance au gel, ce qui traduit par une augmentation de C et la préservation de ϕ constant, cet état provoque une réduction de τ et par conséquent une nette diminution du potentiel de collapse (C_p) de S_0 . Un taux de 3% de CH est suffisant pour stabiliser un sol effondrable.

Références bibliographiques

- [1] Rogers, CDF., Glendinning, S. : *Lime Requirement for Stabilization*. Transportation Research Record, 1721(1) <https://doi.org/10.3141/1721-02> (2000).
- [2] Lenoir, T., *Performances mécaniques des sols traités aux liants hydrauliques: Application au dimensionnement des structures*. Matériaux. Université Nantes (2022), <https://hal.science/tel-04442082>
- [3] Sherwood, P., *Soil stabilization with cement and lime* (1993).
- [4] Perry, D.L., *Handbook of inorganic compounds*. CRC press, (2016).

- [5] Jennings, J.E., Knight, K. :*A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*. Proceedings of the 6th Regional Conf for African Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, 1: 99-105 (1975).
- [6] Razakamanantsoa, A. R. *Étude de la durabilité des géomatériaux par couplage hydromécanique, chimique et microstructurale: approche multi-physique et multi-échelle*. Matériaux. Nantes Université (2023).
<https://univ-eiffel.hal.science/tel-04407670>
- ASTM D5333-03 (2012) Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils. (Withdrawn 2012), ASTM International, West Conshohocken, PA,
- ASTM D6528 (2017) Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA

Thème 2 :

**Transferts dans les sols non
saturés**

ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS AFFAISSABLES TRAITES PAR LE MELANGE BENTONITE-CIMENT

Soumia BELLIL¹

¹Université Batna 2 Mostafa Ben Boulaid, Faculté de technologie,
Département de génie civil, Batna, Algérie
bellil.soumia88@gmail.com

Résumé. L'effondrement des sols non saturés est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants, auquel sont orientées plusieurs recherches ces dernières années. Notre travail consiste, à faire un lien entre l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial et l'essai de simple consolidation à l'appareil oedométrique, sur des échantillons reconstitués au laboratoire à base d'argile et fines sableuses, humidifiées à différentes teneurs en eau et soumis à différentes compacités. Cette étude nous a permis donc, de déterminer les paramètres mécaniques et d'apprécier la relation entre l'indice des vides et les propriétés mécaniques, qui donne un changement reflète la nouvelle nature du sol. Ces résultats sont observés sur les images au microscope électronique à balayage, on peut expliquer l'intérêt du traitement qui favorise la cimentation au niveau des contacts intergranulaires et connaître la transformation structurale, ce qui permet à la structure d'être plus stable.

Mots clés: triaxial, oedomètre, traitement, MEB, effondrement

Abstract. The collapse of unsaturated soils is a very complex phenomenon which involves a large number of intrinsic and environmental parameters, to which several researches have been directed in recent years. Our work consists, to make a link between the shear test with the triaxial device and the simple consolidation test with the oedometric device, on samples reconstituted in the laboratory based on clay and fine sand, humidified at different water contents and subjected to different compactions. This study therefore allowed us, to determine the mechanical parameters and to appreciate the relationship between the void ratio and the mechanical properties, which gives a change reflects the new nature of the soil. These results are observed on scanning electron microscope images, we can explain the interest of the treatment which promotes cementation at the level of intergranular contacts and know the structural transformation, which allows the structure to be more stable.

Keywords: triaxial, oedometre, treatment, SEM, collapse

1 Introduction

Les sols affaissables peuvent être définis comme étant des sols non saturés qui sont généralement constitués par un pourcentage prédominant de gros grains, et un faible pourcentage d'éléments fins, disposés en nid d'abeille ayant une structure métastables. A l'état sec, ce type de sol résiste grâce à la cimentation naturelle entre ses grains et peut supporter des charges élevées. Cependant, sa saturation, même sans ajout de chargement, provoque la rupture des liaisons intergranulaires donnant une structure plus dense. L'inondation de ces sols provoque d'importants dégâts. De nos jours, ces zones sont localisés dans la plupart des régions arides et semi-arides [5]. Les activités de l'homme sont certainement la cause principale de la plupart de l'effondrement des sols. La stabilisation des sols collapse a été étudiée par un grand nombre de chercheurs [3], [4], [12]. Dans ce travail nous nous sommes intéressés par les essais mécaniques et de stabiliser les sols affaissables en évaluant l'influence de l'ajout bentonite-ciment sur le taux collapse et les paramètres de rupture. L'étude au MEB a permis d'avoir une idée sur le phénomène d'effondrement avant et après traitement.

2 Identification des matériaux et programme expérimental

Les matériaux utilisés sont: sable d'Oued-Jedi (< 2 mm) et kaolin de Tamazert (< 80 µm). Les essais ont été menés sur un sol reconstitué au laboratoire, en mélangeant 25 % de kaolin comme particule fine avec 75 % de sable comme gros grains. Le sol préparé artificiellement possède un comportement analogue aux sols naturels [4], [12]. Les caractéristiques géotechniques sont regroupées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Paramètres d'identification de sol étudiée (SNT).

Paramètres	< 80 μm (%)	C_u (%)	C_c (%)	γ_s (g/m^3)	pH	w_L (%)	w_P (%)	$\gamma_{d_{\max}}$ (t/m^3)	W_{opn} (%)
Sol non traité (SNT)	8,85	2,81	1,05	2,65	8,10	21,64	16,79	1,90	10,42

La technique de stabilisation utilisée dans notre recherche est chimique par ajouts des matériaux: on utilise le mélange bentonite-ciment avec des dosages représentés dans la modalité au Tableau 2. En travaillant sur une bentonite de Hammam Boughrara et le ciment d'Ain Touta, Type: **CPJ-CEM II** classe A 42,5 [4].

Tableau 2. Modalité de traitement.

Ajouts de bentonite (%)	10	8	6	4	2
Paramètres	I_p (%)	W_r (cm^3/g)	VBM ($\text{g}/100\text{g}$)	pH	Smectite (%)
	117,54	35,00	29,41	9,90	82,00
Ajouts de ciment (%)	2	4	6	8	10
Paramètres	pH	CaO (%)	CSH (%)	C_3S (%)	Quartz (%)
	6,88	66,31	40,30	11,72	24,830

Dans ce travail expérimental, nous avons réalisé deux séries d'essais: Le premier volet du programme a consisté à réaliser des essais de simple consolidation à l'appareil oedométrique [1] soumis à différentes énergies de compacités (**30, 50 et 70 coups**); en utilisant un outil de compactage conçu au laboratoire [4] et humidifiés par différentes quantités d'eau (**4, 6 et 8 %**) pour évaluer le risque d'effondrement. Le deuxième volet couvre les essais de cisaillement à l'appareil triaxial non consolidés non drainés [9]. La procédure de préparation des échantillons, qui est basée sur tube métallique de **3,8 cm** de diamètre interne et de **12,5 cm** de longueur, selon un mode opératoire spécial [7], sous des contraintes de confinement de **100, 200 et 300 kPa**. L'essai a permis de déterminer les paramètres de la résistance au cisaillement à savoir la cohésion et l'angle de frottement. Enfin le programme comprend une analyse de la structure avant et après traitement: relation indice des vides - propriétés mécaniques en fonction de la variation minéralogiques reliée à la distribution des tailles de pores.

3 Résultats des essais et analyse

3.1. Influence de l'ajout du mélange bentonite-ciment sur le taux collapse

D'après les essais de compressibilité (voir figure 1), On constate que, les variations des nombre de coups ou teneurs en eau initiales en fonction des potentiels d'effondrement présentent une relation inverse, plus la densité sèche appliquée augmente plus le taux d'effondrement diminue, idem pour les niveaux d'humidité. Donc dans ces conditions, on obtient le plus fort taux d'effondrement (**82,04 %**) pour une densité de **30 coups** et une teneur en humidité de **4 %** [3], [4]. Ceci s'explique par le fait que la structure est ouverte; elle possède un important indice des vides initial. On note aussi que l'influence du mélange bentonite-ciment se manifeste par des valeurs du potentiel d'affaissement plus faible par rapport au sol témoin (**7,25 %**), ces ajouts colmater les vides en créant des liens pour améliorer les liaisons existantes entre les particules solide [4].

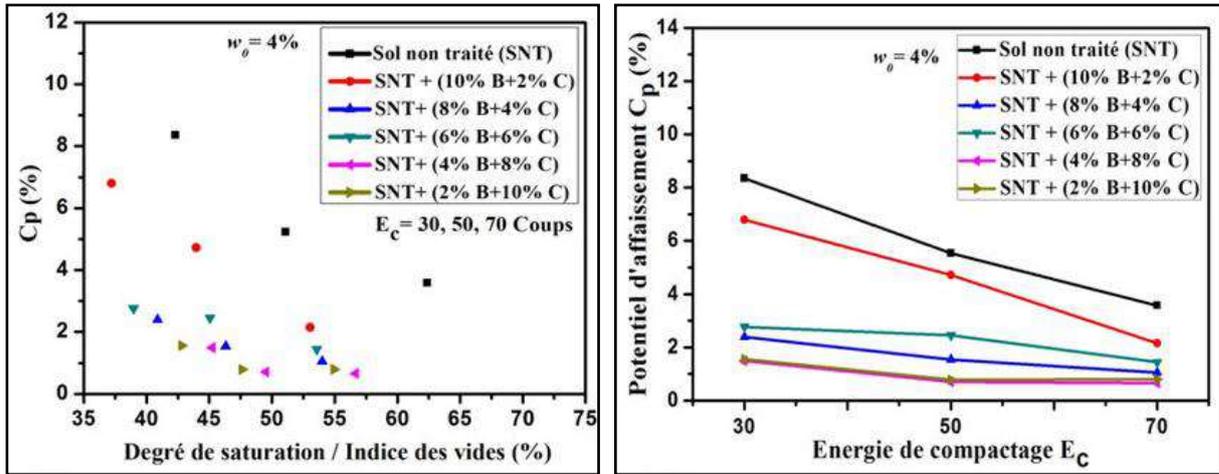


Figure. 1. Schéma représentant l'effet de l'ajout du mélange bentonite-ciment sur le C_p .

3. 2. Appréciation l'effet du traitement sur les paramètres de rupture

Les résultats obtenus ont montré que, le comportement des paramètres à la rupture pour les trois teneurs en eau est illustré à la figure 2. On peut noter que la cohésion et l'angle de frottement interne diminue, lorsque l'humidité du sol reconstitué augmente, cet effet est imputable à la formation des ponts capillaires [8], [11]. En revanche, la cohésion du sol traité augmente par rapport au sol témoin avec une diminution de l'angle de frottement interne, ce qui justifie l'effet du traitement sur les propriétés mécaniques. Cela explique que les agents de liaisons entre les grains se produisent sont forts, et les cristallites de kaolinite rassemblent entre les cristaux de quartz, ce qui stabilise le sol et rendant moins effondrable.

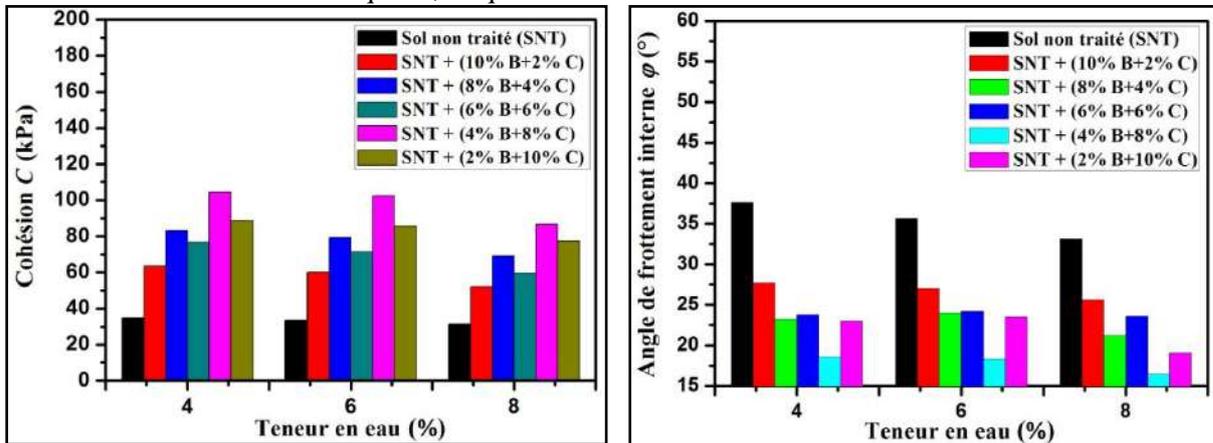


Figure. 2. Contribution l'effet du traitement sur les paramètres à la rupture suivie du $w_0 = 4, 6$ et 8% .

3. 3. Expliquer la relation entre l'indice des vides et les caractéristiques mécaniques

A partir de ces résultats (Fig.3) on observe que, à chaque fois la cohésion augmente, taux de réduction C_p est diminué relativement. Ceci est dû au fait que la présence du traitement favorise la cimentation au niveau des contacts intergranulaires; alors l'attaque chimique du ciment qui produit les cations Ca^{+2} [10] donne une structure cristalline particulièrement dense et enchevêtrée. Par ailleurs, les minéraux argileux montmorillonitiques Na^{+2} [6] accélère l'hydratation du ciment et augmente le temps de prise en raison de leur forte activité, qui entraîne des produits cimentaires qui provoquent l'arrangement des particules solides. Cela conduit une modification de la forme et la distribution des pores, ce qui rigidifie le matériau et donne un nouvel équilibre de la structure [4].

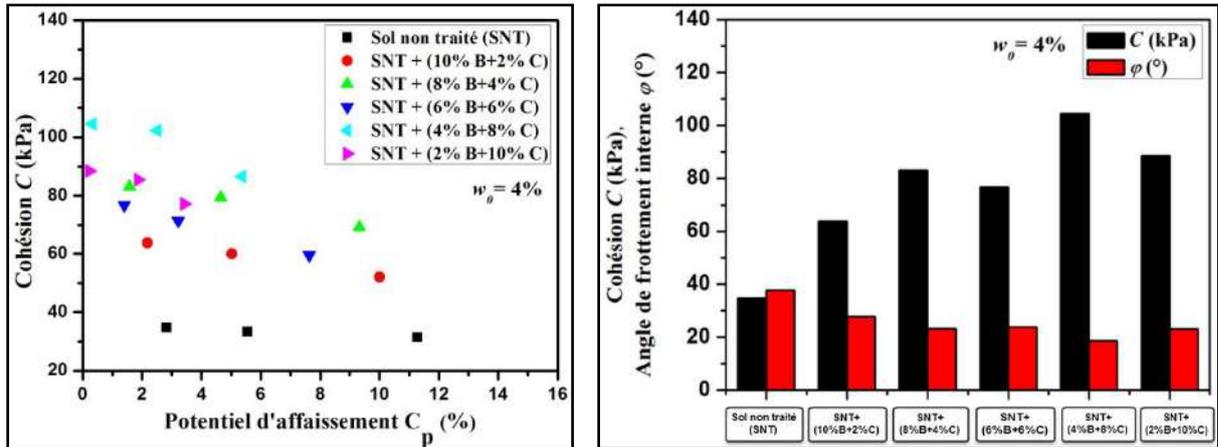


Figure. 3. Identification le comportement de l'effondrement en fonction des propriétés mécaniques des échantillons traités à partir du mélange bentonite-ciment en différents dosages.

3. 4. Evaluer l'intérêt du traitement sur les modifications microstructural et chimiques

La figure 4 présente la morphologie observée au MEB des sols étudiés. On retrouve divers aspects. L'échantillon 1 se présente sous forme des cavités de grande dimension (4.0 à 8.0 μ m) c'est-à-dire une liaison entre les grains détruite. De même, il présente les surfaces grumeleux (Fig 4.a) [3], [4] tandis que pour l'image 2, on observe quelques contacts entre les grains donc le matériau passe d'un état lâche à un état moyennement dense (Fig 4.b) [2] et la photo morphologique 3 on remarque bien la précipitation des blocs des cristaux en plus l'apparition des ouvertures tels que vides 2D et fond noir (1.5 à 3.5 μ m) du l'espace porale (Fig 4.c), quant à l'image 4, on observe également des cristaux hexagonale aussi massives des grains d'une forme circulaire parfois plane (Fig 4.d). Pour les échantillons 5 et 6, on distingue une structure cristalline enchevêtrée et les grains se présentent sous forme d'agglomérats (Fig 4.e et f) [4].

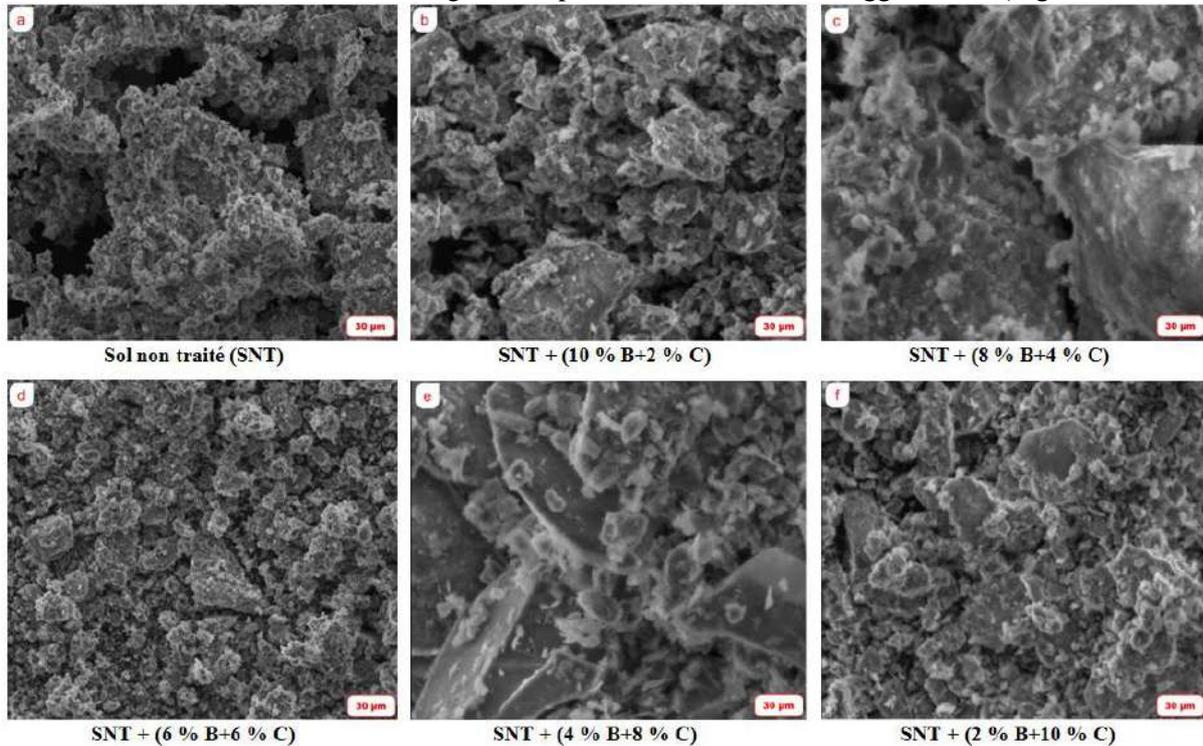


Figure. 4. Morphologie des échantillons étudiés.

Les résultats de l'analyse dispersive au rayon X, on révèle que la matrice est très riche en SiO_2 et en Al_2O_3 , leur teneur en fer est assez important. Les phases cristallines sont formés majoritairement par: Quartz, kaolinite, carbonates et feldspaths (voir Fig 5) [4], [12].

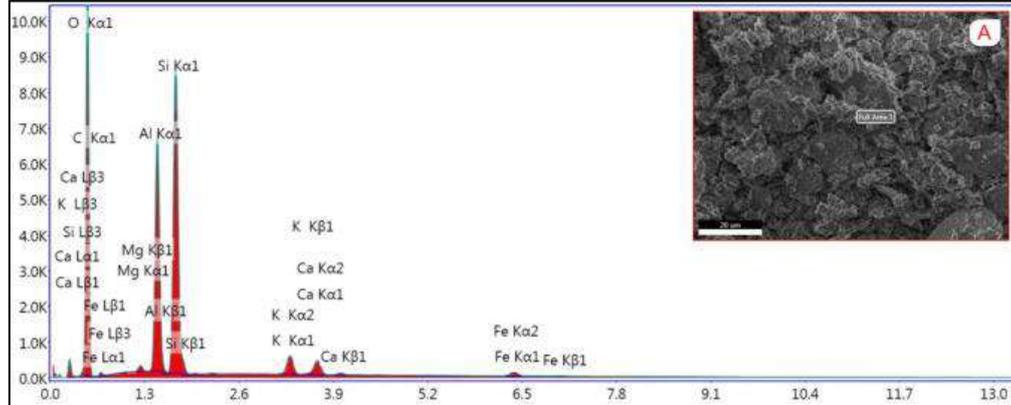


Figure 5. Photo spectre: (A) Sol non traité.

La figure 6 prouvent le produit est principalement l'oxyde de calcium connu comme la chaux vive avec présence des argiles montmorillonitiques connu smectite traduisant la structure très compacte [4].

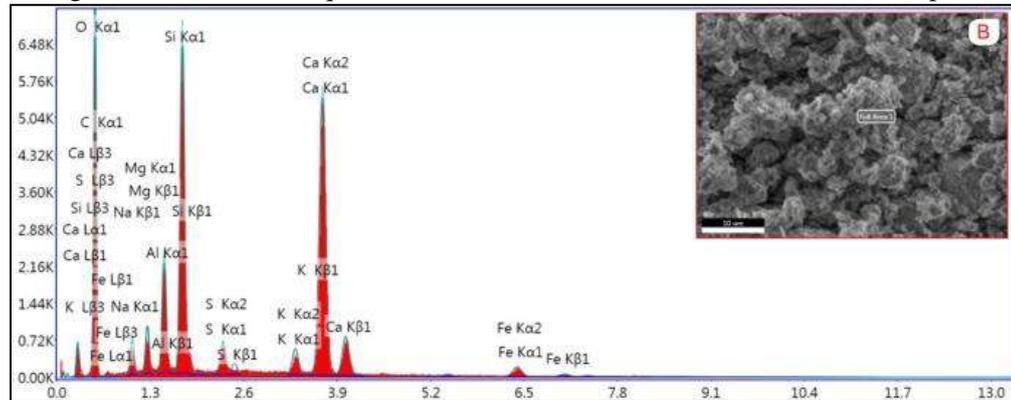


Figure 6. Photo spectre: (B) Sol traité avec une nouvelle structure.

4 Conclusion

Il ressort de ce travail de recherche les conclusions suivantes:

- ✓ La présente étude illustre clairement que l'affaissement est associé à une modification mécanique et morphologique permettant d'expliquer la technique de stabilisation par le mélange bentonite-ciment est très efficace. Cette efficacité est fonction de la nature des ions de sodium (Na^{++}), et de calcium (Ca^{++}) sont capturés par les particules solides pour former des produits cimentaires, qui laisse des espaces poreux occupés, qui entraine une structure rigide et rendre le sol plus réalisable.
- ✓ Enfin, la vue microscopique réalisée grâce au Microscope électronique à balayage a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure ouverte et poreuse formée d'un squelette lâche inégalement répartie. En revanche, les échantillons traités indiquent un réarrangement des particules et apparaissent les agrégats argileux compacts, ces derniers connaître une nouvelle transformation structurale.

Références

- [1] ASTM D 5333-92: *Standard test method for measurement of collapse potential of soils*. The American Society for Testing and Materials (1996).
- [2] Ata, A.A., Salem, T.N., Elkhawas, N.M.: *Properties of soil-bentonite-cement bypass mixture for cutoff walls*. Construction and Building Materials, 93, 950–956 (2015).

- [3] Bakir, N., Abbeche, K., Panczer, G.: *Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing collapse of collapsible soil*. Geomechanics and Engineering, 12(1), 71–83 (2017).
- [4] Bellil, S., Abbeche, K., Bahloul, O.: *Treatment of a collapsible soil using a bentonite–cement mixture*. Studia Geotechnica et Mechanica, 40(4), 233–243 (2018).
- [5] Cui, Y.J., Magnan, J.P.: *Affaissements locaux dus à l’infiltration d’eau*. in Géomécanique Environnementale, Risques Naturels et Patrimoine, Sous la Direction de Scherefleer, B et Delage, P., Editions Lavoisier, Hermès, France, (2001).
- [6] Duc, M., Zadjajoui, A., Maloula, A., Lubineau, F.: *Contribution of microstructural analysis to the quantification of the swelling-shrinkage phenomenon in some bentonitic clays*. EuroClay, Aveiro Portugal, 22–27 (2007).
- [7] Kenji, I.: *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Great Britain (2003).
- [8] Lee, S.J., Hashash, Y.M.A., Nezami, E.G.: *Simulation of triaxial compression tests with polyhedral discrete elements*. Computers and Geotechnics 43:92-100. doi:10.1016/j.compgeo.2012.02.011 (2012).
- [9] NF P94-074: *Essais à l'appareil triaxial de révolution, Appareillage, Préparation des éprouvettes, Essai (UU) non consolidé non drainé, Essai(Cu+U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle, Essai (CD) consolidé drainé*. Sols: Reconnaissance et Essais (1994).
- [10] Sasanian, S., Newson, T.A.: *Basic parameters governing the behaviour of cement-treated clays*. Soils and Foundations, 54, 209–224 (2014).
- [11] Victor, A.H.H., Diego, R. J.C., Luisa, N. E.A., Julio, C. L.V., José, A., Luis P.M., Noé, S.R., Alberto, S.R.: *Experimental and numerical analysis of triaxial compression test for a clay soil*. Chilean Journal of Agricultural Research 81(3) July-September 2021; doi:10.4067/s0718-58392021000300357 (2021).
- [12] Ziani, H., Abbeche, K., Ibrahim, M., Andrade Pais, L.J.: *Treatment of Collapsible Soils by Additions of Granulated Slag and Natural Pozzolan*. KSCE Journal of Civil Engineering 23(3), 1028–1042 (2019).

PERFORMANCE OF PILES IN HEATING AND COOLING WITH GEOTHERMAL ENERGY

Kheira Belhamideche¹, Nadia Laredj^{1,2}, Mustapha Maliki^{1,2}, Mahi Eddine Brahimi¹,
Djihad Bennaceur¹, Missoum Hanifi^{1,2}

¹*Laboratory of Construction, Transport and Environmental Protection LCTPE, University of
Mostaganem-Algeria.*

²*Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, University of
Mostaganem-Algeria*

Abstract:

The use of shallow geothermal systems (SGS) as an efficient technology for providing clean thermal energy has become more and more widespread around the world. These systems use the upper layers of the ground to heat and cool buildings with relatively high efficiency. At shallow depths, soils are generally in an unsaturated state, and unsaturated soil properties are essential for establishing a numerical model of geothermal heat transfer for use it in various practices. The aim of this research work is to quantify and valorize this near-surface energy (superficial geothermal energy) using geo-piles by means of heat pumps. The various thermal properties of different types of soil will be determined and studied, and integrated into a numerical model "Comsol multiphysics", taking atmosphere-soil-HGHE interaction into account. The actual temperature at the ground surface and the transmission of energy to the building after capture by the energy piles during a reference annual period will be defined, with the aim of determining the potential of this energy for use in heating or cooling.

Résumé :

L'utilisation de systèmes géothermiques peu profonds (SGS) en tant que technologie efficace pour fournir une énergie thermique propre est devenue de plus en plus répandue dans le monde, Ces systèmes utilisent les couches supérieures du sol pour assurer le chauffage et le refroidissement des bâtiments avec une efficacité relativement élevée. Ce qui nécessite la connaissance du profil de la température du sol en surface et à différentes profondeurs. Généralement à faible profondeur les sols sont à l'état de non saturation, les propriétés du sol non saturé sont indispensables pour établir un modèle numérique du transfert de chaleur géothermique afin de l'utiliser dans divers pratiques. Le but de ce travail de recherche est de quantifier et valoriser cette énergie proche sous-sol (géothermie superficielle) à l'aide des géo-pieux à travers des pompes à chaleur. Les différentes propriétés thermiques de différents types de sol seront établies et étudiées, elles seront intégrées dans un modèle Comsol multiphysics en tenant compte de l'interaction atmosphère-sol-HGHE afin de quantifier l'énergie générée. On s'attèlera à définir la température réelle à la surface du sol et la transmission d'énergie au bâtiment après captage par les pieux énergétiques durant une période annuelle de référence dont le but de déterminer le potentiel de cette énergie pour l'usage de chauffage ou de refroidissement.

Key Words: renewable energy, Geothermal, Heat Transfer, geo-piles. Convection, conduction.

NOMENCLATURE

Symbols: R_n Net radiation (w/m^2)G the ground heat flux (w/m^2)LE the Latent heat flux (w/m^2)H the sensible heat flux (w/m^2) R_{Si} short-wave radiation (w/m^2) $L\uparrow$ $L\downarrow$ long-wave radiation (w/m^2)**Greek Letters:** α ground surface albedo ρ_a the density of air (kg/m^3) C_{p-a} the specific heat capacity of air ($J/kg/K$) Δ the slope of the saturation vapor pressure e_s the saturation vapor pressure e_a the actual vapor pressure γ is the psychrometric constant**Indices / Exponents:** r_a is the aerodynamic heat resistance (s/m) r_c is canopy resistance.38 **1 Introduction**

39 The building sector consumes a great amount of energy, representing 40% of total energy consumption[1].
 40 This sector is also responsible for around two-thirds of halocarbon emissions and 25-33% of black carbon
 41 emissions [2]. Conventional fossil energies are very polluting and will disappear in a few years' time. For
 42 this reason, the use of renewable energies is a good alternative, as these energies are very economical,
 43 permanently available and environmentally friendly[3]. One of these environmentally-friendly energies is
 44 shallow geothermal energy, which exploit the upper layers of the ground to heating and cooling buildings,
 45 with relatively high efficiency[4]. The temperature at a certain depth in the ground remains virtually
 46 constant throughout the year, and the capacity of the ground is considered a passive means of heating and
 47 cooling buildings. To exploit the thermal capacity of the soil, a heat exchange system must be installed. A
 48 heat pump can also be coupled to the ground heat exchanger to increase its efficiency[5]. There are several
 49 kinds of GHE for exploiting shallow geothermal resources, which can be classified into two general
 50 categories: open-loop and closed-loop systems[6]. Horizontal heat exchangers (HGHE) are closed-loop
 51 heat exchangers that are suggested to avoid the high costs of vertical drilling [7], [8]. However, these types
 52 of exchangers are more sensitive to atmospheric fluctuations and soil moisture dynamics, as they are buried
 53 at shallow depths (between 1.0 and 2.0 m)[9]. The soil hydraulic conditions and the thermal properties of
 54 the soil are highly dependent on the properties of the unsaturated soil[10]. In this context, a transient 3D
 55 numerical model based on the finite element method is developed using the Comsol multiphysics software,
 56 in order to evaluate the performance of a horizontal heat exchanger placed 2m below the soil surface. The
 57 model takes into account the interaction between the soil atmosphere and the heat exchanger, the moisture
 58 transfer in the unsaturated soil.

59 **2 Numerical model**

60 The study geometry presents a 3D domain contains clay soil, has a 20 m length, a 15 m width and a 15 m
 61 height, Heat exchangers consist of high-density polyethylene (HDPE) pipes, the carrier fluid used in this
 62 study is water. the inside and outside diameters of the exchanger are 0.03 m and 0.036 m respectively.
 63 The numerical model comprises the following components: water transfer in unsaturated soils, thermal
 64 properties of soils, heat transfer in unsaturated soils and Heat transfer in pipes.
 65

66 **2.1. Water transfer equation for unsaturated soils**

67 Richards' equation is used to calculate hydraulic variation with space and time.

$$68 \quad \rho_w \cdot \psi \cdot \frac{\partial H_p}{\partial t} + \nabla \cdot [-K \cdot k_r \cdot \nabla \cdot \rho_w \cdot (H_p + D + H_k)] = 0 \quad (1)$$

69 ρ_w is the water density, ψ is the specific moisture capacity (m^{-1}), H_p is the suction head (m), K is the

70 hydraulic conductivity (ms^{-1}), k_r is the relative hydraulic conductivity, D is the elevation head (m), H_k is
71 the kinetic head (m).

72 ***Soil hydraulic properties***

73
74 For hydraulic conductivity curves, we have:
75
$$K(H_p) = K_s K_r(H_p) = K_s \frac{\alpha}{\alpha + |H_p|^\gamma} \quad (2)$$

76 K_s is the saturated hydraulic conductivity, α and γ are coefficients that depend on the dry density of the
77 soil.

78 For water retention curves, we have:

$$79 \quad \theta(H_p) = \theta_1 \frac{\alpha'}{\alpha' + |H_p|^{\beta'}} + \theta_2 \quad (3)$$

80 θ_1 saturated volumetric water content, θ_2 undrained volumetric water content, α' and β' are coefficients that
81 depend on the dry density of the soil.

82 83 ***2.2. Modeling of ground surface temperature***

84 Heat transfer in the soil is given by the following equation:

$$85 \quad \rho_s C_{ps} \frac{\partial T_s}{\partial t} = \nabla \cdot (k_s \nabla T_s) + \nabla \cdot (\rho_w C_{pw} u_w T_s) + Q_s \quad (4)$$

86 Where ρ_s is the soil density, C_{ps} is the soil heat capacity, k_s is the soil thermal conductivity,
87 T_s is the soil temperature, ρ_w is the water density, C_{pw} is the specific heat capacity of water, u_w is the
88 water velocity in the soil and Q_s is the soil heat source.

89 90 ***Soil thermal properties*** [11], [12]

$$91 \quad k_s = 0.1442 \times (0.9 \log \theta - 0.2) \times 10^{0.6243 \cdot \rho_d} \quad (5)$$

$$92 \quad C_{ps} = (C_s + \theta C_w) / (1 + \theta) \quad (6)$$

93
94 θ is the water content, ρ_d is the dry density, C_{ps} is the specific heat, C_w is specific heat capacity of water
95 and C_s is specific heat of dry soil particles.

96 ***2.3. Heat transfer in pipes***

97 The following expression is used to predict the Fluid flow and heat transfer within the pipes.

$$98 \quad A \rho_f C_{pf} \frac{\partial T_f}{\partial t} + A \rho_f C_{pf} u_f \cdot \nabla T_f = \nabla \cdot A k_f \nabla T_f + f_D \frac{\rho_f A}{2 d_h} |u_f| u_f^2 + Q_{wall} \quad (7)$$

99 Where A is the internal cross-section of the pipe, ρ_f is the density of the fluid, C_{pf} is the specific heat
100 capacity of the fluid, T_f is the temperature of the fluid, u_f is the fluid flow velocity, k_f is the fluid thermal
101 conductivity, f_D is the Darcy friction factor, d_h is the hydraulic diameter and Q_{wall} is the energy of the
102 surrounding medium.

103 104 **3 The initial and boundary conditions of the simulation domain**

105

106 The heat exchangers are buried at shallow depths (2m), and soil at shallow depths is more sensitive to
 107 climatic fluctuations. For this reason, we have taken into account the interaction between the atmosphere
 108 and the soil surface as an essential boundary condition. This interaction is expressed by the energy balance
 109 at the soil surface. At the bottom of the domain, we have imposed a temperature of 16°C, which is the same
 110 as the initial temperature of the soil and the fluid circulating in the pipes.
 111

112 The energy balance at the ground surface is expressed as follows[13].

$$G = R_n + H + LE \quad (8)$$

114 Where G is soil heat flux, R_n is the net radiation, H is the sensible heat and LE is the latent heat.

115

116

117

118

119

120

121

122

123

124

125

126

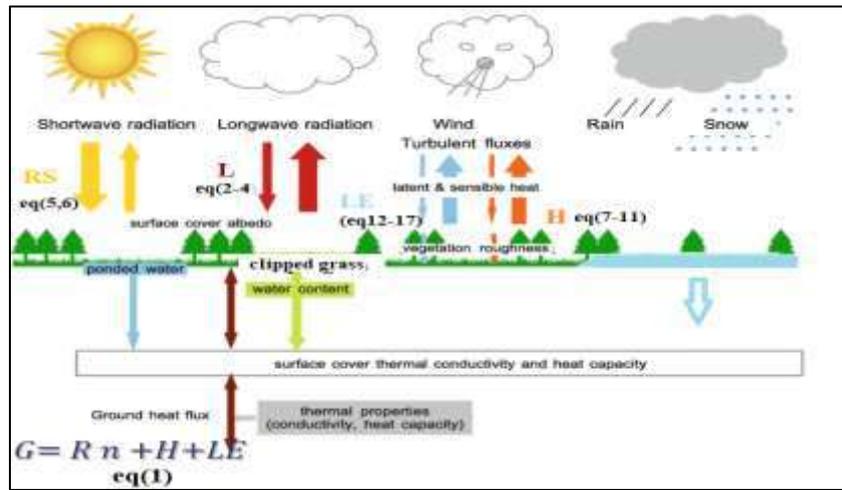
127

128

129

130

131



132

Figure.1. Energy balance at the ground surface.

133 Net radiation:

134 Net radiation includes absorption and reflection of short-wave radiation, as well as outgoing and incoming
 135 long-wave radiation, expressed as follows[14].

136

137

$$R_n = (1 - \alpha)R_{Si} - L \uparrow + L \downarrow \quad (9)$$

138 Sensible heat flux:

139 Sensible heat flux is the transfer of heat by convection between the ground surface and the ambient air[15].

140

$$H = \rho_a \times C_{p-a}(T_s - T_a)/r_a \quad (10)$$

141 Latent heat flux:

142 Latent heat flux is the energy absorbed by water at the soil surface through evaporation or transpiration.

143 Latent heat flux is equal to the latent heat of vaporization of water (L) multiplied by actual evaporation (E).

144 Actual evaporation can be obtained using the following equation[16].

145

$$E = P \cdot \left[1 + \left(\frac{E_p}{P} \right)^{-2} \right]^{-1/2} \quad (11)$$

146 The evaporation potential is obtained using the Penman-Monteith formula.

147

$$E_p = \frac{1}{L} \left[\frac{\Delta \cdot R_n + \rho_a \cdot \frac{C_{p-a}(e_s - e_a)}{r_a}}{\Delta + \gamma \left(1 + \frac{r_c}{r_a} \right)} \right] \quad (12)$$

148 4 Results and discussion

149

150

151

152

153

154

155

156

157

158

159

160

161

162

163

164

165

166

167

168

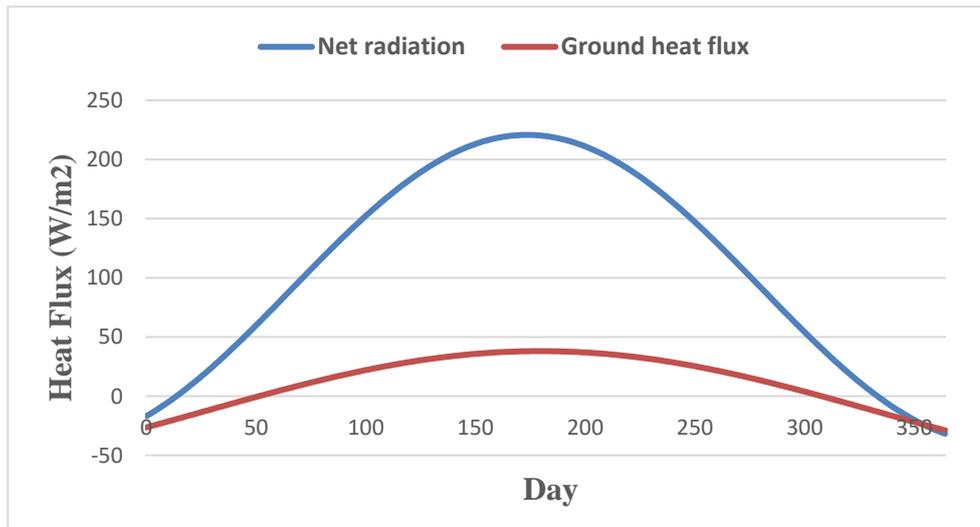


Figure. 2. The net radiation and ground heat flux in Mostaganem for the year 2022

169

170

171

172

173

174

175

176

177

178

179

180

181

182

183

184

185

186

187

188

189

190

191

192

193

194

195

196

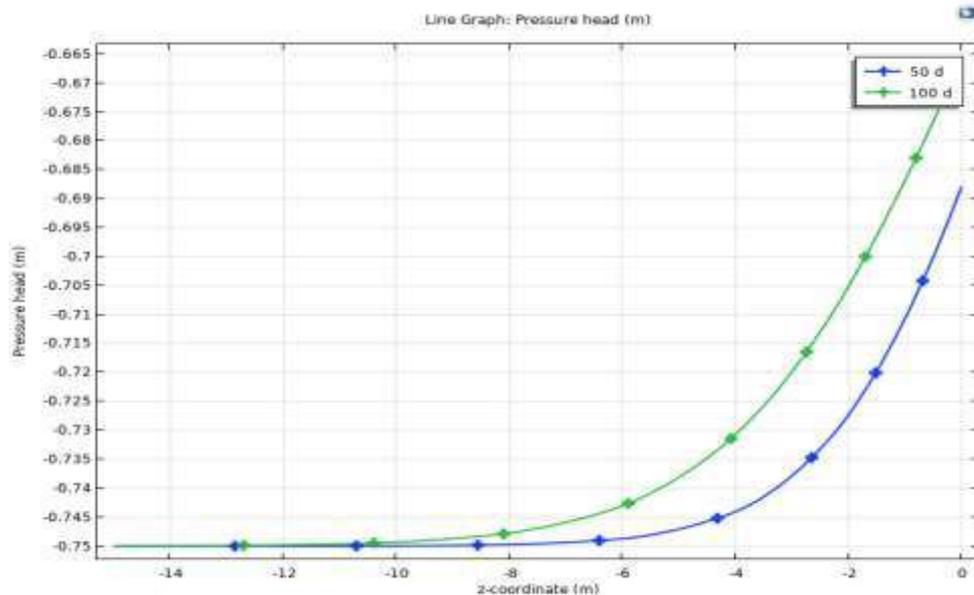
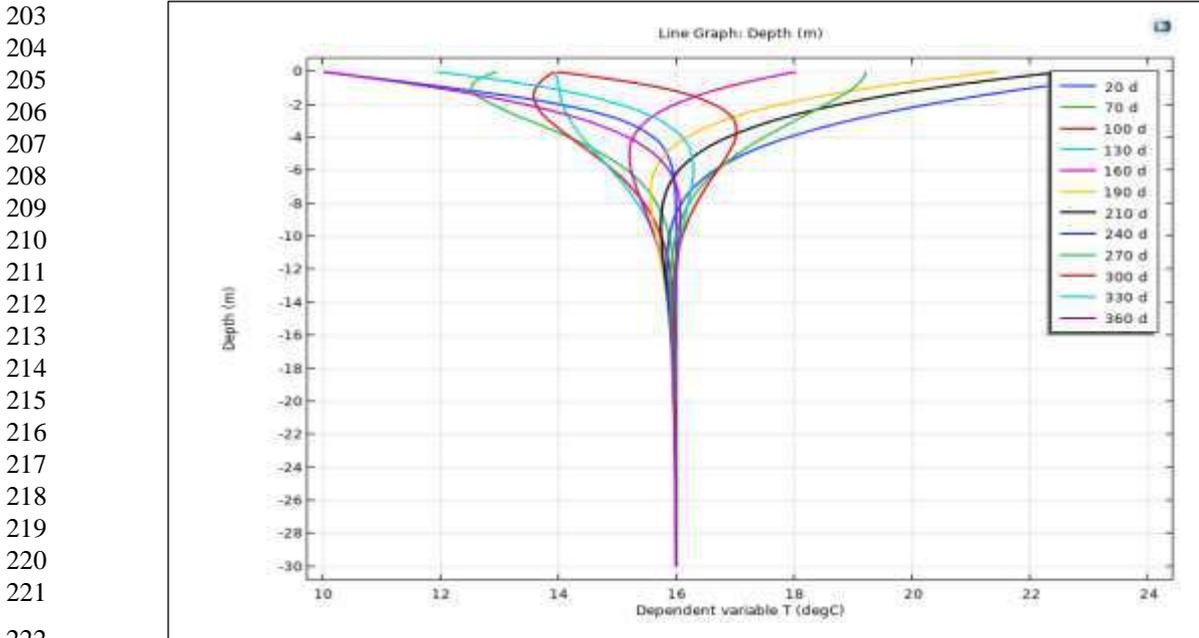


Figure. 3. Profile of suction head(m) according to depth at t=50d and t=100d

197 Figure 2 shows the suction profile. There is a high gradient of suction in the zone close to the surface. The
 198 gradient then decreases with depth down to a depth of 6 m, where the suction profile becomes stable at a
 199 relatively constant level.

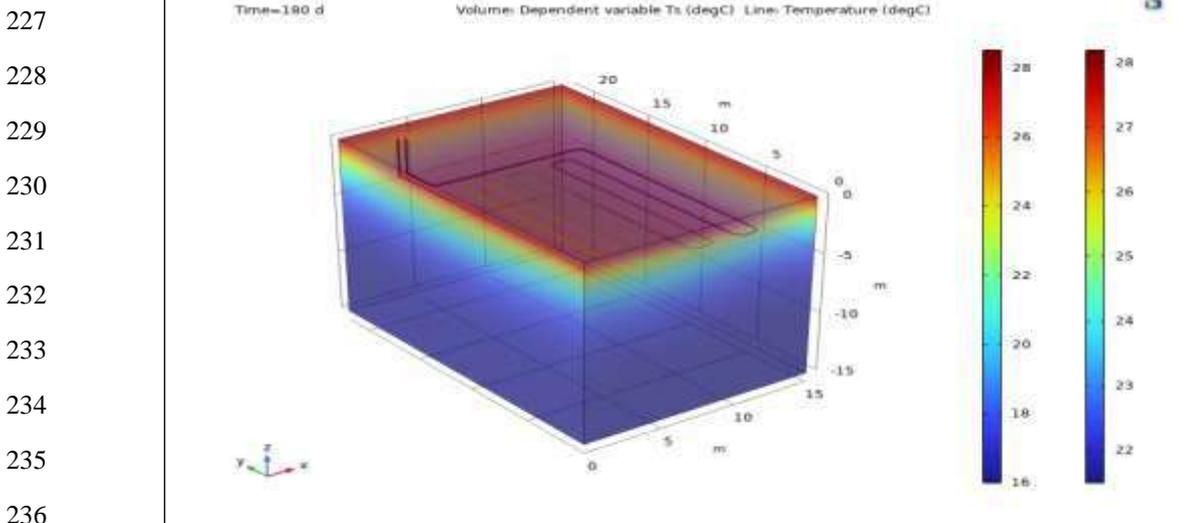
200 After the obtention of the initial suction profile, the corresponding initial profiles for the volumetric water
 201 content, the soil thermal conductivity and the soil volumetric heat capacity are deduced in order to
 202 determine the temperature of the soil at the surface and at different depths.



222

223 **Figure. 4.** Ground temperature as a function of depth.

224 Figure 3 shows the evolution of soil temperature as a function of depth. it's clear that as soil
 225 depth increases, soil temperature fluctuation decreases until the soil reaches a depth of 12m, at
 226 which point soil temperature becomes constant.



237 **Figure. 5.** Ground temperature and working fluid temperature in pipes at t=180 days

238

239

240

241

242

243

244

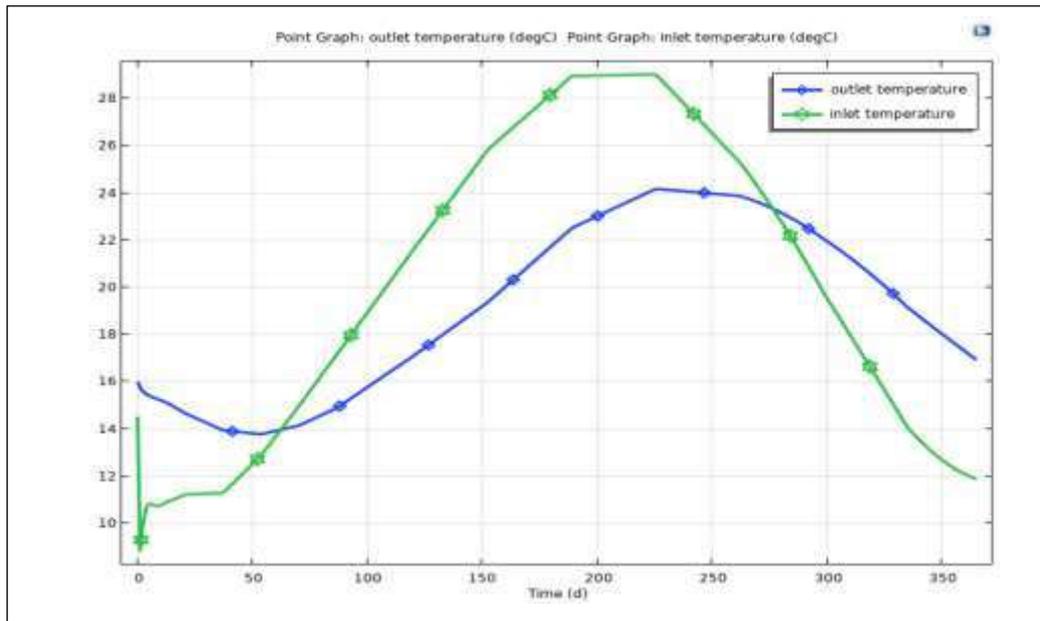
245

246

247

248

249



249

Figure. 6. Fluid inlet and outlet temperatures for the year 2022

250

251 Figure 5 shows the fluid inlet and outlet temperature for the year 2022. The values of the fluid
 252 inlet temperature $T_{i,f}$ range between 10.24°C to 28.7°C, and the fluid outlet temperature $T_{o,f}$
 253 range from 14.04°C to 24°C. There is a temperature difference of 4.7°C.

254

255

256

257

258

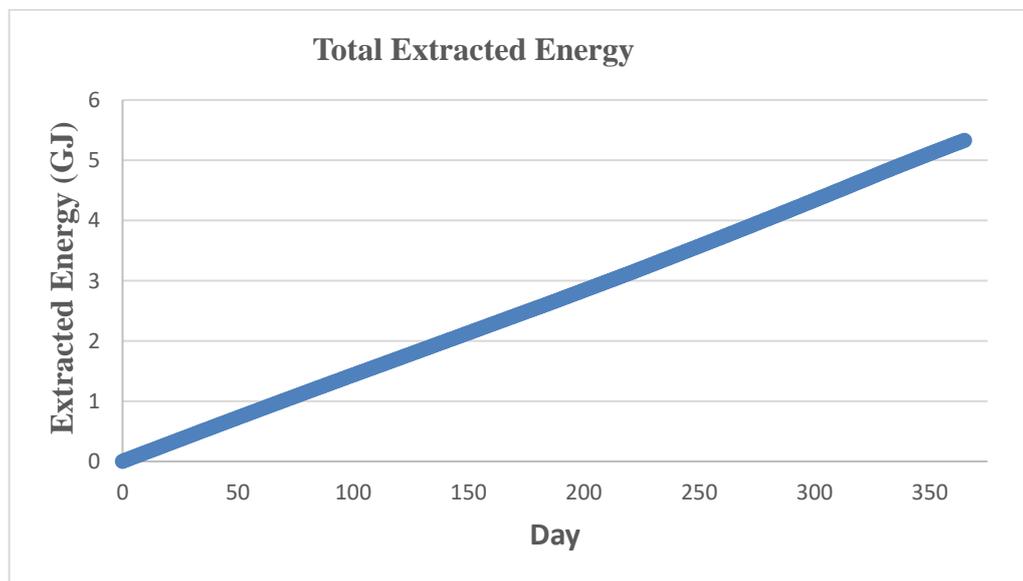
259

260

261

262

263



264

265

Figure. 7. total energy extracted during the annual working period of heat exchanger

266

267 Figure 6 shows the total energy extracted during the yearly work period of heat exchanger. The
 268 figure shows that the heat exchanger can extract 5.40 GJ of energy after 1 year.

269

270 **5 CONCLUSION**

271 A transient numerical model taking into account the influence of all meteorological parameters (wind speed,
272 ambient temperature, solar radiation, rainfall and sky temperature) and geological conditions was developed
273 for the city of Mostaganem.

274 The solar radiation has a major influence on the temperature of the first few meters of ground, followed by
275 sensible heat flux and latent heat flux in the case of the city of MOSTAGANEM.

276 Ground temperature at shallow depths, up to 12 m below ground level, is affected by daily and seasonal
277 weather cycles. However, at depths greater than 12m, the ground temperature remains relatively constant.

278 This relatively constant temperature means that buildings can be heated and cooled on a long-term basis.

279 The heat exchanger can extract 5.40 GJ of energy after 1 year of the period working.

280

281 **REFERENCES**

- 282 [1] Wang. F and You.T, “Synergetic performance improvement of a novel building integrated
283 photovoltaic/thermal-energy pile system for co-utilization of solar and shallow-geothermal energy,” *Energy*
284 *Convers Manag*, vol. 288, Jul. 2023, doi: 10.1016/j.enconman.2023.117116.
- 285 [2] Üрге-Vorsatz. D, Cabeza. L. F, Serrano. S, Barreneche. C, and Petrichenko. K “Heating and cooling energy
286 trends and drivers in buildings,” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 41. Elsevier Ltd, pp. 85–
287 98, 2015. doi: 10.1016/j.rser.2014.08.039.
- 288 [3] Benhammou. M and Draoui. B “Modélisation de la température en profondeur du sol pour la région d’Adrar-
289 Effet de la nature du sol,” 2011.
- 290 [4] De León-Ruiz. J. E, Beltrán-Chacón. R, Carvajal-Mariscal. I, Zacarías. A, and Rodríguez-Maese. R, “A data-
291 driven approach to low-enthalpy shallow geothermal energy extraction: A case study on indoor heating for
292 precision agriculture applications,” *Case Studies in Thermal Engineering*, vol. 40, Dec. 2022, doi:
293 10.1016/j.csite.2022.102578.
- 294 [5] Florides. G and Kalogirou. S, “Ground heat exchangers-A review of systems, models and applications,”
295 *Renewable Energy*, vol. 32, no. 15. pp. 2461–2478, Dec. 2007. doi: 10.1016/j.renene.2006.12.014.
- 296 [6] Aresti. L, Christodoulides. P, and Florides. G, “A review of the design aspects of ground heat exchangers,”
297 *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 92. Elsevier Ltd, pp. 757–773, Sep. 01, 2018. doi:
298 10.1016/j.rser.2018.04.053.
- 299 [7] Saeidi. R, Noorollahi. Y, Chang. S, and Yousefi. H, “A comprehensive study of Fin-Assisted horizontal
300 ground heat exchanger for enhancing the heat transfer performance,” *Energy Conversion and Management*:
301 *X*, vol. 18, Apr. 2023, doi: 10.1016/j.ecmx.2023.100359.
- 302 [8] Rashid. F. L, Dhaidan. N. S, Hussein. A. K, Al-Mousawi. F. N, and Younis. O., “Ground heat exchanger in
303 different configuration: Review of recent advances and development,” *Geoenergy Science and Engineering*,
304 vol. 227. Elsevier B.V., Aug. 01, 2023. doi: 10.1016/j.geoen.2023.211872.
- 305 [9] Chalhoub. M., Bernier. M., Coquet. Y., and Philippe. M, “A simple heat and moisture transfer model to predict
306 ground temperature for shallow ground heat exchangers,” *Renew Energy*, vol. 103, pp. 295–307, Apr. 2017,
307 doi: 10.1016/j.renene.2016.11.027.
- 308 [10] Tang. F and Nowamooz. H, “Long-term performance of a shallow borehole heat exchanger installed in a
309 geothermal field of Alsace region,” *Renew Energy*, vol. 128, pp. 210–222, Dec. 2018, doi:
310 10.1016/j.renene.2018.05.073.
- 311 [11] Reiffsteck. P., Couaillier. M, and Grandjean. G, “VALIDATION D’UN SYSTÈME DE CLASSIFICATION
312 THERMIQUE DES SOLS VALIDATION OF A THERMAL SOILS CLASSIFICATION SYSTEM.”
- 313 [12] Abu-Hamdeh. N. H, “Thermal properties of soils as affected by density and water content,” *Biosyst Eng*, vol.
314 86, no. 1, pp. 97–102, Sep. 2003, doi: 10.1016/S1537-5110(03)00112-0.

- 315 [13] Tang. F and Nowamooz.H, “Outlet temperatures of a slinky-type Horizontal Ground Heat Exchanger with the
316 atmosphere-soil interaction,” *Renew Energy*, vol. 146, pp. 705–718, 2020, doi: 10.1016/j.renene.2019.07.029.
- 317 [14] An. N, Hemmati. S, and Cui. Y. J, “Assessment of the methods for determining net radiation at different time-
318 scales of meteorological variables,” *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 9, no. 2,
319 pp. 239–246, Apr. 2017, doi: 10.1016/j.jrmge.2016.10.004.
- 320 [15] Costa-Filho. E, Chávez. J. L, Zhang. H, and Andales. A. , “An optimized surface aerodynamic temperature
321 approach to estimate maize sensible heat flux and evapotranspiration,” *Agric For Meteorol*, vol. 311, Dec.
322 2021, doi: 10.1016/j.agrformet.2021.108683.
- 323 [16] Pereira. L. S, “Crop Evapotranspiration-Guidelines for computing crop water requirements-FAO Irrigation
324 and drainage paper 56,” 1998. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/235704197>
325

NUMERICAL INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF SPECIFIC HEAT CAPACITY ON TEMPERATURE DISTRIBUTION IN FLEXIBLE PAVEMENTS

Abdelhak BOUAFIA^{a,*} Nadjat BOUACHA^a Abdesselam BOUGUERRA^b

^a Laboratory of Management, Maintenance, and Rehabilitation of Equipment and Urban Infrastructures (InfraRES), Department of Civil Engineering, University of Souk-Ahras, P.O. Box 1553, Souk-Ahras 41000, Algeria

^b Laboratory of Physics of Matter and Radiation (LPMR), Department of Matter Sciences, University of Souk-Ahras, P.O. Box 1553, Souk-Ahras 41000, Algeria

Abstract : Temperature plays a crucial role in the design and longevity of flexible pavements, mainly due to its impact on the behavior of the asphalt layer, which varies with both time and temperature. Under low temperatures, asphalt concrete acts as a rigid material, but it softens as temperatures rise. The temperature distribution within flexible pavements is governed by heat transfer principles, encompassing conduction within the pavement structure and radiation and convection at the pavement surface. External climate factors such as solar radiation and air temperature are vital determinants of pavement temperatures. Additionally, the thermal physical properties of the pavement materials, including thermal conductivity and specific heat capacity, are critical in determining these temperature profiles. In this numerical study, we investigate the effect of the asphalt layer's specific heat capacity on pavement performance by simulating a two-dimensional road section using the finite element software Abaqus. We varied the specific heat capacity of the asphalt from 1000 to 15000 J/kg°C. The results indicate that a higher specific heat capacity can effectively reduce the temperatures within pavement layers, potentially mitigating pavement distresses like rutting. Therefore, this study supports using asphalt concrete with higher specific heat capacities to construct flexible pavements to improve their durability and performance.

Keywords: fem, flexible pavement, temperature, heat transfer, specific heat capacity, rutting

Résumé : La température joue un rôle crucial dans la conception et la longévité des chaussées souples, principalement en raison de son impact sur le comportement de la couche d'asphalte, qui varie à la fois en fonction du temps et de la température. À basse température, le béton d'asphalte se comporte comme un matériau rigide, mais il s'adoucit à mesure que la température augmente. La distribution de la température au sein des chaussées souples est régie par les principes de transfert de chaleur, englobant la conduction à l'intérieur de la structure de la chaussée et la radiation et la convection à la surface de la chaussée. Les facteurs climatiques externes tels que le rayonnement solaire et la température de l'air sont des déterminants essentiels des températures des chaussées. De plus, les propriétés physiques thermiques des matériaux de chaussée, y compris la conductivité thermique et la capacité thermique spécifique, sont cruciales pour déterminer ces profils de température.

Dans cette étude numérique, nous étudions l'effet de la capacité thermique spécifique de la couche d'asphalte sur la performance de la chaussée en simulant une section de route bidimensionnelle à l'aide du logiciel d'éléments finis Abaqus. Nous avons varié la capacité thermique spécifique de l'asphalte de 1000 à 15000 J/kg°C. Les résultats indiquent qu'une capacité thermique spécifique plus élevée peut réduire efficacement les températures au sein des couches de chaussée, atténuant ainsi potentiellement les détresses de la chaussée, comme l'orniérage. Par conséquent, cette étude soutient l'utilisation de béton d'asphalte avec des capacités thermiques spécifiques plus élevées pour la construction de chaussées souples afin d'améliorer leur durabilité et leur performance.

Mots-clés : FEM, chaussée souple, température, transfert de chaleur, capacité thermique massique, orniérage

1. Introduction

Climate, traffic, layer material, and the preexisting subgrade significantly influence pavement performance. Therefore, a comprehensive understanding of these elements is crucial in designing and analyzing pavements. The climate affects the mechanical characteristics of pavement primarily through two factors: moisture and temperature [1]. The upper layer, or wearing course, of flexible pavement is typically made of asphalt concrete, which exhibits viscoelastic properties, meaning its behavior depends

on temperature and time[2]. Temperature is a critical factor in determining material characteristics; asphalt concrete behaves more like an elastic solid at lower temperatures, while it exhibits viscous properties at higher temperatures. Temperature variations notably affect the mechanical properties of asphalt, including Young's modulus [3], [4], [5]. The temperature profile changes within flexible pavements are driven by heat transfer theory, with conduction occurring across different layers and radiation and convection at the surface [6]. Factors such as solar radiation, wind speed, air temperature, and the thermal characteristics of pavement materials play essential roles in influencing pavement temperatures [7]; research has been done on the thermal physical properties of flexible pavement. One indicates that pavements with lower thermal conductivity tend to have hotter surfaces during the day and cooler ones at night [8]. That means an increase in thermal stress and rutting during the daytime. Despite existing research, gaps remained in the literature concerning the role of specific heat capacity, which is the amount of heat energy required to raise the temperature of a unit mass of a substance by one degree Celsius, measured in joules per kilogram per degree Celsius ($J/kg^{\circ}C$) or joules per kelvin per kilogram (J/kgK) and denoted by the symbol "c"[9]. A range of specific heat capacities, from 1000 to 15000 $J/kg^{\circ}C$, utilized in this study was derived from literature, especially the review work done by J.chen et al. [7]. This study involved a two-dimensional simulation of a road section using the Abaqus software, focusing specifically on the specific heat capacity of asphalt concrete. This approach effectively demonstrates how variations in heat capacity can influence the pavement's temperature behavior and aim to elucidate the impact of specific heat capacity on temperature variations within the asphalt layer.

2. Heat transfer theory in the flexible pavement:

Pavement temperature profiles are significantly influenced by climatic factors such as solar radiation, ambient air temperature, wind speed, and pavement layers' thermal properties (thermal conductivity, specific heat capacity). These temperature variations are governed by fundamental heat transfer principles, encompassing three primary mechanisms: conduction, convection, and radiation. Conduction is the process by which heat is transferred through the pavement layers. It occurs due to the temperature gradient between different layers, with heat moving from the warmer surface to the cooler sublayers. The heat conduction rate depends on the pavement materials' thermal conductivity. Convection involves the

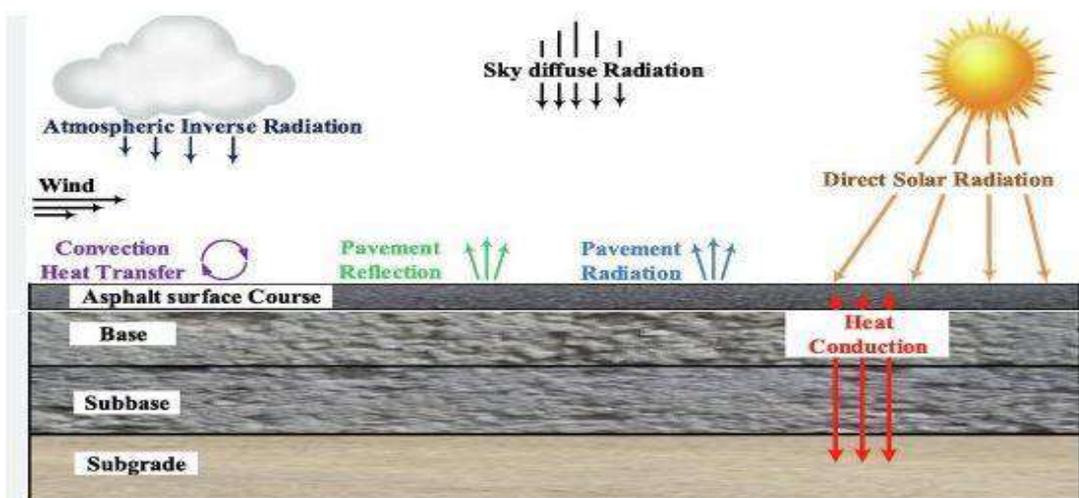


Figure 1. Heat transfer process in an asphalt pavement structure.[11]

transfer of heat between the pavement surface and the surrounding air. This process is influenced by wind speed and the temperature difference between the pavement and the air. The convective heat transfer coefficient is crucial in determining the heat exchange rate. Radiation refers to the emission of infrared energy from the pavement surface. During the day, the pavement absorbs solar radiation, which increases its temperature. At night, the pavement emits radiation, leading to a decrease in temperature. The balance between incoming and outgoing radiation significantly affects the overall temperature profile of the pavement. These mechanisms work together to determine the thermal behavior of pavement, as illustrated in Figure 01

The prediction of road temperature relies on solving the partial differential equation (PDE) of heat, considering the energy balance on the pavement surface, as well as the initial temperature of the

pavement and a constant temperature at the bottom of the road, as shown in Figure 01; as the flexible pavement is a layered structure, the PDE is written as a one-dimensional equation in the vertical direction as shown in equation (01)

$$\frac{k_i}{\rho_i c_i} \frac{\partial^2 T_i(x, t)}{\partial x^2} = \frac{\partial T_i(x, t)}{\partial t} \quad x_{i-1} < x < x_i, \quad t > 0 \quad (01)[7]$$

$T_i(x, t)$: pavement temperature in the i-th depth is at a Celsius degree.

x : coordinate on the meter downward.

k_i : thermal conductivity of i-th layer (w/m. °C).

ρ_i : density of i-th layer(kg/m³).

c_i : specific capacity of i-th layer (J/kg. °C)

At the pavement surface, we applied the energy balance as shown in equation (2)[10]:

$$\frac{K_1 \partial T_1(x, t)}{\partial x} \Big|_{x=0} = q_s - q_c - q_r \quad (02) [7]$$

Where the left side of the equation (2) is the heat flux into the road layers; q_s Is the energy absorbed from direct solar, q_c energy transfer to or from the pavement as a result of convection, q_r Energy is emitted from the pavement through outgoing radiation.

The rate flow by convection to the surrounding environment is given by:

$$q_c = h_c(T_s - T_\infty) \quad (03) [7]$$

Where:

q_c : convection heat flux, w/(m². hr)

h_c : Heat convection coefficient, w/(m². °C)

T_s : Surface temperature, °C

T_∞ : air temperature, °C

1 Numerical modeling

3.1. Geometry and thermal properties

This study uses the finite element software Abaqus to simulate the thermal behavior of a two-dimensional flexible pavement structure under varying environmental conditions. The pavement model consists of four layers, with detailed geometric specifications for each layer's width and thickness provided in Table 1.

Table 01. Flexible Pavement Geometry.

N	Layer Name	Width (m)	Thickness(m)
01	Asphalt surface	7.0	0.10
02	Base	7.0	0.30
03	Subbase	7.0	0.40
04	Subgrade	7.0	3.00

Each layer is assigned Thermophysical properties critical to the thermal analysis, such as density, thermal conductivity, and specific heat capacity, which are summarized in Table 02.

Table 02. Thermophysical properties of flexible pavement layers.

N	Layer material	Density (kg/m ³)	Thermal conductivity (W/m*°C) [7]	Specific heat capacity (J/kg*°C) [7]
01	Asphalt	2400	1.7	1000-15000
02	Base	2350	1.5	860
03	Subbase	2370	1.5	805
04	Subgrade	1600	0.8	800

The heat convection coefficient was assumed to be 15 w/(m². °C) The air temperature is 30°C, and the analysis is supposed to be 6 hours day and 6 hours night. The solar radiation has the values presented in Table 3.

Table 03. Solar radiation values

Times (hours)	Irradiation(w/m ²)	Times (hours)	Irradiation(w/m ²)
0	0	4	500
1	100	5	100
2	500	6	0
3	1000	Nighttime	0

3. 2. *Boundary Conditions and Environmental Interaction:*

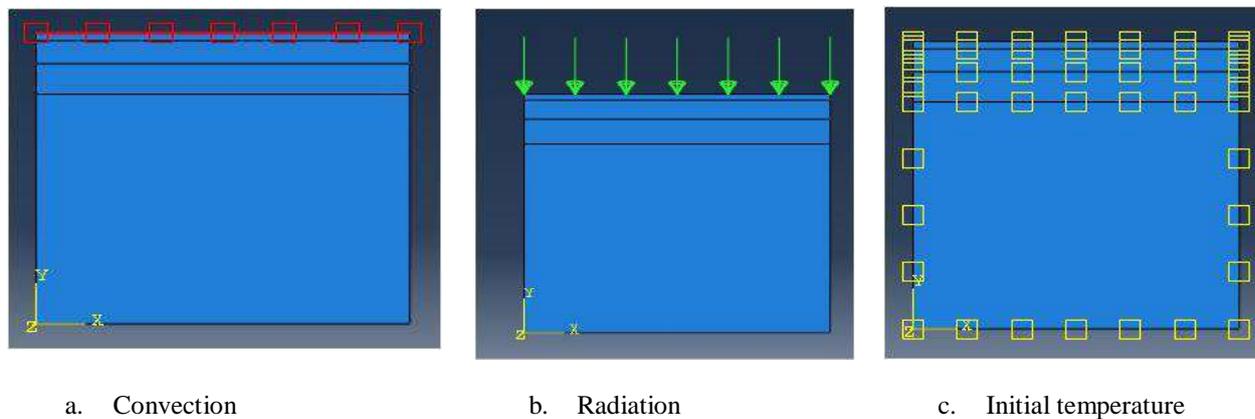
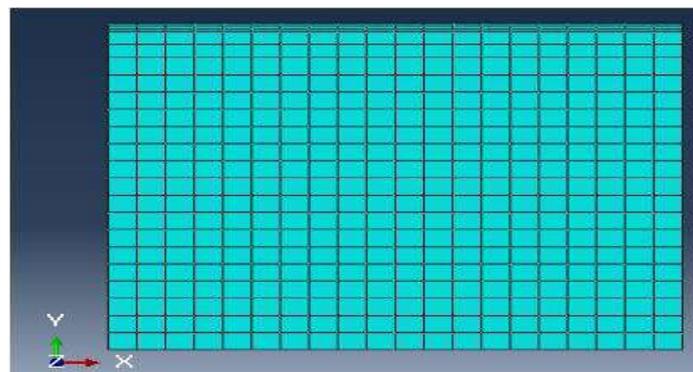
The boundary conditions used in this study are thermal only. We have not applied mechanical boundary conditions, focusing solely on the thermal aspects of pavement behavior. The two sides and the bottom of the pavement model are considered adiabatic, meaning no heat flow occurs across these boundaries. This simplification allows us to isolate the thermal response of the pavement layers to varying environmental conditions.

We assume the pavement's interaction with the atmosphere is that of an enclosed system with equivalent thermal properties. This assumption simplifies the modeling process by providing a consistent boundary condition for heat exchange due to convection and radiation.

3. 3. *Initial Conditions and Meshing:*

The entire model's initial temperature is set at 25°C. Figure 2 depicts the convection and solar radiation loading applied to the pavement surface. The meshing strategy, illustrated in Figure 3, employs a fine mesh for the upper layers of the pavement, where temperature changes are expected to be more significant, and a coarser mesh for the subgrade.

The analysis uses DC2D4, a 4-node linear heat transfer quadrilateral element type, incorporating transient analysis. Four distinct models are examined, each characterized by different specific heat capacities of asphalt concrete: 1000, 5000, 10000, and 15000 J/kg°C.

**Figure 2.** Thermal loading**Figure 3.** models meshing

3. Results and discussions

To facilitate a comprehensive comparison among the four models, a designated set, denoted as Set 01, has been established at the top surface of the pavement within the result visualization module. Figure 04 succinctly presents the temperature variations at the pavement surface for all four models within Set 01 at different specific heat capacities.

Furthermore, Figure 05 offers a detailed depiction of the temperature fluctuations at two times in the analysis: at the pinnacle of solar radiation and after the entire analysis. This representation showcases the temperature changes concerning depth for each model. Figure 04 shows that the specific heat capacity significantly affects the pavement surface's temperature distribution. As the particular heat capacity increases, there is a noticeable decrease in the surface temperature of the pavement. This implies that materials with higher specific heat capacities are more effective in absorbing and distributing heat over time, thus mitigating the peak surface temperatures. This characteristic is essential in urban planning and construction, where the choice of pavement materials can influence the area's microclimate, pedestrian comfort, and the heat island effect in cities.

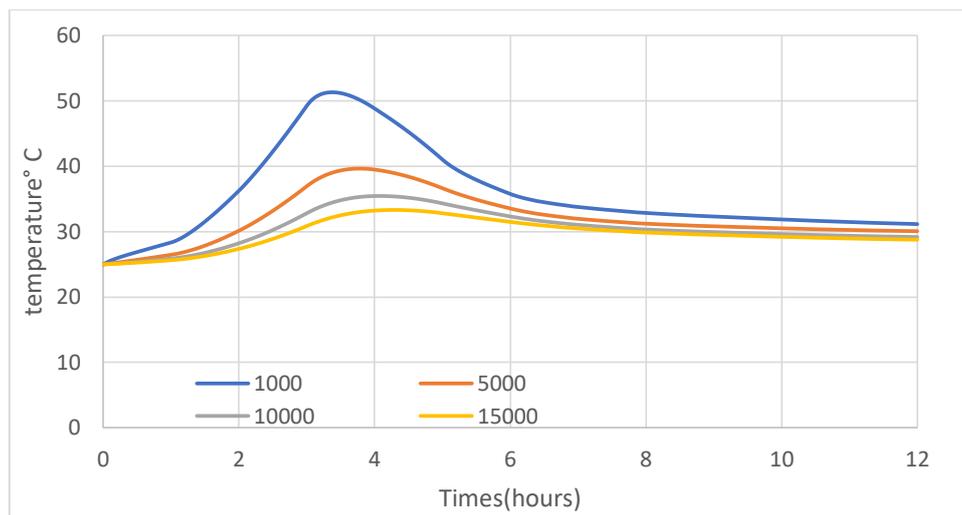
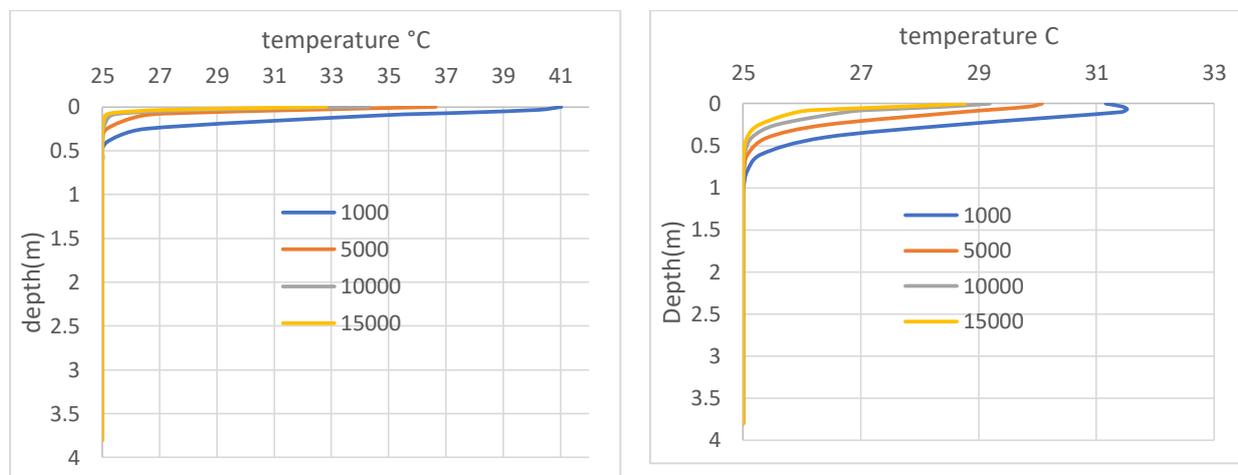


Figure 4. Temperature changes at the pavement surface for different specific heat capacities.



a. Change of temperature versus depth at different specific heat capacities for the pic of solar radiation

b. Change of temperature versus depth at different specific heat capacities at the end of the simulation.

Figure 5. Temperature changes at the pavement layer versus depth

From Figure 05, During solar radiation periods, pavement materials with higher specific heat capacities exhibit a slower increase in temperature at varying depths, leading to a more gradual thermal gradient. This is because such materials can absorb more energy before their temperature rises. In contrast, materials with lower specific heat capacities show a steeper temperature increase with depth, as they cannot store as much heat. At the end of a simulation period, materials with higher specific heat capacities tend to have a more uniform temperature profile through their depth, reflecting efficient heat distribution. Therefore, selecting pavement materials with higher specific heat capacities can contribute to more stable and cooler surface temperatures.

Pavements composed of asphalt with high specific heat capacities exhibit lower temperatures due to their ability to absorb and retain heat more effectively. This inherent thermal characteristic enables the asphalt to maintain a more rigid state, thus enhancing its resistance to permanent deformation, such as rutting. Consequently, asphalts with higher specific heat capacities are less susceptible to the detrimental effects of thermal stress and mechanical loads. This results in a more durable pavement structure with a prolonged service life and reduced maintenance needs. Overall, selecting asphalt materials with higher specific heat capacities can improve pavement infrastructures' performance and sustainability.

4. Conclusion

The analysis demonstrates a clear correlation between specific heat capacities and temperature profiles in asphalt pavements: higher specific heat capacities result in lower surface temperatures, making the asphalt more rigid, and this can reduce pavement distresses such as rutting. Conversely, lower specific heat capacities increase surface temperatures, increasing pavement distress. Therefore, selecting materials with high specific heat capacities is crucial for enhancing the durability and performance of pavement infrastructure. By optimizing these properties, road engineers can significantly improve the durability and performance of road surfaces, leading to more sustainable and comfortable roads.

References

- [1] J. Bryce, A. Chattopadhyay, M. Esmaeilpour, and Z. E. Innat, "Detailing an improved heat transfer model for pavements," *Transp Res Rec*, vol. 2675, no. 7, pp. 153–165, 2021, doi: 10.1177/0361198121994847.
- [2] B. Jahangiri, M. M. Karimi, O. Giraldo-Londoño, and W. G. Buttlar, "Characterization of viscoelastic properties of asphalt mixture at low temperatures using DC(T) creep test," *Constr Build Mater*, vol. 298, Sep. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123731.
- [3] A. H. Albayati and A. F. Alani, "Influence of Temperature on Mechanical Properties of Asphalt Concrete Mixture," *IOP Conf Ser Earth Environ Sci*, vol. 856, no. 1, 2021, doi: 10.1088/1755-1315/856/1/012025.
- [4] A. Ahmed and S. Erlingsson, "Viscoelastic Response Modelling of a Pavement under Moving Load," *Transportation Research Procedia*, vol. 14, pp. 748–757, 2016, doi: 10.1016/j.trpro.2016.05.343.
- [5] K. S. Pister and C. L. Monismith, "Analysis of viscoelastic flexible pavements," *Highway Research Board Bulletin*, vol. 269, pp. 1–15, 1960.
- [6] U. B. Ayasrah, L. Tashman, A. AlOmari, and I. Asi, "Development of a temperature prediction model for flexible pavement structures," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 18, no. November 2022, p. e01697, 2023, doi 10.1016/j.cscm.2022.e01697.
- [7] J. Chen, H. Wang, and P. Xie, "Pavement temperature prediction: Theoretical models and critical affecting factors," *Applied Thermal Engineering*, vol. 158. Elsevier Ltd, Jul. 25, 2019. doi: 10.1016/j.applthermaleng.2019.113755.
- [8] Z. Ren, H. Wang, L. Zhang, and C. Chen, "Computational Analysis of Thermal Conductivity of Asphalt Mixture Based on a Multiscale Mathematical Model," *J Eng Mech*, vol. 144, no. 8, pp. 1–10, 2018, doi: 10.1061/(ASCE)em.1943-7889.0001493.
- [9] Bergman, Adrienne, DeWitt, and Incropera, *Introduction to Heat Transfer, Sixth Edition* -John Wiley & Sons, Inc. 2011.
- [10] J. Chen, H. Wang, and P. Xie, "Pavement temperature prediction: Theoretical models and critical affecting factors," *Applied Thermal Engineering*, vol. 158. Elsevier Ltd, Jul. 25, 2019. doi: 10.1016/j.applthermaleng.2019.113755.
- [11] O. C. Assogba, Y. Tan, X. Zhou, C. Zhang, and J. N. Anato, "Numerical investigation of the mechanical response of semi-rigid base asphalt pavement under traffic load and nonlinear temperature gradient effect," *Constr Build Mater*, vol. 235, p. 117406, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117406.

ETUDE EXPERIMENTALE DE L'INFILTRATION D'EAU ET D'UNE SOLUTION AQUEUSE DANS UNE ARGILE COMPACTEE

HAOUARI Leila¹, DERFOUF Feth Ellah Mounir², DERRAS Boumediene³, ZOUIDI Mohamed El-amine⁴, BOUKHATEM Abderrahmane⁵

(1) Laboratoire Modélisation et méthodes de calcul. Université Docteur Moulay Tahar Saida.

(2) Laboratoire eau et ouvrages dans leurs environnement, Université de Tlemcen/ Département de génie civil et Hydraulique Université Dr Moulay Tahar Saida.

(3) Laboratoire de RISAM, Université de Tlemcen, BP 230, 13048, Chetouane, Tlemcen. Département de génie civil et Hydraulique Université Dr Moulay Tahar Saida.

(4),(5) Département de génie civil et Hydraulique Université Dr Moulay Tahar Saida.

Résumé : L'analyse des écoulements dans les milieux poreux non saturés est complexe. Contrairement aux écoulements dans les sols saturés, où seuls interviennent les forces de frottement de l'eau sur les particules et la gravité, les écoulements dans les sols non saturés impliquent trois phases : particules de sol, eau et air.

Cet article présente les résultats d'essais d'infiltration verticale réalisés sur une argile de la région de Saida, initialement compactée à la densité maximale de l'optimum Proctor normal. Le dispositif expérimental développé et le programme d'essais ont permis de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau initiale et de la salinité de l'eau infiltrée sur les valeurs de l'infiltration cumulée, de la vitesse d'infiltration et de la conductivité hydraulique saturée. Les résultats montrent qu'une augmentation de la teneur en eau entraîne généralement une diminution de l'infiltration cumulée, de la vitesse d'infiltration et de la conductivité hydraulique saturée. Cependant, l'ajout de NaCl à l'eau infiltrée a permis de réduire les vitesses d'infiltration, notamment en régime transitoire, et d'augmenter la conductivité hydraulique saturée.

Mots clés : Argile compactée, infiltration, teneur en eau, salinité, conductivité hydraulique saturée.

Abstract : The analysis of flows in unsaturated porous media is complex. Unlike flows in saturated soils, where only the forces of friction of water on particles and gravity are involved, flows in unsaturated soils involve three phases : soil particles, water, and air.

This article presents the results of vertical infiltration tests conducted on clay from the Saïda region, initially compacted at the maximum dry density of normal optimum Proctor. The developed experimental setup and testing program have highlighted the influence of initial water content and salinity of infiltrated water on the values of cumulative infiltration, infiltration rate, and saturated hydraulic conductivity. The results show that an increase in water content generally leads to a decrease in cumulative infiltration, infiltration rate, and saturated hydraulic conductivity. However, the addition of NaCl to infiltrated water has reduced infiltration rates, especially under transient conditions, and increased saturated hydraulic conductivity.

Key words: Compacted clay, infiltration, water content, saturated hydraulic conductivity.

1. Introduction :

L'étude expérimentale de l'infiltration de l'eau et des solutions aqueuses revêt une grande importance pour comprendre les processus hydrogéologiques et environnementaux liés à la percolation des fluides à travers les sols argileux compactés. Ces processus jouent un rôle essentiel dans la gestion des eaux souterraines et la préservation de la qualité de l'eau, notamment dans les zones affectées par des activités industrielles ou domestiques. La présence de cations et d'anions dans la solution d'infiltration peut influencer les mécanismes d'écoulement de l'eau. Des études antérieures, telles que celle menée par [1], ont démontré l'effet complexe des ions sur la structure du sol et ses propriétés hydrauliques. De même, d'autres travaux ont examiné les interactions entre les ions et les argiles, soulignant l'importance de comprendre la mobilité des ions dans le sol et son impact sur la conductivité hydraulique saturée [2].

Cette étude présente les premiers résultats expérimentaux sur le processus d'infiltration de l'eau et d'une solution aqueuse de NaCl à différentes concentrations. Elle s'inscrit dans une thématique plus globale visant à l'étude de l'infiltration des solutions aqueuses et du lixiviat dans les sols argileux compactés. L'utilisation d'un perméamètre à charge variable a permis d'acquérir des résultats d'infiltration cumulée et de les interpréter en fonction de la vitesse d'infiltration, ainsi que des valeurs de conductivité hydraulique saturée. Ces données expérimentales seront analysées et comparées. Cette approche comparative aidera à quantifier l'effet spécifique des ions sur les propriétés hydrauliques du sol étudié.

2. Matériaux et méthodes

2.1 Identification du matériau d'étude

Le matériau utilisé a été extrait d'un remblai à côté du centre d'enfouissement technique (CET) de « Ben-Adouen » de la région de Saïda (Ouest de l'Algérie). Le tableau (1) présente les principales caractéristiques physiques et chimiques de ce matériau. Selon la classification USCS/LCPC, le tuf de Béni-saf peut être classifié parmi les argiles très plastiques (At). Selon les analyses minéralogiques réalisées et essentiellement d'illite et de kaolinite et quelque cette argile est composée, (SST) la surface spécifique traces d'annite

Tableau 1. Caractéristiques physiques du tuf de Béni-Saf.

Granulométrie		Plasticité		VBS (%)	SST ($\approx 21 \cdot \text{VBS}$) (m ² /g)	CaCO ₃ %	γ_s (kN/m ³)	Compactage Proctor Normal (OPN)	
<80 μm (%)	<2 μm (%)	w _L (%)	I _p (%)					$\gamma_{d\text{max}}$ (kN/m ³)	w _{opt} (%)
93	77	52	26	7.5	157.5	5.2	26.5	16.8	14.7

2.2 Programme expérimental

Le programme expérimental consiste en la réalisation d'essais d'infiltration à charges variables sur des échantillons compactés statiquement à la densité maximale de l'Optimum Proctor Normal. Les valeurs théoriques de la teneur en eau de compactage ont été choisies en fonction de la teneur en eau à l'OPN ($W_{\text{opt}}=14,7\%$) ainsi que $W_{\text{opt}}\pm 2\%$. Les échantillons ont été compactés directement et statiquement dans la colonne d'infiltration, présentant un diamètre de 64,2 mm et une hauteur de 20 mm. Une première série d'essai (S1) est réalisée en utilisant de l'eau distillée pour mettre en évidence le rôle de la teneur en eau de compactage sur les courbes d'infiltration. Deux autres séries (S2 et S3) ont été ajoutées en utilisant de l'eau sous différentes concentrations en NaCl (0,25 Mol ; 1 Mol) pour mettre en évidence le rôle de la salinité de l'eau sur le processus d'infiltration. Les expériences commencent par le contact de la face inférieure de l'éprouvette avec de l'eau, ce qui est assuré par un papier filtre et un réservoir d'eau réglable en hauteur pour maintenir une circulation régulière. Pour tous les essais réalisés, la cinétique d'infiltration est poursuivie jusqu'à l'obtention d'un flux sortant. Les états initiaux de toutes les séries d'essais réalisés sont répertoriés dans le tableau 2.

Tableau(2): Conditions initiales des séries d'essais réalisés.

N° Série	Nature d'eau infiltrée	$\gamma_{d\text{max}}$ (kN/m ³)	W _i (%)
S1	Eau distillée (ED)	16.8	12,05
			14,7
			16,2
S2	Eau salée (NaCl) (C1= 0.25mol/l)	16.8	12,05
			14,7
			16,2
S3	Eau salée (NaCl) (C2= 1mol/l)	16.8	12,05
			14,7
			16,2

2.3 Conductivité hydraulique

La mesure de ce flux se fait par un pesage continu avec une précision de 10^{-2} g, converti ensuite en hauteur ou volume d'eau équivalent. Cette méthode permet, pour chaque essai d'infiltration, de calculer la conductivité hydraulique à saturation de l'échantillon. Ce calcul est basé sur l'application de la loi de Darcy aux milieux poreux saturés, dans le cadre spécifique d'un essai de conductivité hydraulique (K_{sat}) à charge variable [3]. Ainsi, la valeur de (K_{sat}) est déterminée selon l'équation 1.

$$K_{\text{sat}} = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

Avec : a : la surface du réservoir (m^2), A : La surface d'échantillon (m^2), L : la hauteur d'échantillon(m), Δt : durée de la collecte d'eau entre deux niveaux d'eau (h_1 à t_1 , h_2 à t_2).

3. Résultats et discussions

La Figure (1) présente les résultats des essais d'infiltration de la série S1. Les courbes illustrent l'évolution de l'infiltration cumulée (en mètre) en fonction du temps (en secondes). Les résultats révèlent deux phases distinctes : une première phase de régime transitoire, caractérisée par une infiltration cumulée importante dépendante du temps, et une seconde phase de régime permanent. Il est également remarquable que l'augmentation de la teneur en eau initiale exerce une influence inverse sur les valeurs d'infiltration enregistrées. Dans ce contexte, le processus d'infiltration est principalement régi par les forces capillaires, qui augmentent à mesure que la teneur en eau diminue.

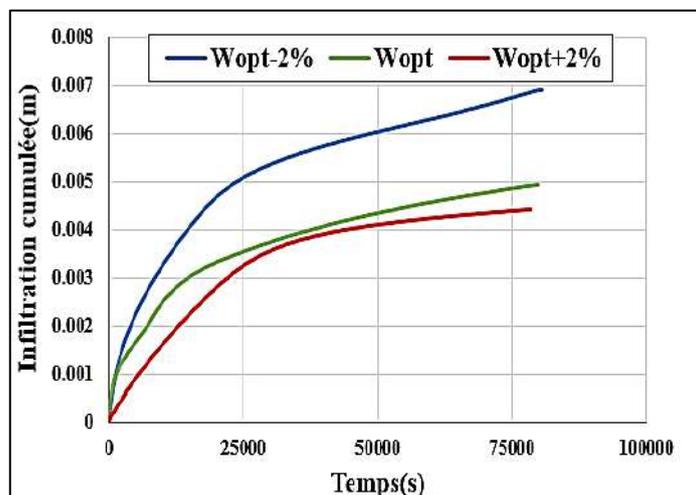


Figure (1) : Courbes d'infiltration cumulée des échantillons saturés par l'eau (séries S1).

De manière similaire, sur la Figure (2), les courbes d'infiltration cumulée des séries S2 et S3 en fonction du temps indiquent une dépendance des courbes des concentrations en NaCl de l'eau infiltrée. Tout comme dans les résultats de la série S1, une dépendance inverse de l'infiltration cumulée par rapport à la teneur en eau initiale est observée. Les résultats révèlent également qu'à mesure que la concentration en NaCl augmente, les valeurs d'infiltration cumulée diminuent, phénomène constaté pour les teneurs en eau $w_{opt-2\%}=12.05\%$ et $w_{opt+2\%}=16.2\%$. Cependant, l'essai de la série 2 correspondant à $w_{opt}=14.7\%$ semble dévier à cette logique. Ceci est peut-être dû à des erreurs de mesure.

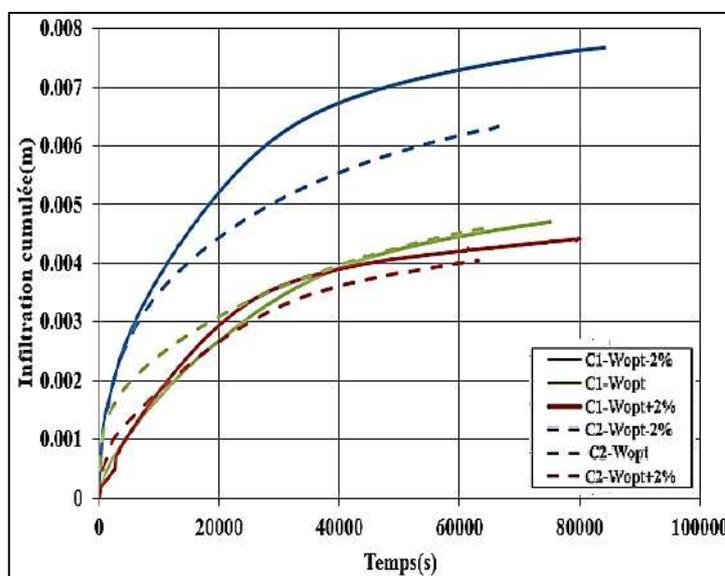


Figure (2) : Courbes d'infiltration cumulée des échantillons saturés au NaCl (séries S1 et S2).

Pour les deux régimes considérés, nous définissons des vitesses d'infiltration, notées V_i , calculées à partir des pentes à l'origine des courbes d'infiltration. Il s'agit de la vitesse d'infiltration au début du processus. Les pentes des parties rectilignes des courbes d'infiltration, au-delà de la limite considérée (2700 secondes), permettent également de calculer les vitesses moyennes d'infiltration V_0 en régime permanent pour chaque série. Les valeurs calculées de V_i et V_0 sont présentées sur la figure (3).

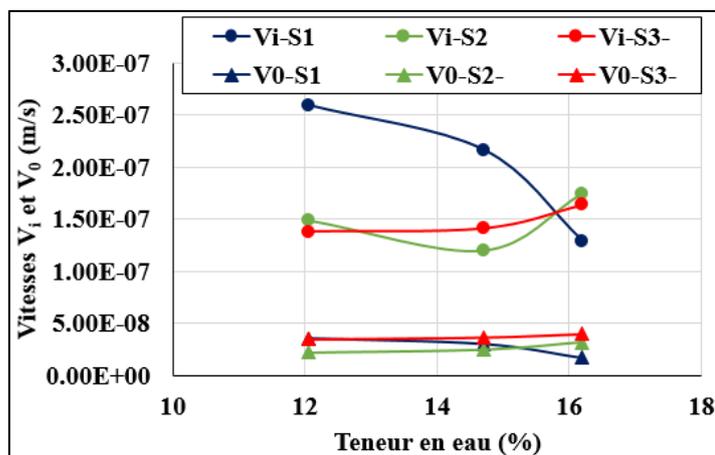


Figure. 3 : Variation de la vitesse d'infiltration d'entrée (V_i) et moyenne (V_0) en fonction de la teneur en eau initiale des échantillons saturés à l'eau (Série S1) et au NaCl (Série S2 et S3).

En ce qui concerne les vitesses d'infiltration dans la série 1, on observe une tendance générale à la diminution des vitesses initiales et finales avec l'augmentation de la teneur en eau. Cette diminution est attribuée à un potentiel hydrique initial qui décroît en fonction de la teneur en eau, avec un rapport des vitesses (V_i/V_0) variant entre 7.3 et 7.6. Pour les autres séries (S2 et S3), l'ajout de sel (NaCl) à l'eau infiltrée inverse la tendance par rapport à la série S1, et entraîne généralement une réduction des vitesses en régime permanent V_0 . Cette réduction est plus marquée pour les teneurs en eau $w_{opt}-2\%=12.05\%$ et $w_{opt}=14.7\%$, avec des valeurs comprises entre 1.5 et 1.8. Cependant, il est important de noter que, pour les séries S2 et S3, le rapport des vitesses (V_i/V_0) se situe entre 3.9 et 6.85. En comparant les résultats de la série S1 avec ceux de la série S2 et S3, on constatera que l'effet de l'ajout de NaCl par rapport à l'eau distillée est plus marqué en régime transitoire (c.-à-d. pour les vitesses V_i). Le rapport ($V_{i(S1)}/V_{i(S2 \text{ ou } S3)}$) est compris entre 1.55 à 1.9 pour les teneur en eau inférieure à l'optimum ($w=w_{opt}$ et $w_{opt}-2\%$). Pour des valeurs de teneur eau $w=w_{opt}+2\%$, ce rapport diminue pour devenir en moyenne égale à 0.75.

Sur la figure (4), on présente les valeurs de la conductivité hydraulique saturée (K_{sat}) du sol après l'apparition du flux sortant. Pour la série S1, une tendance à la diminution de (K_{sat}) en fonction de la teneur en eau est observée. Pour l'intervalle de teneur en eau considéré, cette diminution s'élève à un rapport de 3.82. Ceci est en accord avec les résultats de Boyton, & Daniel (1985) [4]. Aussi, les résultats montrent que pour les essais de la série S2 et S3, les valeurs de conductivité hydraulique saturés restent proches. Les valeurs obtenues pour ces deux séries sont nettement supérieures à ceux obtenus pour la série 1 d'un rapport moyen égale à 8.

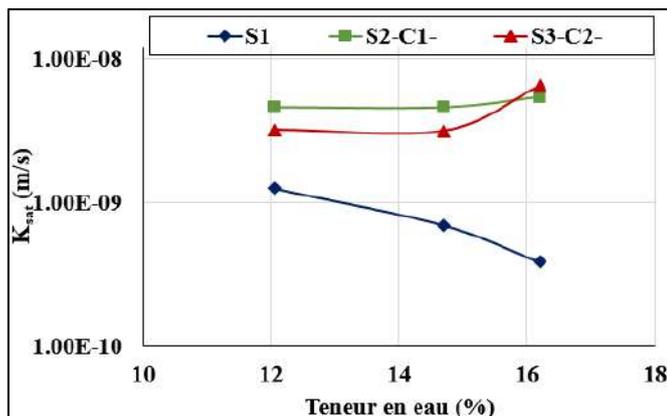


Figure .4. Evolution de la conductivité hydraulique à l'état saturé en fonction de la teneur en eau initial.

D'après la théorie de Lambe (1958) [5], lors du compactage du sol dans des conditions sèches, il se forme une structure floclée qui se caractérise par un potentiel hydrique fort, favorisant ainsi une infiltration de l'eau par rapport aux échantillons compactés à l'optimum Proctor ou du côté humide. Toutefois, avec l'augmentation de la teneur en eau, le sol évolue vers une structure dispersée, présentant un potentiel hydrique moins élevé à l'approche de la saturation. Cette structure dispersée entraîne une réduction de la porosité du sol, ce qui se traduit par une diminution de la conductivité hydraulique saturée.

L'impact de la salinité de l'eau infiltrée peut être éclairé en examinant les conclusions des études référencées de ([6] et [7]). Selon, [6], la salinité de l'eau infiltrée influe sur le processus d'infiltration. L'adsorption des cations par les particules argileuses favorise la formation d'une microstructure floclée. Dans notre cas, l'adsorption des cations Na^+ , notamment pour le cas des faibles concentrations, induit une diminution des forces répulsives, ce qui encourage la formation d'une microstructure ouverte et floclée. De plus, la présence de sel entraîne une réduction de la tension superficielle et, par conséquent, du potentiel hydrique du sol. Par conséquent, par rapport à la série 1, les séries 2 et 3 présentent des vitesses d'infiltration, notamment en régime transitoire, plus faibles et une conductivité hydraulique saturée plus grande. En ce qui concerne l'effet de la concentration, les résultats obtenus restent non concluants et d'autres essais sont nécessaires pour éclaircir cet aspect.

4. Conclusion

Les résultats des essais d'infiltration révèlent des tendances importantes. Tout d'abord, l'évolution de l'infiltration cumulée montre deux phases distinctes : une phase transitoire caractérisée par une vitesse d'infiltration forte par rapport à la deuxième phase de régime permanent, où les vitesses sont inférieures au régime transitoire. Il est notable que l'augmentation de la teneur en eau initiale entraîne généralement une diminution de l'infiltration cumulée, indiquant une prédominance du potentiel hydrique qui augmente avec la diminution de la teneur en eau.

Concernant les vitesses d'infiltration, une tendance à la diminution est observée avec l'augmentation de la teneur en eau pour la série 1, mais cette tendance est inversée pour les séries 2 et 3 lorsque du NaCl est ajouté à l'eau infiltrée, conduisant à une réduction des vitesses en régime transitoire.

L'analyse de la conductivité hydraulique saturée montre une diminution avec l'augmentation de la teneur en eau pour la série 1, tandis que les valeurs restent relativement stables pour les séries 2 et 3, bien qu'elles soient nettement supérieures à celles de la série 1.

En perspectives, d'autres essais sont envisageables pour étudier l'impact de divers sels, de leur concentration, ainsi que du lixiviat sur l'infiltration. Ces expériences seront complétées par des analyses minéralogiques et microstructurales approfondies.

Références bibliographiques

- [1] Smith.C.J., Oster.J.D, Sposito.G, (2015). *Potassium and magnesium in irrigation water quality assessment*. Agricultural Water Management, 157: 59-64.
- [2] Soltner D, (1992) : “*les bases de la production végétale*”. Collection sciences et techniques agricoles.
- [3] NF X30-441 (2008). *Déchets - Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau - Essais de perméabilité au perméamètre à paroi rigide à gradient hydraulique constant/variable*. Norme AFNOR.
- [4] Boyton, S. S., & Daniel, D. E. (1985). *Question concerning hydraulic conductivity of compacted clay*. J. of Geotechnical Engineering, 111, 1-31.
- [5] Lambe, T. W. (1958). *The structure of compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 84(2), 1654-1.
- [6] Tang, S., She, D., & Wang, H. (2020). *Effect of salinity on soil structure and soil hydraulic characteristics*. Canadian Journal of Soil Science, 101(1), 62-73
- [7]. Ying, Z., Cui, Y. J., Benahmed, N., & Duc, M. (2021). *Salinity effect on the compaction behaviour, matric suction, stiffness and microstructure of a silty soil*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 13(4), 855-863.

CONCEPTION D'UN OUTIL D'AIDE POUR L'ÉVALUATION DE LA PERMEABILITE DES SOLS NON SATURES PAR LA METHODE DE VANAPILLI 2002

Leila ADJAL¹, Youcef MOKEDDEM¹, Dalila LAOUACHEDI¹, Fatiha AIT AHMED¹
Youcef MOKEDDEM¹, Kamel AIT TAHAR¹

¹ Bouira university

Résumé. La détermination du coefficient de perméabilité des sols non saturés (kunsat) par le biais des essais de laboratoire ou in situ s'avère être une tâche chronophage et laborieuse. Cette complexité a motivé les chercheurs dans ce domaine à élaborer des modèles mathématiques visant à estimer ce coefficient à partir de paramètres facilement mesurables. Chaque modèle doit être appliqué à un nombre maximal d'échantillons de sol afin de comparer ses résultats aux données obtenues par des essais et/ou aux résultats fournis par d'autres modèles existants ; ces procédures visent à évaluer la fiabilité de chaque modèle en fonction du type de sol, de sa composition chimique, aussi en les comparant avec les résultats des autres modèles. Dans le but d'améliorer de telles études et de faciliter le travail des chercheurs dans ce domaine, nous avons conçu un système d'aide reposant sur le langage de programmation Python qui est basé sur la programmation orientée objet. Notre système est capable d'estimer (kunsat) en utilisant le modèle de Vanapilli (2002), de comparer les résultats obtenus avec les données d'une base de données composée de 200 échantillons et ainsi déduire la fiabilité du modèle de Vanapilli pour le sol étudié.

Mots clés : perméabilité non saturée, sol non saturé, modèle de Vanapilli (2002), Système d'aide, Python.

Abstract. The determination of the coefficient of permeability of unsaturated soils (kunsat) through laboratory or in-situ tests proves to be a time-consuming and laborious task. This complexity has prompted researchers in this field to develop mathematical models aimed at estimating this coefficient from easily measurable parameters. Each model must be applied to a maximum number of soil samples to compare its results with data obtained from tests and/or results provided by other existing models. These procedures aim to assess the reliability of each model based on the type of soil, its chemical composition, and by comparing them with the results of other models. In order to improve such studies and facilitate the work of researchers in this field, we have designed an assistance system based on the Python programming language which is an object-oriented programming. Our system is capable of estimating (kunsat) using the Vanapilli (2002) model, comparing the results obtained with data from a database composed of 200 samples, and thus deducing the reliability of the Vanapilli model for the studied soil.

Keywords: unsaturated permeability, unsaturated soil, Vanapilli model (2002), Help system, Python.

4 1. Introduction

5
6 La mesure de la conductivité hydraulique des sols non saturés est une étape cruciale dans différent projet
7 géotechnique ; Les tests en laboratoire sont lents et coûteux, et les dispositifs de mesure disponibles ne
8 couvrent pas toute la gamme de succion. Pour pallier ces difficultés, des chercheurs se sont concentrés sur
9 le développement de modèles théoriques simples et capables d'estimer cette propriété à partir d'autres
10 paramètres plus facilement mesurables.

11 La littérature a proposé des modèles pour l'estimation de la perméabilité des sols non saturés, avec une
12 attention particulière portée aux sables, tandis que les modèles spécifiques à la perméabilité des argiles
13 sont moins courants. Parmi ces modèles, l'expression empirique de Vanapilli (2002) a démontré son
14 efficacité dans de nombreuses situations. En raison de sa simplicité et de sa facilité d'implémentation dans
15 le générateur de systèmes experts Python, nous l'avons sélectionnée pour le développement de notre
16 système expert.

17 En conséquence, le système expert élaboré dans cette étude facilite l'évaluation de la perméabilité des sols
18 argileux non saturés en utilisant la méthode de Vanapilli 2002. Il permet également la comparaison des
19 résultats obtenus par ce modèle avec ceux issus des essais de laboratoire ou in situ, ainsi que la
20 formulation de conclusions (basée sur une étude statistique) quant à la fiabilité de la prédiction de la
21 perméabilité du sol par ce modèle.

22 2. Revues de littérature

23

24 2-1 Principe de la méthode de Vanapilli 2002

25

26 En 2002, Vanapalli a présenté une expression empirique simple pour estimer la conductivité hydraulique
 27 des sols fins non saturés. Cette relation cherche à décrire le coefficient de perméabilité en fonction du
 28 degré de saturation ajusté, en prenant en considération toute la plage de l'indice de plasticité, de $I_p=0\%$
 29 (pour les sables) à $I_p=50\%$ (pour les argiles). Ainsi, pour utiliser cette relation, il est nécessaire de
 30 connaître l'indice de plasticité ainsi que la variation du degré de saturation. [10]

31

$$32 \quad K_u = K_s (10)^{\gamma} (7.9 \log S^{\gamma}) \quad (1)$$

33

34 Tel que :

35 K_u : conductivité hydraulique des sols non saturés36 S : degré de saturation37 γ : Coefficient d'ajustement38 $\gamma = 14.08 (I_p)^2 + 9.4 (I_p) + 0.75$ 39 I_p : Indice de plasticité.

40 2-2 Etude théorique des systèmes experts

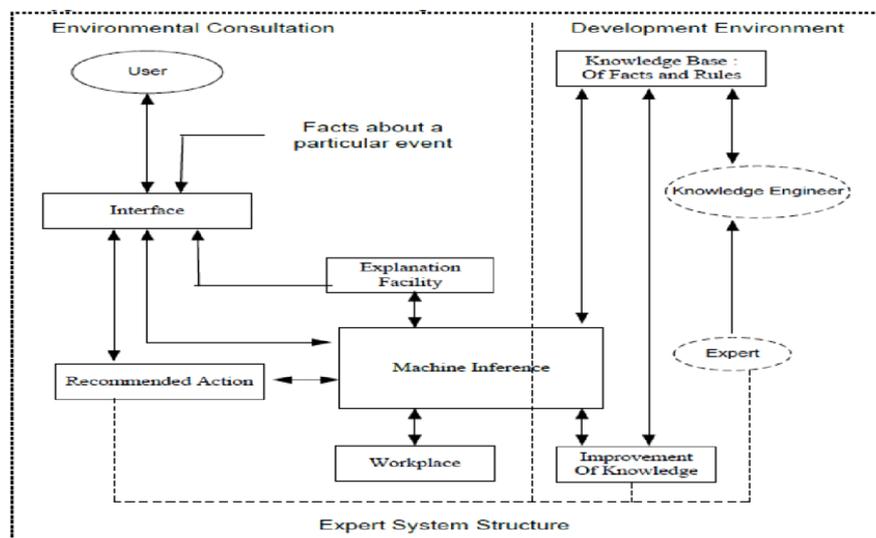
41 a- Définition

42 Les systèmes experts (SE) sont des systèmes informatiques fondés sur la connaissance, ils représentent
 43 l'un des premiers champs de recherche en intelligence artificielle (IA). Ils se caractérisent par leur
 44 capacité à intégrer des connaissances spécialisées et à accomplir des tâches requérant l'expertise humaine.
 45 Les SE sont utilisés pour résoudre des problèmes spécifiques à un domaine donné, et chaque étape de leur
 46 raisonnement est déterminée de manière professionnelle par un expert humain. [9]

47 b- Développement des systèmes experts

48 Pour développer un système expert il est essentiel de recueillir les connaissances auprès d'experts
 49 humains spécialisés dans le domaine considéré. Ces dernières sont ensuite formalisées sous forme de
 50 données et de règles adaptées à l'utilisation par le système. [6]

51 Après sa mise en service, le système expert est soumis à des tests d'entraînement afin d'évaluer ses
 52 performances. Les retours d'expérience sont ensuite exploités pour améliorer le système, par l'ajustement
 53 des règles existantes, l'ajout de nouvelles règles, ou l'amélioration des algorithmes de raisonnement. [7]



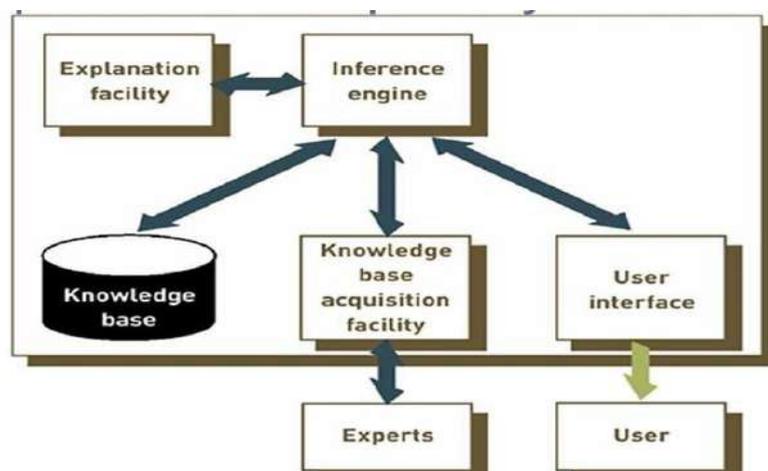
54

55 **Figure. 1.** Développement d'un système expert [9]

56 **c- Les composants d'un système expert**

57 Les principaux éléments constitutifs d'un système expert sont les suivants :

- 58 • La base de connaissances : c'est l'ensemble de connaissances et de règles utilisées pour
- 59 raisonnement dans le domaine spécifié.
- 60 • Le moteur d'inférence : c'est le programme qui exploite la connaissance.
- 61 • L'interface utilisateur : c'est le module qui permet la communication entre les utilisateurs et le
- 62 système.[8]



63 **Figure.2.** Les composants d'un système expert [8]

64 Dans un système expert ;

65 a-Interactions fréquentes avec les utilisateurs : un système expert établit les résultats finaux en s'appuyant

66 sur les informations fournies par les utilisateurs.

67 b-Base de connaissances indépendante et dynamique : dans un système expert, les connaissances sont

68 structurées indépendamment du déroulement du programme.

69 La distinction majeure entre un système expert et un programme traditionnel réside dans la flexibilité de

70 la base de connaissances. Au fur et à mesure que les connaissances évoluent, les ingénieurs en

71 connaissances peuvent créer, modifier ou supprimer le contenu de la base. Les mises à jour du contenu

72 peuvent être effectuées sans nécessiter la recompilation ou le redéploiement de l'application.

73 **d- Présentation de Python**

74 Python est un langage de développé en 1989. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- 75 • « Open-source » : son utilisation est gratuite et les fichiers sources sont disponibles et
- 76 modifiables;
- 77 • Doté d'une bibliothèque de base très fournie ;
- 78 • Importante quantité de bibliothèques disponibles : pour le calcul scientifique, les statistiques, les
- 79 bases de données, la visualisation . . . ;
- 80 • Grande portabilité : indépendant vis à vis du système d'exploitation (linux, windows, MacOS) ;
- 81 • Orienté objet ;
- 82 • Présente un support pour l'intégration d'autres langages.

83 **3 Conception du système expert**

84 **3-1 Présentation de la connaissance**

85 L'ensemble de données utilisé dans cette recherche a été obtenu de la base de données SOILVISION,
86 comprenant des informations sur la perméabilité non saturée de 200 sols différents de type argileux. Ces
87 données présentent des détails sur les caractéristiques physiques et hydrauliques des échantillons de sol.

88 **Tableau.1.** Liste des attributs

Ip : indice de plasticité	Sr : degré de saturation	Ks : perméabilité saturé
W_l : limite de liquidité	Wp : limite de plasticité	Ku : perméabilité non saturé
W : teneur en eau naturelle	n : porosité	e : indice des vides
Gs : poids spécifique	γ_h :densité totale	γ_d :densité sèche
% argile	% limon	% sable
% matière organique	Ic :indice de consistance	Site : de prélèvement
N° : numéro du sol	Type : de sol	Ku° : perméabilité non saturé

89 **Type** : les sols sont classés automatiquement par notre système suivant la classification « U.S.C.S. »
90 Unified Soil Classification System.

91 **Ks** : perméabilité a l'état saturé, le système n'admet que les résultats de laboratoire.

92 **Ku°** : perméabilité non saturée données par le laboratoire

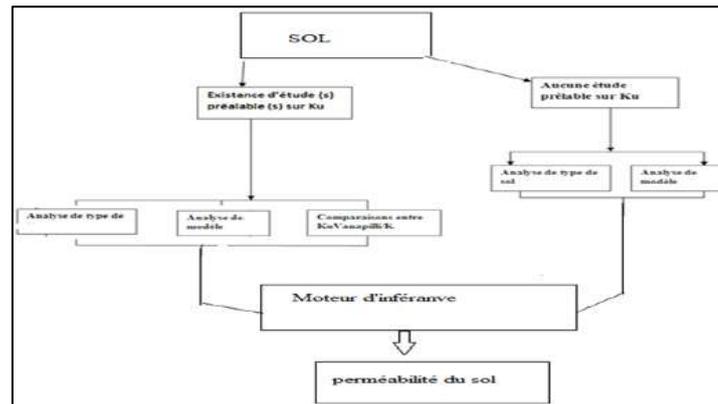
93 **Ku** : forme les résultats de perméabilité non saturée présentées par le modèle de Vanapilli.

94 Dans cette recherche, nous avons divisé le processus de génération des règles d'association en deux
95 étapes. La première étape consiste à déterminer les domaines d'application de la méthode de Vanapilli en
96 se basant sur le degré de saturation, l'indice de plasticité, et le type de sol, en utilisant une base de
97 données de 21 sols pour établir les règles. La deuxième étape implique l'extraction inférentielle via la
98 logique prédicative afin de valider ces règles de prédiction.

99 **3-2 Architecture interne du système**

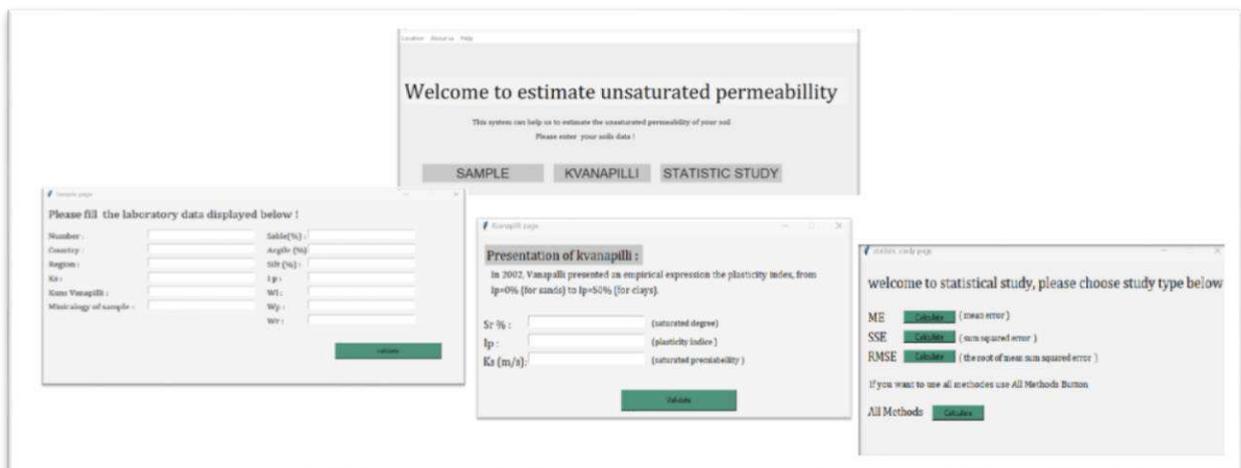
100 Le système décrit comprend trois composants principaux : une interface utilisateur, une base de
101 connaissances contenant un ensemble de règles, et un moteur d'inférence chargé d'interpréter ces
102 dernières. L'interface utilisateur traduit les entrées dans un format compatible avec le moteur
103 d'inférence, qui gère les règles de production selon un ordre de priorité défini. Le moteur
104 d'inférence examine chaque règle de la base de connaissances jusqu'à en trouver une qui
105 correspond aux paramètres d'entrée. Dès qu'une règle appropriée est identifiée, le système génère
106 immédiatement une réponse et cesse l'analyse ultérieure.

- 107 • Le module dédié à l'ajout de nouveaux échantillons de sol, pour inclure toutes les informations
108 pertinentes pour l'analyse ;
- 109 • Un module dédié à l'estimation de la perméabilité selon la méthode de Vanapalli 2002;
- 110 • Un module dédié à l'analyse du domaine de validité de la formule de Vanapalli.
- 111 • Un outil d'analyse statistique permettant de mener une étude sur les données du sol cible et celles
112 de la base de données, en identifiant les échantillons de sol aux caractéristiques similaires, en
113 estimant les coefficients de perméabilité du sol étudié selon la méthode de Vanapalli par rapport à
114 ceux présents dans la base de données, et en présentant les résultats de l'analyse statistique de
115 manière claire et concise.



116 **Figure.4.** Architecture interne de notre système expert

117 Nous avons utilisé Python pour développer un prototype permettant de faire des prédictions en
 118 fonction des paramètres d'entrée. Une capture d'écran de notre système est présentée dans la
 119 figure 5 ci-dessous.



120 **Figure.5.** Les interfaces graphiques principales de notre système expert

121 4 Validation des résultats

122 Au cours de ce travail, nous avons utilisé 65 % de nos données comme ensemble d'apprentissage pour
 123 générer les règles de production, et 35 % comme ensemble de test. Le prototype effectue des prédictions
 124 en fonction des paramètres d'entrée : type du sol, indice de plasticité, degré de saturation, la perméabilité
 125 de sol à l'état saturé ...le système expert prédit la perméabilité du sol. Les résultats sont validés en les
 126 comparant avec les résultats réels des essais de laboratoire.

127 Les résultats sont validés en les comparant avec les résultats des essais de laboratoire. Les résultats sont
 128 présentés dans les deux catégories suivantes,

- 129 • NEGATIVE : les résultats de notre système n'indiquent pas les résultats de laboratoire. 42,86%
- 130 • POSITIVE : les résultats de notre système indiquent les résultats de laboratoire. 57,14%

131 5 Conclusion

132 En conclusion, ce système d'aide n'est qu'un prototype pour l'estimation de la perméabilité des sols non
 133 saturés en utilisant le modèle de Vanapilli 2002. Avec une base de données comprenant 200 échantillons
 134 de sols, il permet une analyse approfondie en identifiant les caractéristiques du sol étudié et en les
 135 alignant sur celles présentes dans la base de données. Le module d'ajout de nouveaux échantillons assure
 136 une mise à jour régulière de la base de données, garantissant ainsi sa pertinence et son exhaustivité. De
 137 plus, le module d'estimation de la perméabilité selon la méthode de Vanapilli 2002 offre une approche

138 empirique pour évaluer cette caractéristique cruciale des sols. Enfin, l'outil d'analyse statistique évalue les
139 différents résultats pour faciliter la prise de décision finale. Ce système peut être amélioré pour constituer
140 un ensemble complet d'outils, permettant aux professionnels en géotechnique et en ingénierie civile de
141 mener des analyses fiables et approfondies pour l'estimation de (Kunsat).

142 **Références**

- 143 [1]-Fredlund D.G., and Xing A., Equation for the soil –water characteristic curve.CAN. GEOTEH (1994).[2]-
144 Fredlund, D.G., Xing,A., and Huang,S., Predicting the permeability function for unsaturated soil using the soil water
145 characteristic curve, Canadien Geotechnical Journal, Vol.3, Pp. 533-546. (1994).[3] J-M. KARKAN ,G. TJOEN :
146 SYSTEMES EXPERTS Un nouvel outil pour l'aide à la décision édition MASSON (1993).[4]-Leong E.C., and
147 Rahardjo H., Permeability functions for unsaturated soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental
148 Engineering, December,Pp.1118-1126. (1997).[5]-Mechkarini L., Conception d'un outil d'aide pour l'analyse des
149 résultats des essais géotechnique in situ, thèse de Magister. Ecole nationale polytechnique d'Alger. (2011). [6]
150 Mechkarini L., Messafer T., Bali A., Devlopment of an aid tool for evaluation for evaluation of unsaturated soil
151 permeability, World Journal of Engineering (2019).
152 [7] Mechkarini L., Messafer T., Bali A.,Critic of permeability estimation methods for unsaturated soil, Revista
153 Romana de Inginerie Civila (2020).
154 [8]Mohammed A., A., Mosa A,M., Ambak K., Syamsunur K., Expert system in engineering transportation: Areviw,
155 Journal of Engineering Science end Technology (2019).
156 [9]Sitanggang D., Senbiring A, C.,Tamba S.P., Purba W., Sihombing V., Patricia S., Budiman I., Diagnosing chicken
157 diseases using fuzzy Tsukamoto web-based expert system, 1st International Conference on Industrial and
158 Manufacturing Engineering, (2019).
159 [10]Vanapalli, S, K., Wright, A., Fredlund, D, G. «Shear strength behavior of a silty soil over the suction range from
160 0 to 1000000 kpa», 51st Canadian Geotechnical conference, Edmonton (2002)

Effet des propriétés physiques des sols non saturés sur le transfert d'énergie géothermique

Djihed Bennaceur¹, Nadia Laredj^{1,2}, Mustapha Maliki^{1,2}, Hanifi Missoum^{1,2}, Mahi Eddine Brahimi¹, Kheira Belhamideche¹

¹ Construction, Transportation and Environmental Protection Laboratory (LCTPE), Mostaganem.
² Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, University of Mostaganem.

Djihed28@gmail.com

Résumé : Les énergies renouvelables sont une préoccupation majeure qui a pour but de réduire les problèmes d'énergie et de changement climatique. La géothermie est une énergie extraite du sol en utilisant des géo-structures énergétiques afin de les utiliser dans le chauffage et le rafraîchissement des bâtiments. Les propriétés physiques du sol, telles que la composition, le degré de saturation, et la teneur en eau, ont un impact important sur le transfert de chaleur et de masse dans le sol, ainsi que l'importance de l'énergie géothermique. Le but principal de ce travail est d'étudier l'effet des propriétés physiques des sols non saturés sur le transfert d'énergie géothermique. Des équations différentielles ont été dérivées pour déterminer le bilan énergétique à la surface du sol couplé au transfert hydro-thermique dans les sols non saturés. Un modèle numérique sera établi afin de modéliser l'effet des conditions climatiques sur le transfert d'énergie géothermique dans les sols non saturés en fonction de ses propriétés physiques et de déterminer les sols les plus performants.

Mots clés : Energie Géothermique, Bilan énergétique, Conductivité thermique, Transfert dans les sols non saturés, Rayonnement.

Abstract: Renewable energies are a significant concern to address issues related to energy consumption and climate change. Geothermal energy is extracted from the ground using geo-structures for heating and refreshing buildings. The physical properties of the soil, such as its composition, degree of saturation, and water content, have a major impact on heat and mass transfer in the ground, as well as the importance of geothermal energy. The main aim of this work is to study the effect of physical properties in unsaturated soils on geothermal energy transfer. Differential equations have been derived to determine the energy balance at the soil surface coupled to hydro-thermal transfer in unsaturated soils. A numerical model will be established to model the effect of climatic conditions on geothermal energy transfer in unsaturated soils as a function of its physical properties, and to determine the most efficient soil type.

Keywords: Geothermal energy, Energy balance, Thermal conductivity, Transfer in unsaturated soils, Radiation.

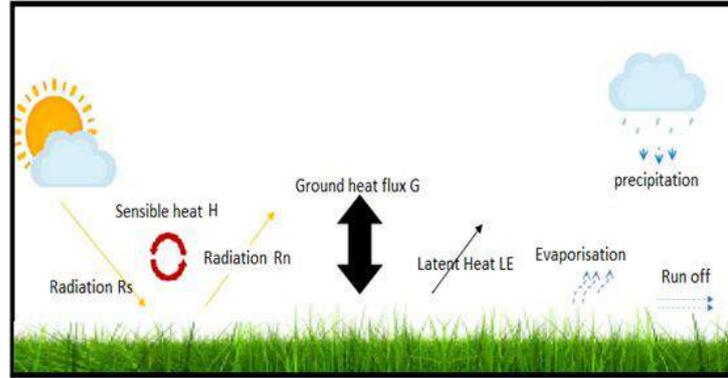
1 Introduction

La transition énergétique vise à trouver des sources d'énergie alternatives et durables pour faire face aux défis du changement climatique et de l'épuisement des ressources naturelles. Les énergies renouvelables sont au cœur de cette transition, et la géothermie représente une source d'énergie renouvelable qui se distingue par sa capacité à répondre à nos besoins en énergie. Cette dernière exploite la chaleur naturelle provenant de la terre, recueillie par le biais de géo-structures. Un fluide est chauffé dans le sol avant d'être utilisé dans le chauffage et le rafraîchissement des bâtiments, la production d'électricité, ou pour répondre aux besoins industriels. Plusieurs chercheurs ont effectué des études afin de déterminer les températures de sortie de l'échangeur de chaleur au sol et révèlent que le fonctionnement a un impact significatif sur le flux de chaleur du sol et la température de surface [1]. Des approches alternatives ont été proposées pour calculer la température du sol, comprenant des méthodes numériques[2], [3], [4], des méthodes analytiques et semi-empiriques [5], [6] purement empiriques [7] et des méthodes statistiques. Cependant, bon nombre de ces

42 méthodes n'offrent pas toujours des prévisions précises et actualisées de la distribution de la température
 43 du sol, et cela en raison des difficultés à déterminer avec précision les conditions limites de la surface du
 44 sol. Dans cette étude, une modélisation numérique est développée afin de prédire le profil de distribution
 45 de la température à différentes profondeurs du sol, en prenant en compte des données météorologiques et
 46 les propriétés intrinsèques du sol non saturé, afin de déterminer les sols les plus performants.

47 2 Modélisation numérique du transfert de chaleur dans les sols

48 Le modèle utilisé dans cette étude pour le transfert de chaleur dans le sol est représenté sur la Figure (1).
 49 Dans cette recherche, on a intégré des conditions aux limites sol-atmosphère réalistes. Ce modèle prend en
 50 considération plusieurs facteurs, notamment, le rayonnement net R_n , les ondes courtes R_s , les ondes longues
 51 R_a , les échanges de chaleur par convection entre la couche superficielle du sol et l'atmosphère H , la chaleur
 52 latente résultant de l'évaporation LE , et les transferts de chaleur vers et depuis le sol représenté par G .



53
54 **Figure. 1.** Diagramme du mécanisme de transfert d'énergie.

55 2.1. Bilan énergétique à la surface du sol

56 L'équilibre énergétique à la surface du sol est exprimé comme suit [1] :

$$57 \quad R_n + H - LE = G \quad (1)$$

58 Dans cette équation, R_n représente le rayonnement net (W/m^2), H correspond au flux de chaleur sensible
 59 (W/m^2), LE est le flux de chaleur latente (W/m^2), et G est le flux de chaleur du sol. Il est essentiel de
 60 souligner que le rayonnement net et le flux de chaleur sensible peuvent avoir des valeurs positives ou
 61 négatives, tandis que le flux de chaleur latente n'a que des valeurs positives. Le flux de chaleur du sol
 62 représente la quantité totale de chaleur traversant la surface du sol. Une valeur positive indique un
 63 déplacement de chaleur vers le sol, tandis qu'une valeur négative indique une sortie de chaleur du sol. Il est
 64 nécessaire d'obtenir les valeurs des trois premiers flux pour calculer le flux de chaleur du sol.

65 Au départ, le rayonnement net est défini comme la différence entre le rayonnement entrant et sortant [8]

$$66 \quad R_n = (1 - a_l)R_s + (\varepsilon_a \varepsilon_s \sigma T_{sky}^4 - \varepsilon_s \sigma T_s^4) \quad (2)$$

67 Où a_l représente l'albédo de la surface, R_s est le rayonnement à ondes courtes (W/m^2), ε_a et ε_s sont
 68 l'émissivité de l'air et du sol respectivement, σ est la constante de Stefan-Boltzmann ($Wm^{-2}K^{-4}$), T_{sky} est la
 69 température du ciel calculé en fonction de la couverture nuageuse et la température ambiante, et T_s est la
 70 température du sol (K).

71 R_s est calculé comme suit [9]

$$72 \quad R_s = k_{R_s} \sqrt{(T_{max} - T_{mn})} R_a \quad (3)$$

73 T_{max} et T_{min} représentent simultanément la température maximale et la température minimale de l'air, k_{R_s} est
 74 le coefficient de correction, qui varie entre 0,16 et 0,19

75 Par la suite, le flux de chaleur sensible, qui exprime le transfert de chaleur par convection entre la surface
76 du sol et l'air environnant [10], est calculé comme suit :

$$77 \quad H = \rho_a C_{p-a} (T_a - T_s) / r_a \quad (4)$$

78 La densité de l'air est représentée par ρ_a , C_{p-a} est la capacité thermique de l'air, T_a est la température
79 ambiante, et r_a désigne la résistance aérodynamique au transfert de chaleur. Cette résistance peut être
80 formulée par l'équation suivante [11] :

$$81 \quad r_a = \frac{\ln\left(\frac{Z_m - d}{Z_{om}}\right) \times \ln\left(\frac{Z_m - d}{Z_{oh}}\right)}{K^2 U_{Wind}} \quad (5)$$

82 La surface fictive du sol, où la vitesse du vent est nulle, est notée d . Z_m représente la hauteur à laquelle la
83 vitesse du vent, la température et l'humidité de l'air sont mesurées, et elle est fixée à deux mètres. La
84 constante de von Karman, notée K (0,41), est utilisée, tandis que U_{Wind} représente la vitesse du vent à la
85 hauteur Z_m .

86 En dernier lieu, le flux de chaleur latente LE , composé de L (chaleur latente) et E (évaporation), est calculé
87 en évaluant le potentiel d'évaporation E_p à la surface du sol lorsque l'approvisionnement en eau du sol n'est
88 pas limité.

$$89 \quad E = p \times \left[1 + \left(\frac{E_p}{P} \right)^{-2} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (6)$$

90 P désigne le taux de précipitations (mm/s), E_p est calculé conformément à l'équation de Penman-Monteith.

91 2.2. *Transfert hydrothermique dans un sol non saturé*

92 Le transfert de masse dans un sol non saturé est calculé à l'aide de l'équation de Richards comme suit [12]:

$$93 \quad C(h) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla K(h) \nabla h - \frac{\partial K}{\partial z} = 0 \quad (7)$$

94 La fonction $C(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h}$, représente la capacité d'humidité spécifique en fonction de la teneur en eau et h
95 représente la hauteur de succion (m), et $K(h)$ désigne la conductivité hydraulique non saturée.

96

97 D'autre part, l'équation de conservation de l'énergie dans le sol est représentée par :

$$98 \quad \rho_s c_{p-s} \frac{\partial T_s}{\partial t} = \nabla (k_s \nabla T_s) + \nabla (\rho_w c_{p-w} u_w T_s) + Q_s \quad (8)$$

99 Où ρ_s correspond à la densité du sol (kg/m³), C_{p-s} représente la capacité thermique du sol (J/kg·K), T_s indique
100 la température du sol (K), C_{p-w} est la capacité thermique de l'eau (J/kg·K), u_w désigne la vitesse de l'eau
101 dans le sol (m/s), la conductivité thermique du sol est représentée par k_s , et Q_s est la source de chaleur du
102 sol (W/m³). Plusieurs études ont indiqué une relation exponentielle entre les propriétés thermiques et θ [13],
103 [14], [15], [16], [17] La relation entre k_s (W m⁻¹ K⁻¹) et θ est représenté par [18]:

$$104 \quad k_s = 0.20 + e^{(1.46 - \theta^{-0.34})} \quad (9)$$

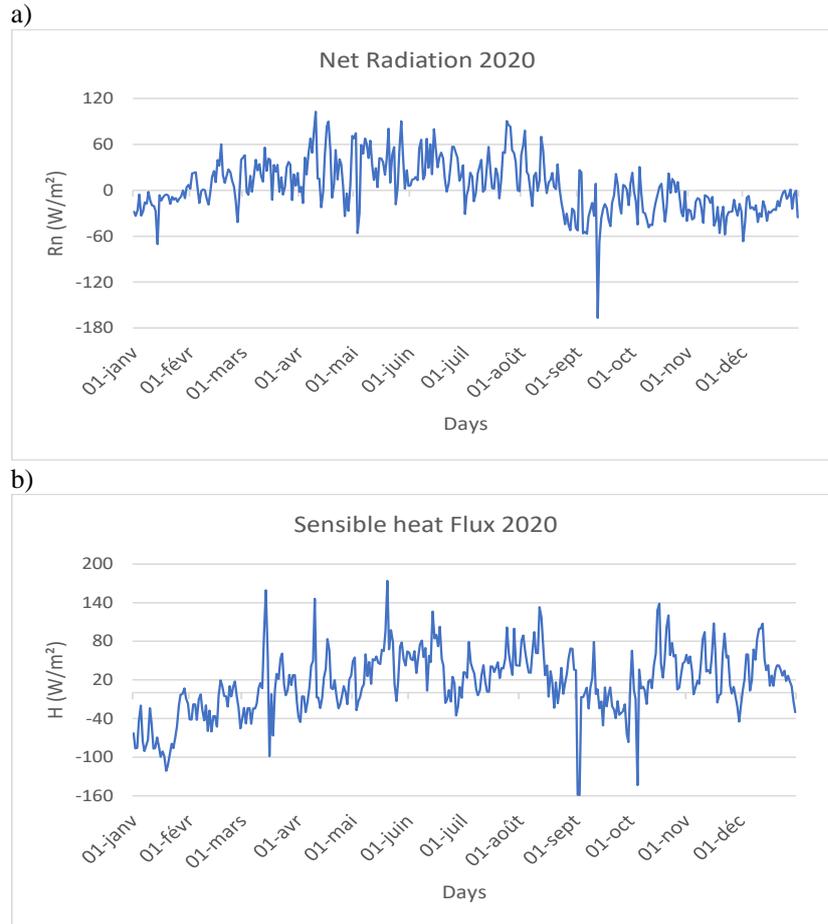
105 La capacité thermique du sol est obtenue suivant la formule suivante [19]:

$$106 \quad c_{p-s} = (c_s + c_{p-w} \theta) \quad (10)$$

107 3 Résultats et discussion

108 Dans cette étude, La modélisation numérique du transfert hydro-thermique dans les sols non saturés a été
109 intégré au logiciel Comsol-Multiphysics afin d'évaluer les différentes variables d'un profil de sol situé dans
110 la région d'Oran, jusqu'à une profondeur de 20 mètres sur une décennie. La figure (2.a) représente le
111 rayonnement net tout au long de l'année, variant de -150 à environ 100 W/m². De plus, la figure (2.b) illustre
112 le flux de chaleur sensible, avec des valeurs s'étendant de -150 à 170 W/m², en raison des fluctuations
113 saisonnières entre l'hiver et l'été.

114 La figure (3.a) présente la variation de la température du sol en fonction de la profondeur. Les variations
115 saisonnières sont clairement observables à la surface du sol, avec des températures élevées en été (28°C) et
116 basses en hiver (5°C). À une profondeur d'environ 8 mètres, la température reste constante à 17°C. Cette
117 constance, qualifiée souvent de "température du sol moyenne annuelle", est moins impactée par les
118 variations saisonnières observées en surface. Quant à la figure (3.b), elle expose le flux de chaleur du sol,
119 avec des valeurs positives représentant les flux entrants atteignant jusqu'à 140 W/m², et des valeurs
120 négatives correspondant aux flux sortants, pouvant atteindre jusqu'à -50 W/m².



121
122
123

Figure. 2. Flux de chaleur durant l'année 2020, a) Rayonnement Net, b) chaleur Sensible.

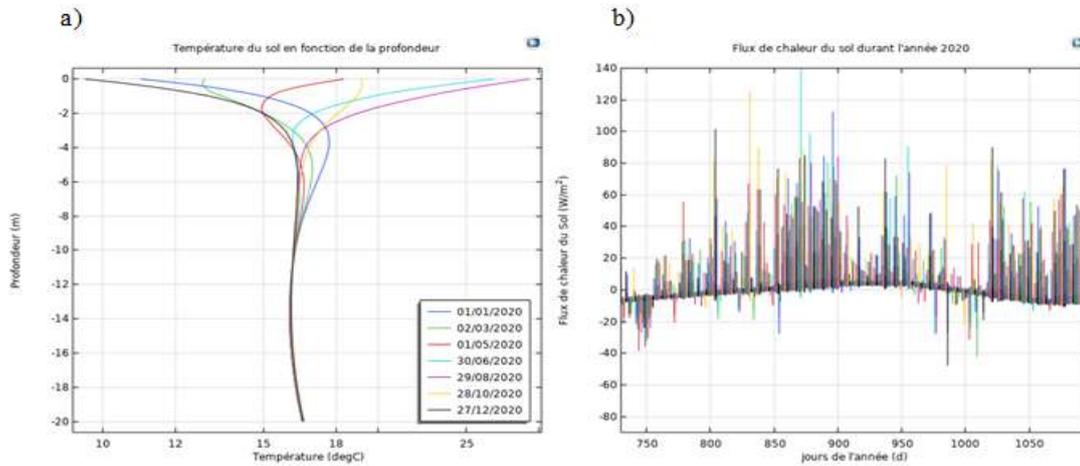


Figure. 3. a) Variation de la température du sol en fonction de la profondeur b) Le Flux de chaleur du sol.

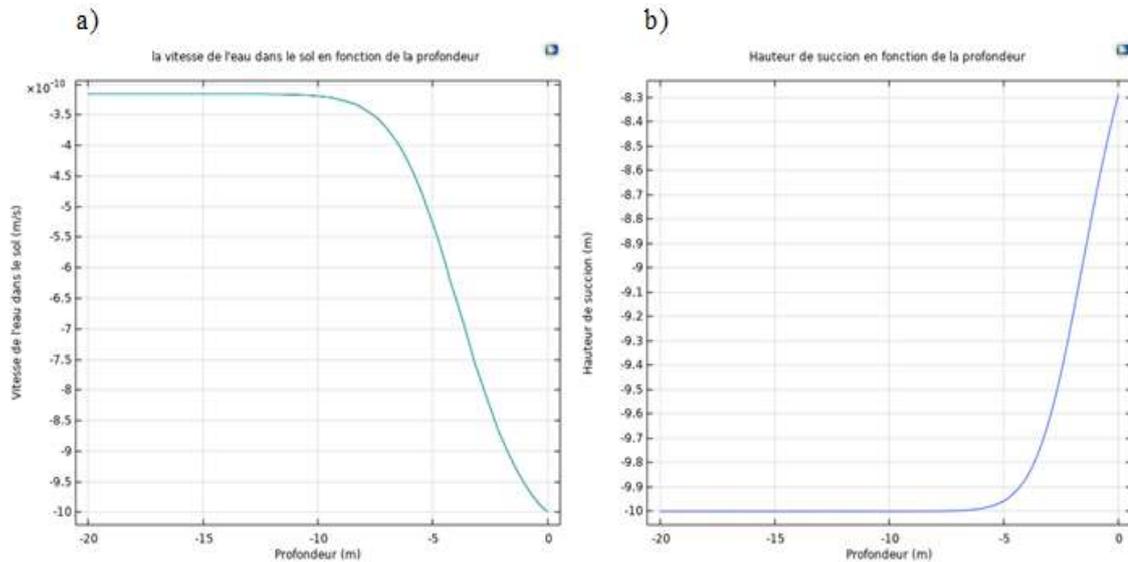


Figure. 4. a) vitesse de l'eau en fonction de la profondeur b) hauteur de succion en fonction de la profondeur.

126
127

128 La figure (4.b) présente la hauteur de succion en fonction de la profondeur. Une fois la hauteur de succion
129 initiale obtenue, la teneur en eau été déduite, comme illustré dans la figure (4.a).

130 4 Conclusion

131 Un modèle numérique a été élaboré afin d'étudier le transfert hydro-thermique dans les sols non saturés, en
132 prenant en considération les variables météorologiques réelles ainsi que les propriétés physiques
133 intrinsèques des sols non saturés. Les résultats de cette modélisation, étalés sur plusieurs années, ont permis
134 de prédire la température du sol à différentes profondeurs, en intégrant des éléments tels que le rayonnement
135 net, le flux de chaleur sensible, et le flux de chaleur latente. Ces résultats révèlent que l'exploitation de la
136 géothermie présente des perspectives favorables dans la région étudiée.

137 Références

- 138 [1] Tang, F. and Nowamooz, H.: *Outlet temperatures of a slinky-type Horizontal Ground Heat Exchanger with the*
139 *atmosphere-soil interaction*. *Renew Energy* 146, 705–718, (2020).
140 [2] Herb, W. R., Janke, B., Mohseni, O. and Stefan, H. G.: *Ground surface temperature simulation for different land*
141 *covers*. *J Hydrol (Amst)* 365(3-4), 327–343, (2008).

- 142 [3] Zoras, S., Dimoudi, A. and Kosmopoulos, P.: *Analysis of conductive temperature variation due to multi-room*
143 *underground interaction*. Energy Build55, 433–438, (2012).
- 144 [4] Mihalakakou, G., Santamouris, M., Asimakopoulos, D., and Argiriou, A.: *ON THE GROUND TEMPERATURE*
145 *BELOW BUILDINGS*. Solar Energy55(5), 355-362, (1995).
- 146 [5] Droulia, F., Lykoudis, S., Tsiros, I., Alvertos, N., Akylas, E. and Garofalakis, I.: *Ground temperature estimations*
147 *using simplified analytical and semi-empirical approaches*. Solar Energy83(2), 211–219, (2009)
- 148 [6] Al-Temeemi A. A. and Harris, D. J.: *The generation of subsurface temperature profiles for Kuwait*. Energy and
149 buildings33, 837-841, (2001).
- 150 [7] Zheng, D., Hunt, E. R., and Running, S. W.: *A daily soil temperature model based on air temperature and*
151 *precipitation for continental applications*. Climate Research2, 183-191, (1993).
- 152 [8] Costa-Filho, E., Chávez, J. L., Zhang, H. and Andales, A. A.: *An optimized surface aerodynamic temperature*
153 *approach to estimate maize sensible heat flux and evapotranspiration*. Agric For Meteorol311, (2021).
- 154 [9] Richard, G. A., Luis, S. P., Dirk, R. and Martin, S.: *Crop evapotranspiration-Guidelines for computing crop water*
155 *requirements-FAO Irrigation and drainage paper 56*. FAO, (1998).
- 156 [10] Choi, W., Ooka, R. and Nam, Y.: *Impact of long-term operation of ground-source heat pump on subsurface*
157 *thermal state in urban areas*. Sustain Cities Soc38, 429–439, (2018).
- 158 [11] Allen, R.G., and Asce, M.: *A Penman for all seasons*. Journal of Irrigation and Drainage Engineering112(4),
159 348-368, (1986).
- 160 [12] Celia, M. A., Bouloutas, E. T., and Zarba, R. L.: *A General Mass-Conservative Numerical Solution for the*
161 *Unsaturated Flow Equation*. WATER RESOURCES RESEAR26(4), 14833-1496, (1990).
- 162 [13] McCumber M. C., and Pielke, R. A.: *Simulation of the effects of surface fluxes of heat and moisture on a*
163 *mesoscale numerical model*. 1. Soil layer. J Geophys Res86(C10), 9929–9938, (1981).
- 164 [14] Chen F. and Dudhia, J.: *Coupling an Advanced Land Surface-Hydrology Model with the Penn State-NCAR MM5*
165 *Modeling System. Part I: Model Implementation and Sensitivity*. MONTHLY WEATHER REVIEW129, 569-585,
166 (2001).
- 167 [15] Wang, K., Wang, P., Liu, J., Sparrow, M., Haginoya, S. and Zhou, X.: *Variation of surface albedo and soil*
168 *thermal parameters with soil moisture content at a semi-desert site on the western Tibetan Plateau*. Boundary Layer
169 Meteorol116(1), 117–129, (2005).
- 170 [16] Guan, X., Huang, J., Guo, N., Bi, J. and Wang, G.: *Variability of soil moisture and its relationship with surface*
171 *albedo and soil thermal parameters over the Loess Plateau*. Adv Atmos Sci26(4), 692–700, (2009).
- 172 [17] Li, Y., Liu, S., Wang, S. Miao, Y., and Chen, B.: *Comparative study on methods for computing soil heat storage*
173 *and energy balance in arid and semi-arid areas*. Journal of Meteorological Research28(2), 308–322, (2014).
- 174 [18] Gao, Z. et al.: *A novel approach to evaluate soil heat flux calculation: An analytical review of nine methods*.
175 Journal of Geophysical Research122(13), 6934–6949, (2017).
- 176 [19] Alnefaie, K. A. and Nidal, A. H.: *Specific Heat and Volumetric Heat Capacity of Some Saudian Soils as affected*
177 *by Moisture and Density*. International Journal of Materials7, 42-46, (2020).

Thème 3 :

Sismicité des sols non saturés et sollicitations dynamiques

DYNAMIC LIQUEFACTION POTENTIAL OF UNSATURATED SAND

Y. Shamas^{1,2*}, K. H. Tran³, H. Wenhao^{1,2}, S. Imanzadeh^{1,2}, S. Taibi², E. Rivoalen¹

¹ INSA Rouen Normandie, Normandie Univ, LMN UR 3828, F-76000, Rouen, France.

² Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France.

³ Thai Nguyen University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Environment, Thai Nguyen province, Vietnam.

* Youssef.shamas@insa-rouen.fr

Abstract : Recently, a growing focus on studying the liquefaction potential of unsaturated soils has started. It has been discovered through recent studies that even under specific conditions of unsaturation, consolidation, and density, unsaturated soils can liquefy. In this study, in order to better understand this phenomenon, experimental laboratory tests were performed using dynamic triaxial tests in undrained conditions with 100 kPa of initial effective stress using a strain-controlled loads on unsaturated Hostun sand RF.

During the undrained dynamic testing phase, the change in sample volume was measured and by that the saturation degree evolution is analysed. Afterward, the sample was reconsolidated and then fully saturated before removing it. Then, the final characteristics of the sample were determined based on the considered conditions. The volume change of the pressure controllers was used to calculate the volume change of the sample during each phase of the test.

This paper presents the results of three different tests conducted on the unsaturated Hostun sand RF. The first one involved a relative density of 71% (relatively dense) with saturation degree of 96% and the second one with initial relative density of 55% and saturation degree of 85% which showed liquefaction under strain controlled dynamic loads in undrained conditions. Finally, the third test focused on a poorly saturated sample with relative density of 55% and initial saturation degree of 62% which interestingly didn't show any liquefaction potential even after 50 cycles of applied load. These results show that there is a threshold saturation degree to liquefy the sand, depending on both initial relative density and isotropic consolidation.

Keywords: Unsaturated Soil, Dynamic Liquefaction, Triaxial Tests, Hostun sand RF, Consolidation.

1 Introduction

Soil Liquefaction is a dangerous phenomenon that occurs in cohesionless soils, where the soil particles lose their strength due to applied loading. Liquefaction may take place due to a static or dynamic loading depending on different parameters of the soil [1]. Some of these parameters is the soil's density, its depth underground and its saturation degree. When the soil liquefies, its particles tend to compact due to the loading in case of loose sands, causing the pore water pressure to increase to reach the total pressure [2]. This increase in pore pressure nullifies the soil's effective stress and hence the soil acts as a liquid. Liquefaction is used to be known before that it occurs only in saturated soils [3], [4]. Wherever, recently, it has been shown that liquefaction might occur even in unsaturated soils [5], [6]; depending on various and not clearly defined parameters. The uncertainties of numerical simulation for static liquefaction potential of saturated soils is shown by Huang et al. [7].

Some studies have been made on liquefaction potential of unsaturated soils. Some of these studies the residual strength of the soil after the liquefaction [1], [8]. Other study the effect of saturation degree on the behaviour the sand in a dense state with its liquefaction potential [9].

In this study, different parameters are considered to study liquefaction potential of the Hostun sand RF material under dynamic loading in a triaxial system. To study the effect of the density of the soil and its saturation degree on its liquefaction potential, three tests are studied with initial effective stress of 100kPa. The first one involved a relative density of 71% (relatively dense) with saturation degree of 96% and the second one with initial relative density of 55% and saturation degree of 85% which showed liquefaction under strain controlled dynamic loads in undrained conditions. Finally, the third test focused on a poorly saturated sample with relative density of 55% and initial saturation degree of 62% which interestingly didn't show any liquefaction potential even after 50 cycles of applied load. These results show that there is a threshold saturation degree to liquefy the sand, depending on both initial relative density and isotropic consolidation.

2 Material and Method

Hostun RF Sand

Hostun RF sand is used as a testing material which is used as a reference in France to analyse the liquefaction phenomenon [10]. It is clear fine quartz sand with uniform grain distribution (Table 1) located in the liquefiable zone of soils defined by the French standards[11] (Figure 1). More details on the Hostun RF sand can be found in [12].

Table 1: Hostun RF sand's specifications

Grain specific weight (kN/m^3)	e_{\max}	e_{\min}	D_{10} (μm)	D_{60} (μm)	Friction angle ($^\circ$)
26.2	1.061	0.648	200	400	40

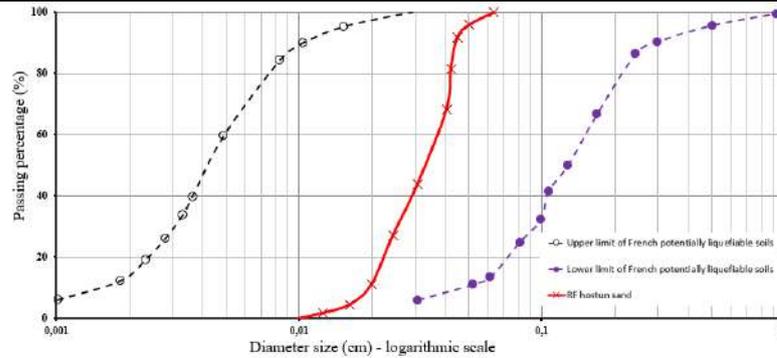


Figure 1: Particle size distribution of Hostun RF sand in the liquefiable domain

Dynamic Triaxial Apparatus

In order to duplicate the soil conditions found in reality underground, a triaxial system is used. The confining pressure applied on soil due to its depth underground can be replicated in the experiment by applying it on water using water. An elastic latex membrane is used to prevent the direct contact between the sample and the water that is applying confining pressure. This confining pressure is controlled by a Pneumatic Automatic Pressure Controller (PAPC). Where sample's saturation degree is controlled using a Hydraulic Automatic Pressure Controller (HAPC) by controlling the applied back pressure and recording the volume change of water. This back pressure is applied from both ends of the sample and the pore water pressure is measured by another transducer from the bottom of the sample. The uncertainties of these experimental apparatus are listed and analysed by Shamas et al. [13].

Sample Preparation

The wet damping method is used to prepare the sample of 70 mm in diameter and 140mm in height. The sample's initial water content is set to be 8% during the preparation with its corresponding relative density depending on the test. The sample is divided into five equal parts and then well compacted above each other to reach the final height of the sample with the required density. The sample is reconstituted in the triaxial cell having filter paper, porous stone and filter paper at the bottom and the top of it. A top cap is placed on top of the sample to insure the water drainage system that is flowing from the bottom of the sample towards the top.

3 Test Procedure

The first step is to obtain the required initial saturation degree for the sample by flowing the sample with de-aired water from the bottom towards the top; while applying small cell pressure to maintain a constant effective stress. In this way, most of the large air bubbles in the sample are removed. After that, a small ramp is applied by increasing both back and cell pressure simultaneously until reaching a specific volume change in water corresponding to the

volume change in the air inside the sample. Hence, the sample is saturated to reach the required saturation test, which is verified using B-check which is testing the measured change in pore pressure with respect to a given change in cell pressure. Then, the sample is consolidated by maintaining the back pressure reached and increasing the cell pressure to reach a difference between the applied pore pressure and cell pressure of 100kPa. After reaching a stable volume change, undrained dynamic test is performed on the sample with strain-controlled conditions. After this liquefaction test, the sample is reconsolidated by removing the excess pore water pressure that is elevated during the applied loading. Finally, the sample is fully saturated by applying a second and a more important ramp and verified by a second B-check with a B-value higher than 0.95 [14]. The sample is removed and its final state is calculated from the final obtained water content. Moreover, the state of the sample and its saturation degree in each phase is verified using these final data with the recorded volume change in the cell pressure controllers.

A different technique is used with the sample with initial saturation degree of 60%. This sample is already placed in the triaxial test using the wet damping method having its required initial saturation degree. Hence, the test starts directly from the third step from the phases explained before, which is the B-check. Then, all the other steps are followed the same as shown in the Figure 2.

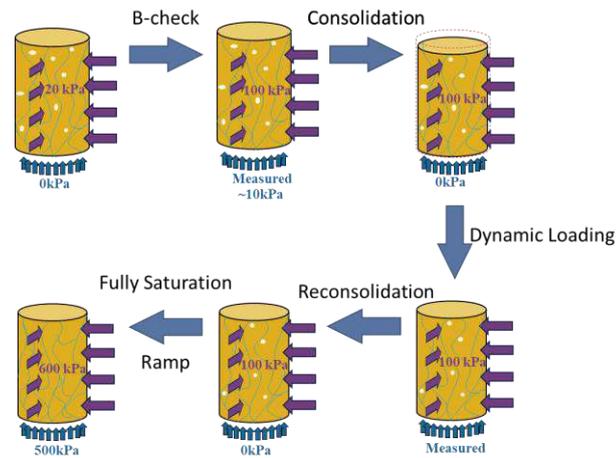


Figure 2: Steps followed in third test

4 Results

The loading path is defined by applying axial strain. The first imposed dynamic strain is described by triangular form with a double amplitude of 2% for ten cycles. The second double amplitude that is applied is 3%, then 4% and finally 5%. The tests are maintained until reaching liquefaction or a stable state and then stopped.

Two tests with different initial relative densities showed liquefaction while one with 56% of relative density but with low initial saturation degree don't show any liquefaction behaviour. The tests' summary is listed in Table 2

Table 2: Tests' Summary

Test	Initial Relative Density D_r (%)	Initial Saturation degree S_{r_0} (%)	Number of cycles	Final state of sample
1	71	96	7	Liquefied
2	55	85	27	Liquefied
3	56	62	47	Not Liquefied

In some of the liquefaction tests, if the liquefaction phenomenon appears by the increase in the excess of pore water pressure to reaches the initial effective stress, the test can be stopped. For example, for the sample with initial relative density of 71%, the test is stopped at the seventh cycle with first strain load of double amplitude of 2%. The

saturation degree of this specimen before the undrained test has been recorded as 97.8%. This high saturation degree, but yet not fully saturated, helped the sample to liquefy easily. Moreover, at the liquefaction state, the strength of the sample reaches zero (Figure 3). This is due to the increase in pore water to reach the initial effective stress (Figure 4) and causing liquefaction where the soil particles lose their connections. Figure 5 shows the evolution of the

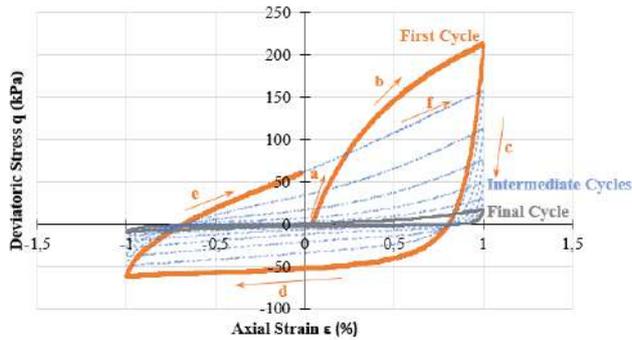


Figure 3: Deviatoric stress vs axial strain for sample with initial relative density of 71%

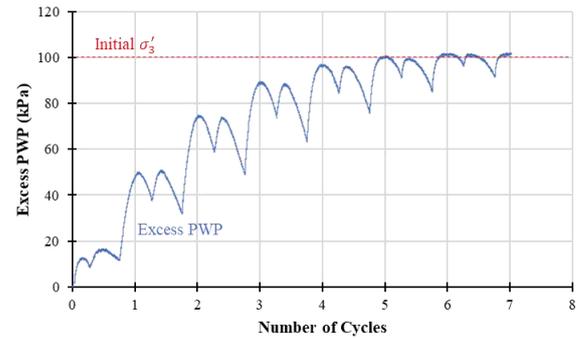


Figure 4: Evolution of pore pressure for sample with initial relative density of 71%

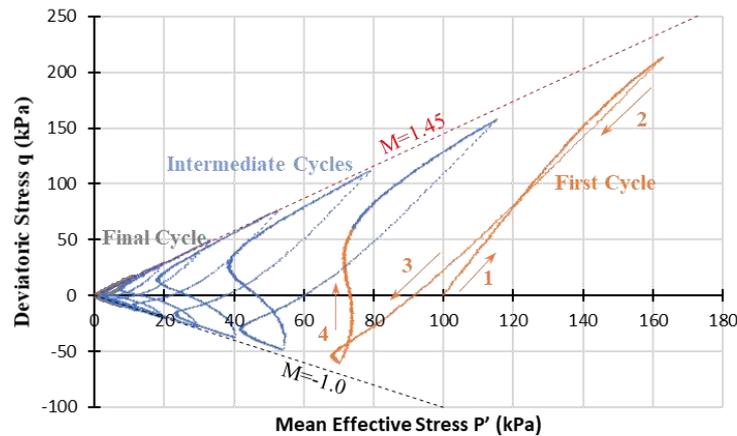


Figure 5: Deviatoric stress vs mean effective stress for sample with initial relative density of 71%

In other cases, the test is continued with having the ten cycles for each applied strain. The sample with relative density of 55% and initial saturation degree of 62%, before the undrained test, shows a non-liquefiable state. The test has been stopped after 47 cycles in total (from the beginning of the loading phases), corresponding to 17 cycles in the strain loading of double amplitude of 5%. The evolution of the deviatoric stress with respect to the axial strain, for the first cycle for each applied of strains of double amplitude of 2,3,4 and 5% respectively, is shown in Figure 6. There is no obvious decrease in the maximum deviatoric stress reached in each loading phase and only slight decrease in the modulus during each phase. The initial stress applied was 100kPa while the pore pressure increases slightly to reach only 12kPa and stabilize at this level (Figure 7).

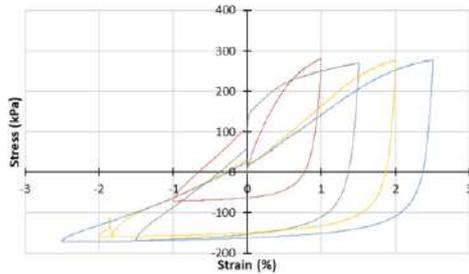


Figure 6: Deviatoric stress vs axial strain showing the first cycle in each loading step for sample with initial relative density of 55%

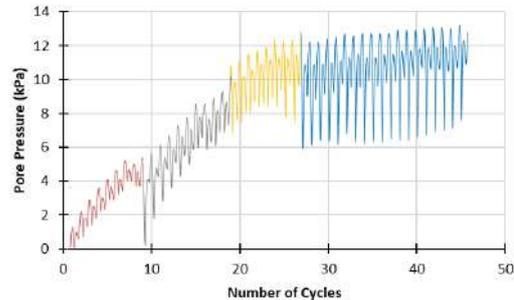


Figure 7: Evolution of pore pressure for sample with initial relative density of 55%

5 Conclusion

Three different tests are done on reconstituted Hostun RF sand. The results verify that liquefaction can occur even in unsaturated soil depending certain parameters. Saturation degree plays an important role to avoid liquefaction, where on the other hand, if the sample is unsaturated it can liquefy under certain conditions. The relative density also has its role on the liquefaction of the material. Additional study should be made to well define the limits of the affecting parameters to avoid liquefaction. Moreover, various parameters can be studied together to understand their relationships and their effects on each other to help in igniting or avoiding liquefaction phenomenon.

6 References

- [1] K. H. Tran, S. Imanzadeh, S. Taibi, H. Souli, J.-M. Fleureau, and M. Hattab, "Liquefaction of unsaturated soils- volume change and residual shear strength," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 27, no. 3, pp. 1144–1164, Feb. 2023, doi: 10.1080/19648189.2022.2075471.
- [2] H. B. Seed, I. Arango, and C. K. Chan, "Evaluation of soil liquefaction potential for level ground during earthquakes: A summary report," p. 113, 1975, [Online]. Available: <http://www.osti.gov/servlets/purl/7146067>
- [3] D. Dunn, "Benefits of Membership," *IEEE Ind. Appl. Mag.*, vol. 13, no. 2, pp. 78–79, 2007, doi: 10.1109/MIA.2007.322261.
- [4] CASTRO G, "Liquefaction of Sands," *harvard Univ, Harvard Soil Mech Ser 81*, no. July, 1969.
- [5] N. Takeshi, "NII-Electronic Library Service," *Chem. Pharm. Bull.*, vol. 57, no. 534, pp. 364–370, 1977, [Online]. Available: <http://www.mendeley.com/research/geology-volcanic-history-eruptive-style-yakedake-volcano-group-central-japan/>
- [6] M. Vernay, M. Morvan, and P. Breul, "International society for soil mechanics and foundation engineering," *Geotext. Geomembranes*, vol. 1, no. 2, pp. 161–162, 1984, doi: 10.1016/0266-1144(84)90012-8.
- [7] W. H. Huang, Y. Shamas, K. H. Tran, S. Imanzadeh, S. Taibi, and E. S. de Cursi, "Uncertainties of Numerical Simulation for Static Liquefaction Potential of Saturated Soils BT - Proceedings of the 6th International Symposium on Uncertainty Quantification and Stochastic Modelling," 2024, pp. 1–15.
- [8] K. H. Tran, S. Imanzadeh, S. Taibi, H. Souli, J. M. Fleureau, and M. Hattab, "Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 26, no. 15, pp. 7480–7502, Nov. 2022, doi: 10.1080/19648189.2021.1999333.
- [9] K. H. Tran, S. Imanzadeh, S. Taibi, H. Souli, and J. M. Fleureau, "Investigation of the influence of saturation degree on the cyclic behaviour of fine clear sand," vol. 40, no. 1, pp. 66–70, 2022.
- [10] K. Pan, Z. X. Yang, and Y. Q. Cai, "Flow liquefaction potential of loose sand: stress path envelope and energy-based evaluation," *Can. Geotech. J.*, vol. 58, no. 11, pp. 1783–1789, Dec. 2020, doi: 10.1139/cgj-2019-0366.
- [11] "Norme NF P06-014, Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92, Janvier 2011."

- [12] K. H. Tran, “Study of the liquefaction of geo-materials taking into account the unsaturation Khai Hoan Tran To cite this version : HAL Id : tel-03475591,” 2021.
- [13] Y. Shamas *et al.*, “Uncertainties of Experimental Tests on Cyclic Liquefaction Potential of Unsaturated Soils BT - Proceedings of the 6th International Symposium on Uncertainty Quantification and Stochastic Modelling,” 2024, pp. 30–41.
- [14] R. C. Chaney, “Saturation Effects on the Cyclic Strength of Sands,” 1978. [Online]. Available: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:137553265>

VALORIZATION OF DREDGED SEDIMENTS OF BOUHANIFIA DAM

Zakia Nawel BADID¹, Souad Amal BOUROKBA¹, Moulay Smaine GHEMBAZA², Abdelkader HACHICHI¹

¹ *Laboratoire matériaux Sol et Thermique (LMST) University of Sciences and Technology Mohamed Boudiaf, Oran, Algeria.*

² *Civil Engineering and Environment Laboratory. University of Sidi Bel-Abbès, Algeria.*

Abstract : In Algeria, the siltation phenomenon affects all the dams where more than 32.106 m³ of sediment settle each year at the bottom of these reservoirs, and the Algerian ports lost an average of 1 to 2 m of depth.

By default, once sediments are out of the water, they are considered waste. Dredged sediments are a mixture of sand, silt and clay. Despite natural resource depletion, these sediments still represent a significant potential source of alternative materials. Various research projects have been carried out in order to develop, in compliance with regulations and environmental and health conditions, the use of the best available technology at an economically acceptable cost. Thus, road engineering red brick and cement and concrete formulation are being upgraded through the use of experiments on various dredging sediments.

The objective of this work is to study the post-dredging problem of sedimentary dams, and to identify and valorize dredging mud from the Bouhanifia dam after being treated with cement and lime and studying their effect on the bearing characteristics and compressive strength of the material, so that mechanical stabilization in road construction could be one of the benefits of dredged sediments. The current study suggests the feasible use of dredging sediment treated with cement and lime as road embankment.

Keywords : Bouhanifia dam, dredging sediments, cement, lime, road embankment.

Résumé : En Algérie, l'envasement phénomène affecte tous les barrages ou plus de 32.106m³ de sédimentation s'installe chaque année au fond de ces réservoirs, et les ports algériens perdent en moyenne 1 à 2 m de profondeur. Par défaut, lorsque les sédiments ne sont plus dans l'eau, ils sont considérés comme des déchets. Les sédiments dragués sont un mélange de sable, de limon et d'argile. Malgré la déplétion des ressources naturelles, les sédiments constituent toujours une source potentielle importante de matériaux de remplacement. Différents projets de recherche ont été réalisés en vue de développer, conformément aux réglementations et conditions sanitaires et environnementales, l'utilisation de la technologie disponible à un coût économiquement acceptable. En conséquence, divers sites expérimentaux de valorisation en génie routier, en briques rouges et dans la formulation de ciment et de béton sont identifiés. L'objectif de ce travail est d'étudier le problème de sédimentation des barrages et d'identifier et de valoriser la vase du barrage de Bouhanifia après traitement au ciment et à la chaux et d'étudier leur effet sur les caractéristiques de portance et la résistance à la compression du matériau, de sorte que la stabilité mécanique dans la construction routière pourrait être un des avantages des sédiments dragués. L'étude actuelle suggère l'utilisation faisable de sédiments de dragage traités avec du ciment et de la chaux comme remblai routier.

Mots clés : barrage de Bouhanifia, sédiments de dragage, ciment, chaux, remblai routier

1. Introduction

When it comes to road construction, soil recycling can offer a number of advantages, particularly from an economic and environmental point of view when the properties of these materials don't meet the required criteria, several additives such as hydraulic binders, lime and cement can be used to improve their physical and mechanical properties. In Algeria, the treatment of soil with lime and cement is a recent technique used in road construction. It is now considered an important technique for reusing soils with

poor geotechnical properties. A large number of bibliographical references suggest ways of recovering dredged sediments from dams and the sea, depending on the characteristics of these materials. In most cases, these materials for a given process, but can be recovered using an inexpensive process, often associated with contamination [1]. Numerous studies confirm that the addition of lime cement system has a positive effect on the bearing capacity and compressive strength of soils [2][3][4][7]. This study will focus on the improvements in load-bearing capacity and compressive strength brought about by the (lime/cement) system with a view to their use in road embankments.

2. Materials and methods

2.1 Localization

Bouhanifia dam, which is the subject of our study, is located in north-west Algeria, about 100 Km south of Oran and 25 Km from Mascara in the commune of Bouhanifia. It is part of the triplex formed by three cascading dams, Ouizert, Bouhanifia and Fergoug, figure 1 [3]

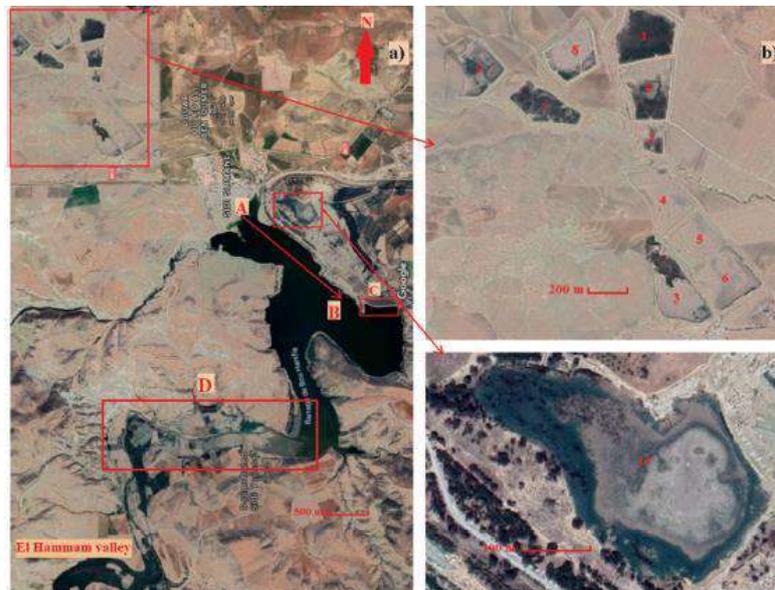


Figure 1. Bouhanifia dam reservoir b location of the storage basins; dredging path from (A), toward (B), dam structure (C), subaerial part of the delta (D) (Google maps) [5].

2.2 Sample preparation:

The planned dredging of the Bouhanifia dam was estimated at 6 million m³, requiring the construction of 9 decantation basins. Samples were taken at points at varying distances from the 7th decantation basins. The materials were prepared in such a way as not to alter their initial characteristics. The sediments, as collected, are in the form of wet blocks. In order to carry out the characterization tests, they are dried in an oven at a low temperature of 60 °C so as not to burn the organic matter. They are then crushed, sieved and stored in sealed plastic bags.

2.3 Cement

The cement used in this study is classified as CPJ-CEM II 32.5 MPa. Supplied by the Zahana cement company in western Algeria, using pozzolan as a cement additive.

2.4 Lime

The lime used to stabilize the dredged sediments is hydrated lime from the Saida plant in western Algeria.

2.5 Determination of the lime and cement percentages

The test to measure the pH of dredged sediments was determined according to ASTM D 4972 standard . The results of the variation in pH with the different percentages of additions obtained during this series of tests are given in table 1. The treatment of the samples with the system (lime /cement) increased the Ph from an initial value of 8.29 for the natural sediment to 12.42 corresponding to dosage of (2%lime+3%cement), The increase in Ph values is attributed to the decrease in the content of relative clay minerals in the treated samples, due to the reaction of cement and lime with clay, thus allowing the consumption and dissolution of clay minerals and possibly the formation of new minerals with binding properties. This increase in Ph has a positive influence on the reactions that take place between the sediment and (lime and cement) in the short term (flocculation/agglomeration) and in the long term (pozzolanic reaction). The liberation of hydroxyl ions OH^- following the addition of lime and cement to a soil leads to an increase in pH. Which can (when the quantity of addition is sufficient) approach the pH value of a solution saturated with portlandite, the value is approximately 12.4.Many researchers [4][2] point out that a Ph of 12.4 is necessary to activate the pozzolanic reaction. Thus the percentages were therefore chosen at 2%lime+3%cement% of the total weight of the dredged sediment-lime-cement mixtures.

Table 1. Evolution of pH with the different percentages of lime and cement

Designations	Natural dredged sediment	Sediment+ (2%lime+%2cement)	Sediment+ (3%lime+1%cement)	Sediment+ (%2lime+%3cement)
pH	8.29	12.28	12.33	12.42

3. Effect of the (lime/cement) system on the mechanical characteristics of dredged sediment:

3.1Effect of the (lime/cement) system on compaction parameters of dredged sediment:

The normal proctor test was carried out in accordance with ASTM D698 standard. The effect of treating dredged sediments from the Bouhanifia dam with lime/cement system on the compaction characteristics is shown in figure 2.

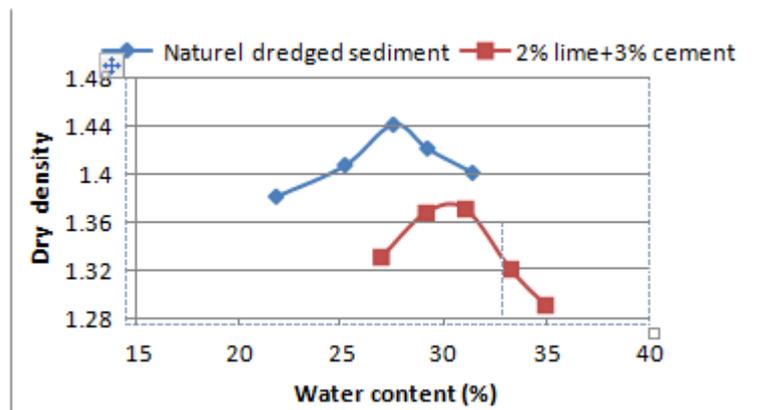


Figure 2. Normal proctor curve for untreated and lime/ cement treated dredged sediments.

Figure 2 shows the dry density of dredged sediments decreases from 1.44 for natural sediments to 1.37 for sediments treated with 2%lime and 3% cement , and the optimal water content increases from 27.1% to 30.8% the reduction in maximum dry density is mainly due to flocculation and agglomeration of the clay particles, while the increase in optimum water content is due to the water required for hydration of the additions lime and cement [6] [7].

3.2Effect of the (lime /cement) system on the bearing capacity of dredged sediment:

The soil bearing capacity study is based on the CBR immediate punching test and soaked for 4 days. Figure 3 shows the different bearing capacity results for untreated and treated dredged sediment with 2%lime and 3%cement.

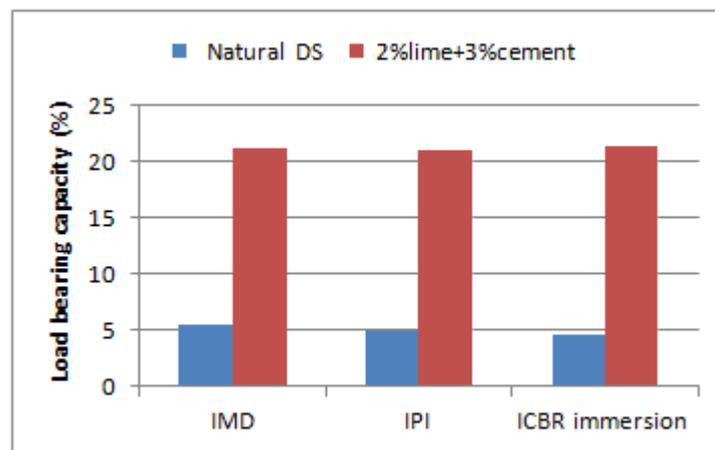


Figure 3. Variation in bearing capacity parameters of untreated and lime/ cement treated dredged sediments.

From figure 3, we can clearly see that the bearing capacity of sediment treated with 2% lime and 3%cement is improved compared with that of untreated sediment. There is an increase in the immediate bearing index IPI from 5.05 for natural sediment to 21.2 for treated sediment, which satisfies the GTR criterion for creating embankments, corresponding to an $IPI \geq 20$, this means that dredged sediment treated with lime and cement can be used in road construction. The CBR index of sediment stabilized with 2% lime and 3%cement is 4 times greater than that of natural sediment thanks to the formulation of a cement and lime based compound in the soil, through a hydration reaction which rigidifies the structure of the treated sediment.

3.3Effect of the (lime/cement) system on compressive strength parameters at different curing times

Figure 4 shows the evolution of the compressive strength of untreated and treated dredged sediment with 2%lime and 3%cement.

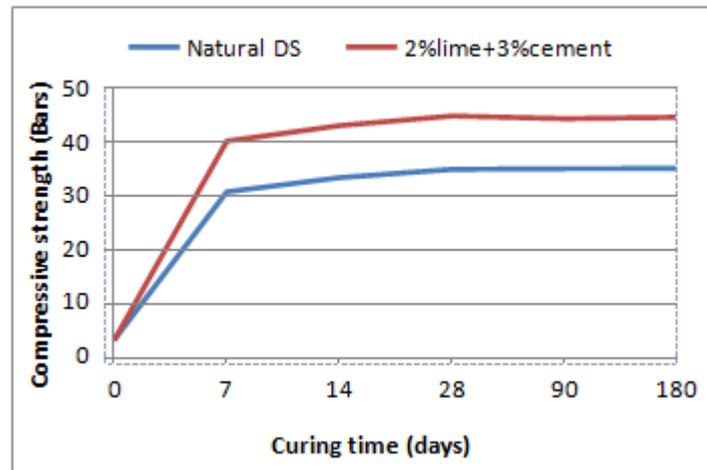


Figure 4 .effect of treatment with (lime /cement) system on the compressive strength of dredged sediments as a function of curing time

Figure 4 shows that for a cure duration of zero (the immediate crush) the compressive strength keeps its low value about 3 bars for treated and untreated sediments, this confirms that the instantaneous reactions between cement lime and sediments does not influence the mechanical strength. With the cure time, the effect of cement and lime is more important, especially from 7 days of cure and the continuous increase with the cure period up to 28 days it reaches 46 Bars. This results are similar to those found in the literature [2] [8]. We can say that the pozzolanic reaction that evolves over time and the main factor responsible for the gain of resistance of a soil. On the other hand, the compressive strength for untreated sediment continues to rise as a function of curing time until it reaches its maximum value of 34 Bars at 28 days, this can be explained by the evaporation of water from the soil over time, which can lead to a tightening of soil particles and an increase in compressive strength, this is known as dehydration phenomenon.

Conclusion

In the context of ecological management based on sustainable development, the valorization in road technology of soils with poor geotechnical characteristics, is today a major issue, because it meets both economic and environmental criteria, since it offers the possibility of using nearby soils rather than their evacuation .For this purpose, several tests have been carried out in the laboratory to study the effect of cement and lime on the mechanical properties of Bouhanifia dam dredging sediments in the light of these tests several conclusions can be deduced:

-the addition of cement and lime causes an increase in the optimal water content and a decrease in the maximum dry density of treated sediment compared to that of natural sediment.

-the bearing indices of the treated sediments are also improved after the treatment and the (ICBR4 days/IPI) is all significantly higher than 1 and they meet the criteria for making the embankments.

-the addition of lime and cement improves the compressive strength mainly in the long term, the fact that the formation of cement products resulting from pozzolanic reactions leads to an increase in the compressive strength of the treated samples.

References

- [1] Levacher D., Sanchez M., Duan Z., Liang Y. (2011). *Valorisation en unité pilote de sédiments méditerranéens : étude des caractéristiques géotechniques et de la perméabilité*. Revue Paralia. Vol. 4, pp 4.1-4.20. doi :10.5150/revue-paralia.2011.004
- [2] Djelloul R, Bourokba, S.A., Hachichi A., Fleureau J., M. (2018). *Effect of cement on the Drying-Wetting Paths and on some Engineering Properties of a compacted Natural clay from Oran, Algeria*. Geotechnical and Geological Engineering. ISSN0960-3182. Volume 36. Number 2. Doi:10.1007/s10706-017-0370-1, pp.995-1010.
- [3] Banoune B, Melbouci B, Rosquoet F, Langlet T (2020). *Valorisation des sédiments de dragage en technique routière cas de la rivière de la soummam dans la région de Bejaia au nord de l'Algérie*. Journées nationales Génie côtier- Génie Civil le Havre. doi :10.5150/jngcgc.2020.063.
- [4] Portelinha F.H.M., Lima D.C., Fontes M.P.F., Carvalho C.A.B (2012). *Modification of a Lateritic Soil with Lime and cement. An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers*. Soils and Rocks. Sao Paulo, 35, pp.51-63.
- [5] Abidi I, Benamar L, Alberto A S, Pinto M I M, Cunha P P (2021). *characterization of dredged sediments of Bouhanifia dam : potentiel use as a raw material*. Arabian journal of geosciences. Doi.org/10.1007/s12517-021-08742-
- [6] Khattab, S.A., Al-Juari, K.A.K., Al-Kiki, I. (2008). *Strength, durability and hydraulic properties of clayey soil stabilized with lime and industrial waste lime*. Al-Rafidain Engineering, Vol.16, N1, pp.102-116.
- [7] Hossain, K.M.A., Lachemi, M. and Essa, S. (2007). *Stabilized Soils for Construction Applications Incorporating Natural Resources of Papua New Guinea*. Resources, Conservation and Recycling, Vol.51, pp.711-731.
- [8] Bourokba, S.A., Hachichi, A., Taibi, S. and Fleureau, J.-M. (2015). *Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 10.1080/19648189.2015.1093963.

COMPORTEMENT DYNAMIQUE NON-LINEAIRE D'UNE FONDATION CIRCULAIRE PLACEE À LA SURFACE D'UN SOL NON SATURÉ SOUMISE À DES FRÉQUENCES DE CHARGEMENT VARIABLES

Sofiane BEKAKRA¹, Badreddine SBARTAI¹

¹ Badji Mokhtar Annaba University

Résumé. L'analyse du comportement des fondations sous des charges dynamiques s'est considérablement développée au cours des quatre dernières décennies. Les exigences de sécurité strictes imposées à la conception de certains types de structures ont joué un rôle particulièrement important dans le développement des méthodes analytiques et numériques. Afin de comprendre le comportement dynamique non-linéaire des fondations, une série de modèles axisymétriques ont été réalisés sur le logiciel de calcul par éléments finis **PLAXIS 3D**. La prise en compte de l'interaction sol-structure dans l'analyse du comportement dynamique des fondations permet de prendre en considération de manière réaliste l'influence du sol sur ses vibrations. Différentes configurations de modèles rhéologiques du sol seront étudiées (linéaire et non-linéaire). En outre, la propagation des vibrations sur le sol environnant a été étudiée. Pour réduire le temps de calcul, seul un quart de la géométrie globale est modélisé, en utilisant des conditions limites de symétrie le long des lignes de symétrie. L'amortissement physique dû aux effets visqueux est pris en compte via l'amortissement de Rayleigh. De plus, en raison de la propagation des ondes radiales, l'amortissement géométrique peut être important pour atténuer la vibration. La modélisation des limites est l'un des points clés dans le calcul de la dynamique. Afin d'éviter les réflexions d'ondes parasites aux frontières du modèle des conditions spéciales doivent être appliquées afin d'absorber les ondes atteignant les frontières. Une étude comparative a été effectuée entre les deux modèles et des conclusions ont été émises. Les résultats obtenus ont montré que la prise en compte de la non-linéarité du sol joue un rôle important sur la réponse dynamique de la fondation.

Mots clés : Fondation, Comportement dynamique, Interaction sol-structure, Non-linéaire, Sol non saturé, Fréquences

Abstract. The analysis of foundation behavior under dynamic loads has developed considerably over the last four decades. The stringent safety requirements imposed on the design of certain types of structures have played a particularly important role in the development of analytical and numerical methods. In order to understand the non-linear dynamic behavior of the foundations, a series of axisymmetric models were produced using **PLAXIS 3D** finite element software. Considering the soil-structure interaction when analyzing the dynamic behavior of foundations means that the influence of the soil on vibrations can be considered in a realistic way. Different configurations of soil rheology models will be studied (linear and non-linear). In addition, the propagation of vibrations on the surrounding ground was studied. To reduce calculation time, only a quarter of the global geometry is modeled, using symmetry boundary conditions along the lines of symmetry. Physical damping due to viscous effects is considered via Rayleigh damping. Furthermore, due to radial wave propagation, geometric damping can be important in attenuating vibration. Boundary modeling is one of the key points in the calculation of dynamics. In order to avoid spurious wave reflections at the boundaries of the model, special conditions must be applied to absorb waves reaching the boundaries. A comparative study was carried out between the two models and conclusions were drawn. The results obtained showed that considering the non-linearity of the soil plays an important role in the dynamic response of the foundation.

Keywords : Foundation, Dynamic behavior, Soil-structure interaction, Nonlinear, Unsaturated soil, Frequencies

1 Introduction

Les structures, telles que les centrales nucléaires, les usines chimiques, les barrages, les ponts routiers et les plates-formes offshore, doivent être conçues et construites pour résister aux charges sismiques. Pour ces structures, l'interaction sol-fondation-structure doit être prise en compte. La prise en compte de l'interaction sol-structure pour l'analyse dynamique d'une fondation nécessite une prise en compte rigoureuse du comportement du sol et du signal dynamique, Tabatabaiefar et al. (2015), Ganjavi (2018). Actuellement, il existe deux types de méthodes traitant de l'analyse de l'interaction sol-structure (Wolf

1985) : la première est l'analyse de l'histoire temporelle qui correspond à une approche directe considérant l'ensemble du système et l'autre est l'approche de la sous-structure. L'approche par sous-structure permet d'analyser le problème en deux parties (Kausel et al. 1978, Pecker 1984, Aubry et Clouteau 1992). Dans cette approche, les réponses dynamiques des éléments de la superstructure et de la sous-structure sont examinées séparément. L'analyse du système de fondation peut être réduite à l'étude de la rigidité dynamique à l'interface sol-fondation (connue sous le nom de fonctions d'impédance). Les fonctions d'impédance dépendent fortement de la fréquence de charge dynamique.

2 Méthode et Modèle d'Analyse

Par définition, l'impédance d'une fondation est égale à la réaction d'une fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à un déplacement harmonique unitaire commandé suivant un de ses degrés de liberté. La fondation étant sans masse, l'impédance représente également le quotient de la charge directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant :

$$K=P(t) / U(t) \quad (1)$$

La fonction d'impédance obtenue à partir de l'équation (1) est une quantité complexe et peut être séparée en une partie réelle (correspondant à la rigidité) et une partie imaginaire (correspondant à l'amortissement). Les deux parties dépendent de la fréquence :

$$K(\omega) = K_{re}(\omega) + i K_{im}(\omega) \quad (2)$$

Dans le domaine fréquentiel l'équation (2) peut être donnée à une fréquence particulière par :

$$K(\omega) = k - \omega M + i \omega C \quad (3)$$

Où k est la rigidité statique ; C est l'amortissement ; et M est la masse.

Dans cette étude, le déplacement $U(t)$ est calculé dans le domaine temporel en appliquant un chargement harmonique $P(t)$ de fréquence f au centre de la tête de la fondation. Le déplacement obtenu est également une fonction harmonique qui dépend du temps et a la même fréquence f de la charge $P(t)$ mais avec un angle de phase différent. Pour obtenir les déplacements dans le domaine fréquentiel, on peut utiliser la transformation rapide de Fourier (FFT). La rigidité pour chaque fréquence f_i est donnée par la formule suivante :

$$K(f_i) = \text{FFT de la force appliqué}(f_i) / \text{FFT du déplacement calculé}(f_i) \quad (4)$$

De plus, La source vibrante est un générateur fondé sur une semelle en béton de 0,2 m d'épaisseur et de 1 m de diamètre. Les oscillations provoquées par le générateur sont transmises au sous-sol par la semelle. Ces oscillations sont simulées comme une charge harmonique uniforme, avec une fréquence de 10 Hz et une amplitude de 10 kN/m². En plus du poids de la semelle, le poids du générateur est modélisé comme une charge uniformément répartie de 8 kN/m². Le calcul est fait dans les deux cas: linéaire et non-linéaire.

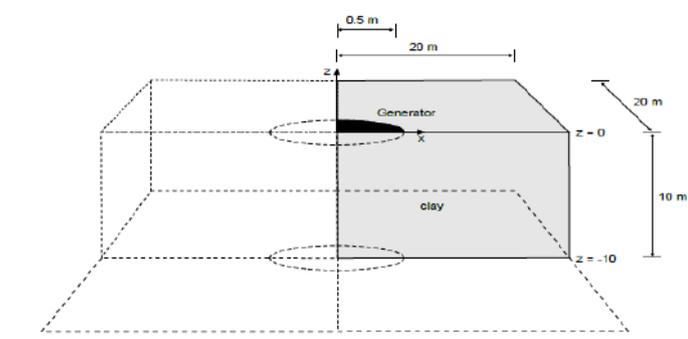


Figure. 1. Un générateur fondé sur une semelle en béton.

Les limites du modèle doivent être suffisamment éloignées de la région d'intérêt pour éviter les perturbations dues à d'éventuelles réflexions. Bien que des mesures spéciales (limites absorbantes) soient adoptées afin d'éviter les réflexions parasites, il y a toujours une petite influence et il est toujours bon de

placer les limites à une certaine distance. Il y a toujours une petite influence et c'est toujours une bonne habitude de placer les limites loin les unes des autres. Dans une analyse dynamique les limites du modèle sont généralement plus éloignées que dans une analyse statique.

2. 1. Créer et affecter des ensembles de données sur les matériaux

Créez l'ensemble de données sur les matériaux conformément au tableau ci-dessous et affectez-le à la couche de sol.

Tableau 1. Propriétés des matériaux

Paramètres	Nom	Argile	Unité
Général			
Modèle de matériau	Modèle	Elastique linéaire	-
Type de drainage	Type	Drainé	-
Poids unitaire au-dessus du niveau phréatique	γ_{unsat}	20.0	kN/m ³
Poids unitaire sous le niveau phréatique	γ_{sat}	20.0	kN/m ³
Paramètres			
Module de Young	E'	$5 \cdot 10^4$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν'	0.3	-
Les interfaces			
Résistance de l'interface	-	Rigide	-
Initiale			
Détermination de K_0	-	Automatique	-
Coefficient de pression latérale des terres	K_0	0.5	-

2. 2. Définition des multiplicateurs dynamiques

Les charges dynamiques sont définies sur la base des valeurs d'entrée des charges ou des déplacements prescrits et des multiplicateurs correspondants en fonction du temps.

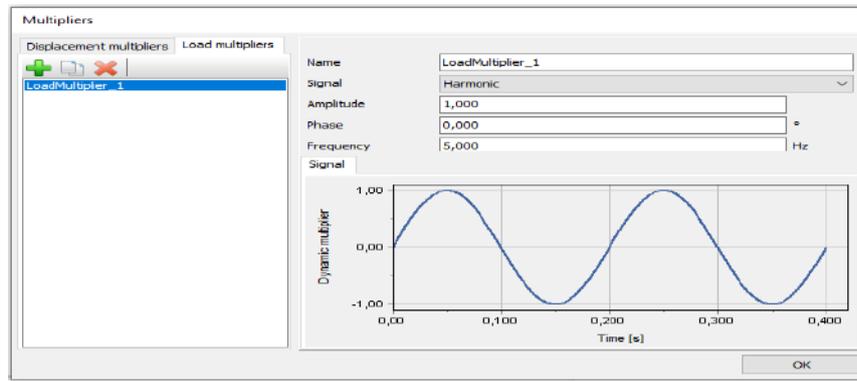


Figure. 3. Définition d'un multiplicateur harmonique.

2. 3. Générer le maillage

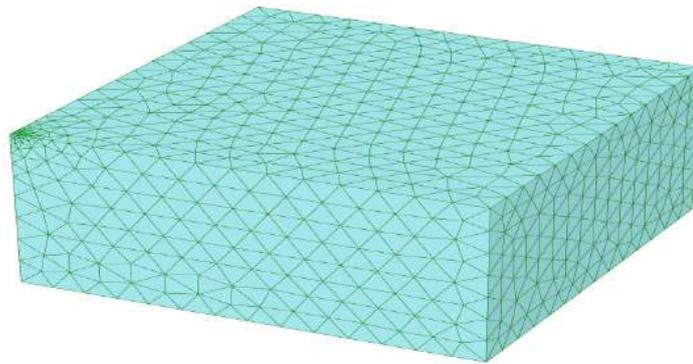


Figure. 4. Le maillage généré.

Dans tous les calculs dynamiques, On doit accorder une attention particulière à la taille des éléments afin de réduire la dispersion numérique des vagues. Il convient de noter que les éléments de grande taille ne sont pas en mesure de transmettre des fréquences élevées. La transmission des ondes est régie par la vitesse et la longueur des ondes. Si l'entrée dynamique contient des hautes fréquences, il faut soit filtrer les hautes fréquences, soit utiliser un maillage plus fin.

2. 4. Additional calculation with damping

Dans le calcul, l'amortissement du matériau est introduit au moyen de l'amortissement de Rayleigh.

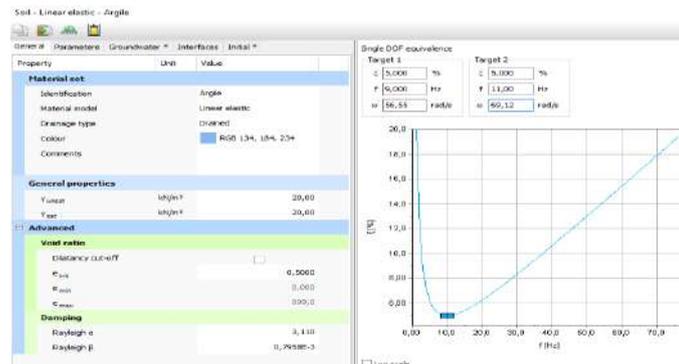


Figure. 5. Entrée de l'amortissement de Rayleigh

3 Résultats et Discussion

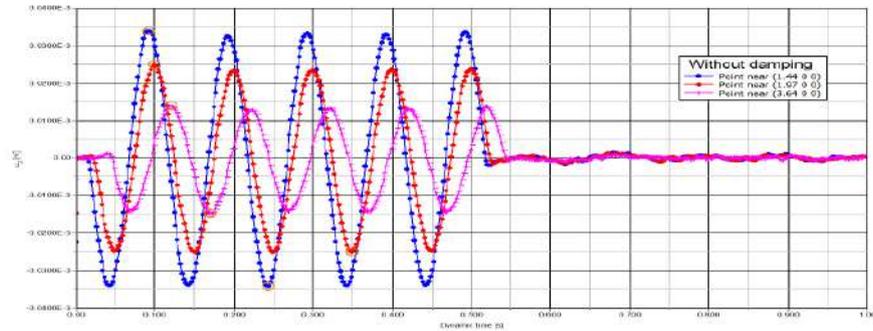


Figure. 6. Résultats des déplacements verticales en fonction du temps dynamique sans amortissement.

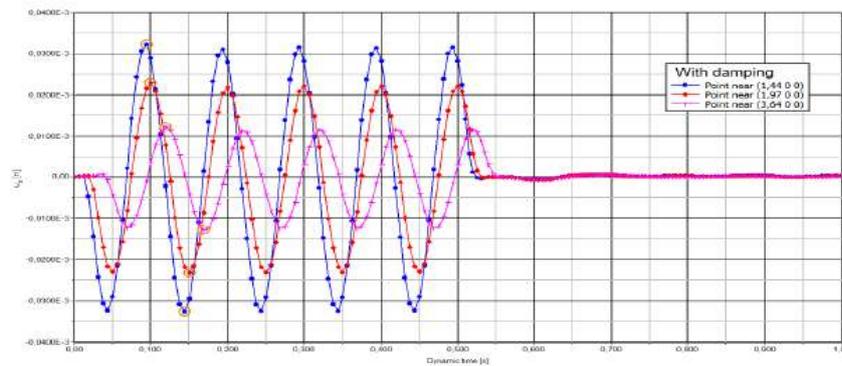


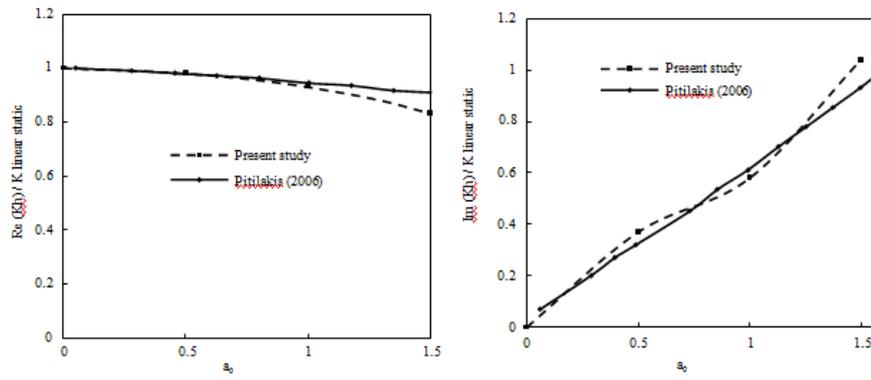
Figure. 7. Résultats des déplacements verticales en fonction du temps dynamique avec amortissement.

Dans cette analyse, la réponse du système sol-fondation dans le comportement non linéaire est étudiée. Tout d'abord, trouver le comportement non linéaire du sol par le code de calcul Caldynasoil, puis intégrer les propriétés non linéaires du sol dans le code de calcul FonvibWave développé pour obtenir les fonctions d'impédance non linéaires de la fondation (les coefficients de rigidités et d'amortissement à l'interface du système sol-fondation).

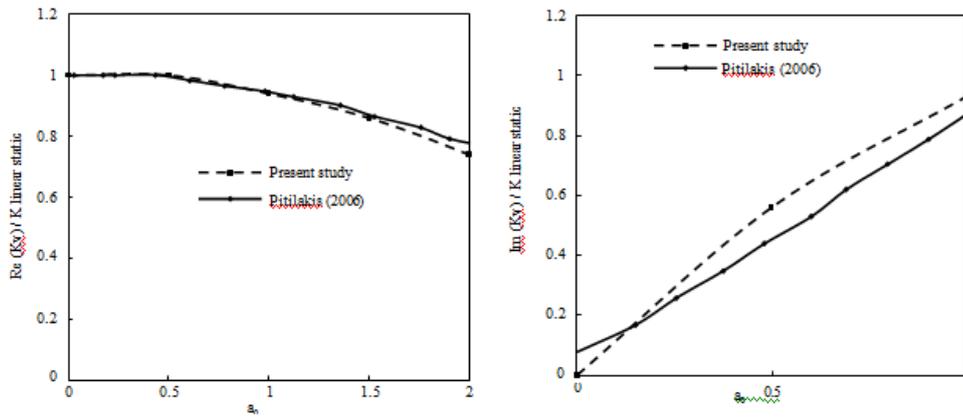
4 Validation du modèle

L'effet du comportement non linéaire du sol sur la réponse dynamique de l'interaction sol-structure n'est pas bien développé dans ce domaine. Pour cette raison, nous nous limitons à valider notre étude par le cas de l'impédance linéaire de [6]. La validation de ce travail est comparée aux résultats obtenus par [6], pour calculer les fonctions d'impédances linéaires en utilisant la méthode des éléments de frontière (BEM) dans le domaine des fréquences.

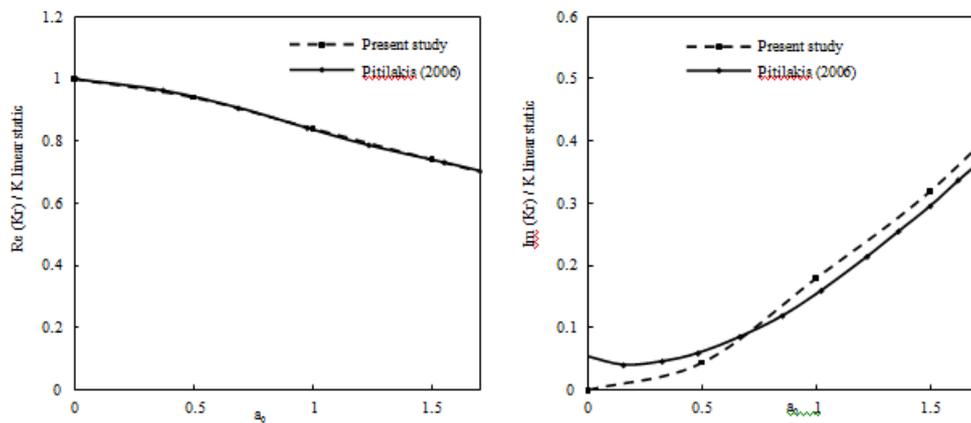
La fondation est circulaire ($D = 1\text{ m}$) reposant à la surface sur un milieu semi-infini, sollicité par des charges dynamiques unitaires $P_x = P_y = P_z = 1$ et des moments unitaires $M_x = M_y = M_z = 1$. Le sol est caractérisé par la hauteur $H_t = 30\text{ m}$ du socle rocheux pour simuler un milieu semi-infini, son coefficient de Poisson $\nu = 1/3$, son coefficient d'amortissement hystérétique $\xi = 0,02$, sa vitesse de cisaillement $V = 180\text{ m/s}$, et sa masse volumique $\rho = 2000\text{ Kg/m}^3$. Le sol est discrétisé en 36 éléments quadrilatéraux trouvés à l'interface sol-fondation pour le cas basse fréquence et discrétisé en 64 éléments quadrilatéraux trouvés à l'interface sol-fondation pour le cas haute fréquence.



(a) Horizontal mode



(b) Vertical mode



(c) Rocking mode

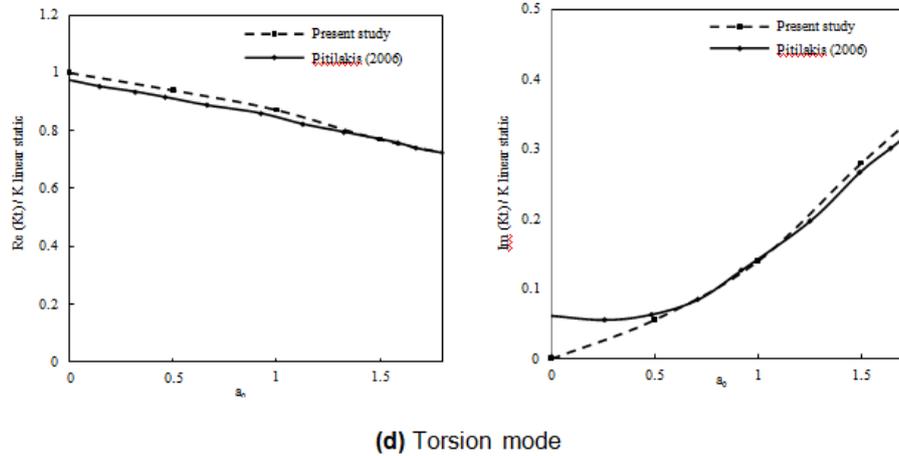


Figure. 8. Validation des fonctions d'impédance pour tous les modes d'une fondation rigide circulaire de surface sur un sol semi-infini.

La validation représente les coefficients d'impédance adimensionnels équivalents (partie réelle et partie imaginaire) en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 pour tous les modes de vibration. Dans la figure 8, nous observons que les résultats de cette étude coïncident très bien avec ceux de [6]. Tous les modes de vibrations des deux approches sont presque identiques pour toutes les fréquences des vibrations.

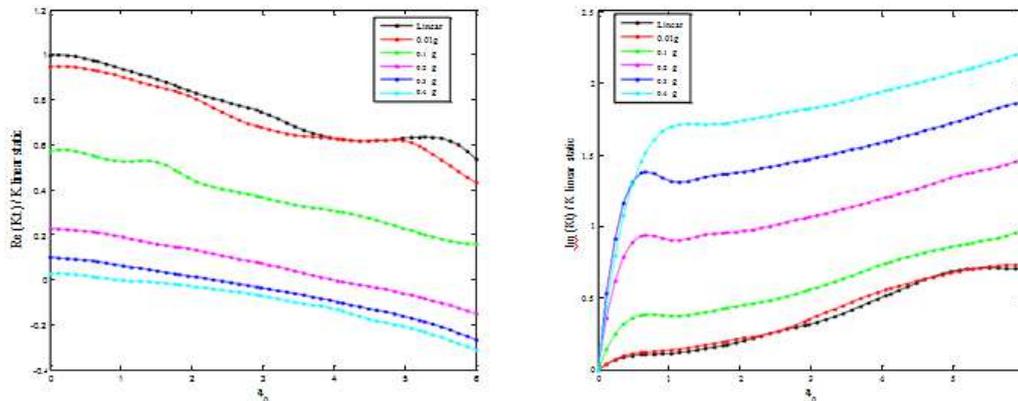


Figure. 9.: L'impédance dynamique équivalente linéaire et non linéaire d'une fondation placée en surface dans un sol homogène semi-infini.

5 Conclusion

Les résultats obtenus ont montré que la prise en compte de la non-linéarité du sol joue un rôle important sur la réponse dynamique de la fondation. De plus, La considération de l'interaction sol-structure dans l'analyse du comportement dynamique des fondations permet de prendre en considération de manière réaliste l'influence du sol sur ses vibrations.

Références

- [1] Sbartai, B. (2020), "A polynomial mathematical tool for foundation-soil-foundation interaction" Geomechanics and Engineering, Vol. 23, No. 6 (2020) 547-560.

- [2] Sbartai, B. (2017), “Dynamic Impedance Functions of a Square Foundation Estimated with an Equivalent Linear Approach” International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology" GeoMEast 2017: Facing the Challenges in Structural Engineering, pp 460–470.
- [3] Sbartai, B. (2016), “Dynamic Interaction of Two Adjacent Foundations Embedded in a Viscoelastic Soil” International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 16, No. 03, 1450110 (2016).
- [4] Messioud, S., Sbartai, B., Dias, D. (2016), “Seismic response of a rigid foundation embedded in a viscoelastic soil by taking into account the soil-foundation interaction”, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 58, No. 5 (2016) 000-000.
- [5] Sbartai, B., Boumekik, A. (2008), “Ground vibration from rigid foundation by BEM-TLM”, ISET Journal of Earthquake Technology Paper No. 498, Vol. 45, No. 3-4, Sept.-Dec. 2008, pp. 65–78.
- [6] Pitilakis, D.(2006). “Soil-structure interaction modeling using equivalent linear soil behavior in the substructure method”. Ph.D. thesis, Ecole Centrale Paris, France.

Thème 4 :

**Eco-construction en terre
cru**

STUDY OF CRACKING BEHAVIOR OF COMPRESSED EARTH BLOCKS CEB THROUGH IMAGE CORRELATION

ETUDE DU COMPORTEMENT À LA FISSURATION DE LA BRIQUE DE TERRE CRUE COMPRIMÉE « BTC » PAR CORRÉLATION D'IMAGES

Boumediene SERBAH^{*1}, Benaouda YOUBI², Moussaab HARICHE³, Nabil ABOU-BEKR⁴, Said TAIBI⁵

¹ University of Tiaret, Algeria,

² University of Bechar, Algeria

³ University of Djelfa, Algeria

⁴ University of Tlemcen, Algeria

⁵ University of Le Havre, France

*Corresponding author's e-mail: boumediene.serbah@univ-tiaret.dz

Abstract. The analysis of cracking behavior of compressed earth blocks involves monitoring the time-dependent hydro-mechanical properties of the samples during free drying. Among these behaviors, shrinkage phenomena that occur as a result of drying can be significant. An experimental study was conducted on samples compacted at a specific energy and water content, referenced to the modified Proctor optimum. The targeted compressed earth block, named NS-30, consists of 70% dredged sediment and from the Bakhadda dam located in western Algeria and 30% local sand. The experimental setup consists of a plate placed on a balance to track the material's water loss during drying. Shrinkage and cracking are monitored using a camera that captures images at targeted time intervals. Deformation and displacement results are obtained through the analysis of digital image correlation using VIC 2D, allowing for the control of shrinkage cracks, analysis of tensile stresses around the cracks, and understanding the effects of compaction in preventing the occurrence of micro-cracks in NS-30.

Keywords: Earthen material, Image correlation, Crack, Compaction, Suction.

Résumé. L'analyse de fissuration de brique de terre crue comprimée consiste à suivre l'évolution dans le temps des propriétés hydromécaniques des échantillons au cours de dessiccation libre. Les phénomènes de retrait qui surviennent à la suite de la dessiccation peuvent être significatifs. Une étude expérimentale a été réalisée sur des échantillons compactés à une énergie et une teneur en eau données, référencées par rapport à l'optimum Proctor modifié. Le BTC ciblé, nommé SNS30, est constitué de 70% de sédiment de dragage provenant du barrage Bakhadda situé dans l'ouest algérien et de 30% de sable local. Le dispositif expérimental est composé d'un plateau placé sur une balance permettant de suivre la perte d'eau du matériau pendant la dessiccation. Le retrait et la fissuration sont suivis à l'aide d'une caméra permettant l'acquisition d'images à des intervalles de temps définis. Les résultats de déformations et des déplacements sont obtenus par l'analyse de la corrélation d'images numériques de VIC 2D, permettant de contrôler les fissures de retrait, d'analyser les contraintes de traction autour des fissures et de comprendre les effets du compactage pour prévenir l'apparition de microfissures sur le SNS30.

Mots clés : Terre-crue; corrélation-Image ; fissure ; compactage ; succion.

1 Introduction

Les matériaux de construction à base de terre crue compactée, tels que les BTC et les pisés, sont des éco-géo-matériaux issus de la valorisation des terres et des sédiments de dragage. L'optimisation de leur utilisation en tant que matériaux de construction répondant aux normes en vigueur nécessite des études approfondies de leur comportement hydromécanique. Parmi ces comportements, les phénomènes de retrait suite à une dessiccation libre peuvent être importants.

L'analyse de fissuration du BTC au cours de dessiccation libre consiste à suivre l'évolution des propriétés physique et géométrique des échantillons préparés à deux états initiaux :

- * Matériau sous forme de pâte préparé initialement à une teneur en eau de $w = w_L$
- * Matériau compacté aux optimums à différentes énergies.

L'analyse de fissuration du BTC au cours de la dessiccation libre consiste à suivre l'évolution des propriétés physiques et géométriques des échantillons préparés à deux états initiaux :

L'objectif de cette recherche est d'analyser l'apparition et la propagation des fissures de dessiccation et de mieux comprendre la relation entre les comportements macroscopique et microscopique de notre matériau SNS30 et celui avec 3% de chaux vive. A l'échelle macroscopique, la méthode est basée sur :

- 1) La mesure de la teneur en eau, de l'indice des vides et du degré de saturation en fonction de la succion au cours du séchage, permet de préciser la relation entre le retrait et la désaturation et met en évidence les phases caractéristiques du comportement ;
- 2) Des mesures de teneur en eau et de déformations globales sont effectuées dans les tests de dessiccation libre afin d'étudier leur homogénéité.
- 3) La détermination des déformations et des déplacements locaux pendant le séchage est réalisée à l'aide des logiciels VIC-2D.
- 4) Une étude classique des paramètres des fissures ;

Dans ce travail, on analyse les effets de la décompression et de la succion sur la formation des fissures dans une brique de terre crue compressée. L'étude de fissuration nécessite la compréhension des mécanismes de retrait par séchage dus à la succion et les déformations non homogènes qu'elle entraîne.

Le chemin de drainage-humidification permet de caractériser le comportement du matériau au cours du cycle de séchage-humidification : $w = f(S_r)$ (la teneur en eau en fonction du degré de saturation) et $e = f(s)$ (l'indice de vide en fonction de la succion).

2 Matériels et Méthodes

Le matériau utilisé dans cette étude est un sédiment dragué du barrage de BAKHADDA-Tiaret dans la région semi-aride du nord-ouest de l'Algérie. Les essais ont été réalisés sur du sédiment naturel amendé par 30% de sable 0/4. L'analyse granulométrique a été réalisée par tamisage humide pour la fraction supérieure à 80 μ m selon la norme française NF P 94-41 et par sédimentométrie pour les éléments inférieurs à 80 μ m selon la norme NF P 94-57.

Le tableau 1 montre les caractéristiques physiques et chimiques du sédiment naturel du matériau amendé par 30% de sable SNS30. Le matériau naturel étant très fin, celui-ci a été amendé avec 30 % de sable puis compacté à une énergie correspondant à l'optimum Proctor modifié, plus 25 coups. Cette énergie est nécessaire pour atteindre des densités et des résistances recommandées pour le bloc de terre crue comprimée (BTC). Le pourcentage de fines de sédiment naturel (<80 μ m) est de l'ordre de 84 %, avec un pourcentage d'argile (<2 μ m) d'environ 32 %. Le D_{50} est d'environ 5 μ m.

La Figure 1 présente la courbe granulométrique du matériau SNS30 conformément aux normes françaises NF P 94-41/57. La courbe révèle un pourcentage de fines (<80 μ m) d'environ 40 % et un pourcentage d'argile (<2 μ m) d'environ 25 %.

Tableau 1. Les caractéristiques du sédiment naturel.

Essais	/	Sédiment naturel (SN)	Sédiment amendé avec 30% de sable 0-4 (SNS30)	Normes
Granulométrie	Sable	10	45	NF P 94-041/057
	Limon (%)	56	30	
	Argile (%) (<2 μ m)	34	25	
Limites d'Atterberg (%)	W_L	55	41	NF P94-051
	W_P	34	26	
	IP	21	15	
Essai au bleu de méthylène	VBS	1.7 -2.4	/	NF P 94-068
	SST (m^2/g)	37 - 51	/	

L'analyse d'image a été effectuée sur des galettes compactées et des échantillons carrés en 2D afin d'analyser le champ de déformation dû au retrait avant fissuration, ainsi que l'apparition et la propagation des réseaux de fissures. L'essai permet d'étudier la caractérisation de la fissuration par dessiccation du matériau SNS30 compacté, pâte carrée et de suivre l'apparition et la propagation de réseau de fissure par corrélation d'images numériques. L'opération de séchage doit respecter certains critères de qualité liés au produit tout en garantissant, pour la chaîne de production, une cadence et un coût raisonnables. Le champ de déformation et de déplacement bidimensionnel de la surface du matériau a été analysé à l'aide d'un logiciel de corrélation d'images VIC 2D, en utilisant des taches de mouchetées en particules fines en PVC ayant un D_{50} de 0,17 mm.

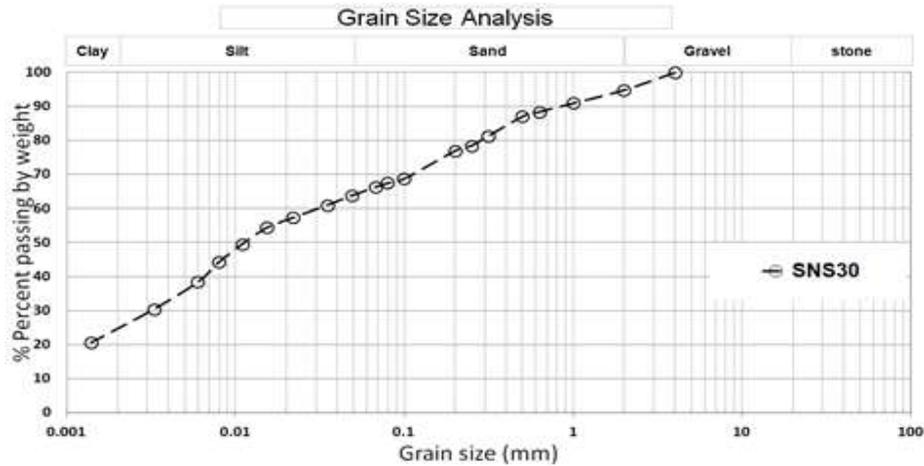


Figure. 1. Courbe granulométrique du matériau utilisé.

Le matériau est initialement séché et tamisé à 4 mm, puis il est mélangé avec une teneur en eau initiale de $w_i = w_L = 41\%$ (état initial) et conservé dans un bac pendant 24 heures pour obtenir une bonne homogénéisation. Ensuite, nous avons confectionné des échantillons carrés avec une épaisseur de 2,5 cm dans des moules carrés de dimensions $(20 \times 20 \times 2,5)$ cm³. Par la suite, nous avons préparé d'autres échantillons compactés dans le moule CBR avec différentes énergies de compactage : à une teneur en eau de 13,5 % ($W_{opm} + 25$ coups), un poids volumique sec de 19 kN/m³, et des teneurs en eau de $W_{opm} + 25$ coups + 3 % dans le but d'obtenir des galettes d'une épaisseur de 4 cm (voir tableau 2). Après démoulage, nous avons disposé les galettes et les pâtes carrées sur le banc de dessiccation. Ensuite, nous avons suivi la cinétique de dessiccation libre jusqu'à ce que la teneur en eau résiduelle soit stabilisée (voir figure 3).

Tableau2 : les paramètres de préparations

	Ech1	Ech2	Ech3	Ech5	Ech4	Ech6	Pâte 1	Pâte 2
Forme	Galette Ø15cm	Galette Ø15cm	Galette Ø15cm	Galette Ø15cm	Galette Ø15cm	Galette Ø15cm	Carrée (20x20)	Carrée (20x20)cm ²
Ep (cm)	4	4	4	4	4	4	2.5	2.5
$W_{OPM+25coups}$	13,25%	13.5%	13.5%	13.5	17.5% ($W_{OPM+25coups}+4\%$)	16.5% ($W_{OPM+25coups}+3\%$)	/	/
$w=w_L$	/	/	/	/	/	/	41%	42.90%
Recouvrir	Avec moucheté Dérivé plastique $D_{50}=0.17$ mm	Avec Moucheté peinture	Avec Moucheté Dérivé plastique	Sans moucheté	avec moucheté Dérivé plastique	avec moucheté Dérivé plastique	Avec moucheté Dérivé plastique	Avec Moucheté Dérivé plastique

Le dispositif expérimental est composé d'un plateau posé sur une balance, permettant de suivre la perte d'eau du matériau pendant la dessiccation. Le retrait et la fissuration sont suivis à l'aide d'une caméra, permettant l'acquisition d'images à des intervalles de temps ciblés.

L'analyse par corrélation d'images permet de remonter au champ de déformation instantané (ϵ_1 , ϵ_2) régnant au sein du matériau depuis son état quasi saturé jusqu'à son état sec. La fissuration générée dans le matériau et sa propagation sont analysées en termes de taux de fissuration. Afin d'étudier la formation et l'évolution des fissures au cours du séchage libre, nous utilisons une méthode de corrélation d'images numériques Vic 2D. Les retraits peuvent entraîner la fissuration de ces blocs, ce qui peut être très préjudiciable à la résistance du matériau et à sa durabilité. Dans cette étude, des essais ont été effectués sur des galettes SNS30 de 40 mm d'épaisseur compactées à une teneur en eau initiale égale à la teneur en eau optimale à OPM + 25 coups. Ces galettes ont été placées sur des supports lisses pour éviter le frottement et faciliter le déplacement et la déformation globale. Des photos ont été prises à la surface de l'échantillon à des intervalles réguliers de 10 minutes et 20 minutes pendant le séchage libre.

3 Résultats et discussion

Le tableau 3 et la figure 2 regroupent l'ensemble des mesures de la teneur en eau résiduelle par étuvage et les propriétés physiques des échantillons par pesées immergées (dans de l'huile commerciale KERDANE).

Tableau2 : Récapitulatif des propriétés des matériaux testés

N°	Ech1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech5	Ech6	Pâte 1	Pâte 2
wi	13.24	13.5	13.5%	17.5	13.5	16.5	41	41
w _{(résiduell} e)	2.15	2.53	2.35 %	3.19	3.05	2.90	8.26	2.30
γ_h (kN/m ³)	17.96	/	18.62	19.46	19.25	19.84	19.40	18.14
γ_d (k/m ³)	17.75	/	18.30	18.90	18.80	19.49	17.44	17.93
w(%) mesuré	1.22	/	1.79	2.92	2.13	1.83	11.35	1.19
e	0.46	/	0.42	0.37	0.38	0.33	0.49	0.45
Sr(%)	6.98	/	11.27	20.70	14.87	14.50	61.33	6.98
n(%)	31.74	/	29.60	27.24	27.50	25.04	32.91	31.02

Les résultats obtenus pour la variation de la teneur en eau lors du séchage libre sont représentés sur la Figure 2. On observe que la teneur en eau diminue rapidement à une vitesse de dessiccation de l'ordre de 12,5 % par jour. La limite de retrait est déterminée par l'intersection de deux tangentes, avec une valeur de $w_{\text{résiduelle}} = 2,6 \%$. Ensuite, la vitesse de dessiccation après cette limite décroît à une vitesse de l'ordre de 0,4 % par jour jusqu'à la stabilisation de la teneur en eau.

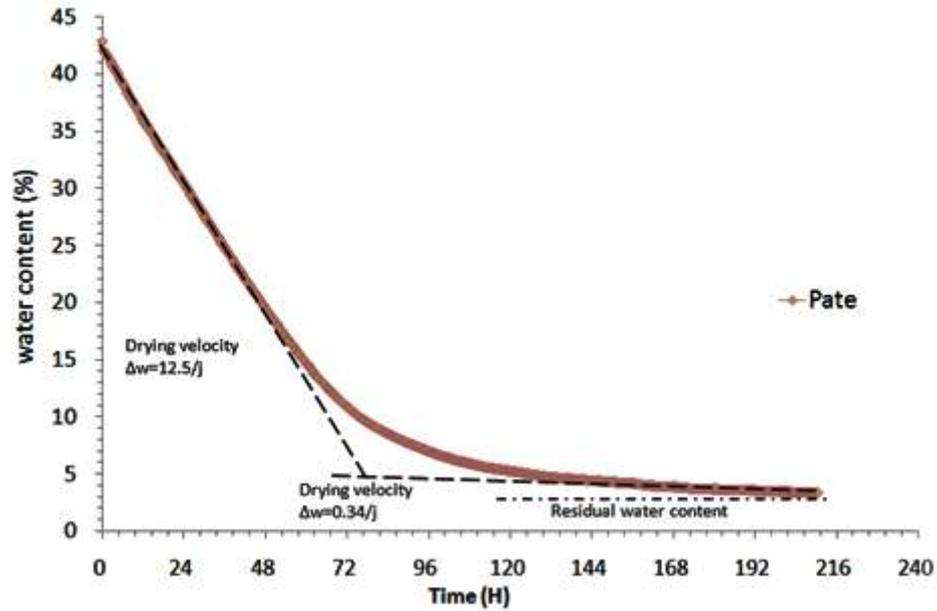
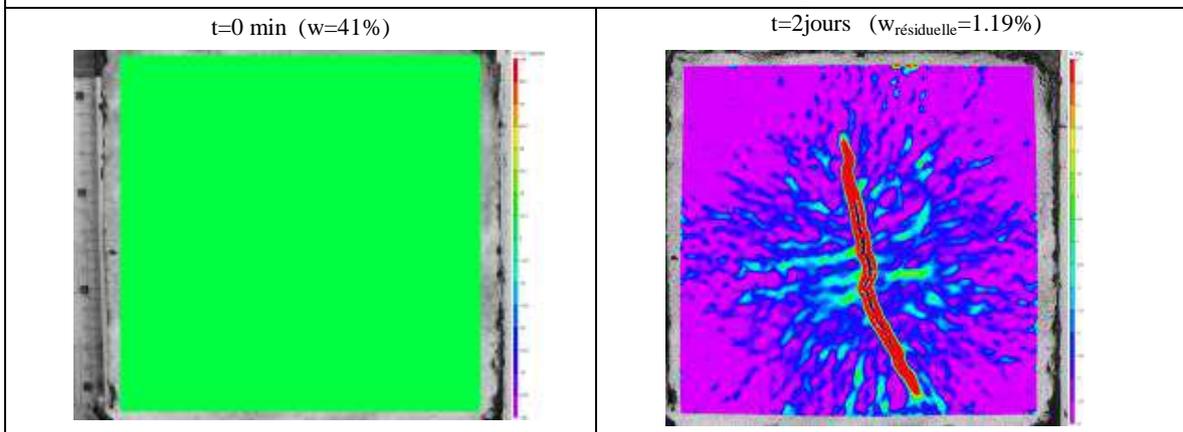


Figure. 2. La Perte d'eau en fonction du temps des pâtes $w_i=w_L$

A- L'évolution des déformations des échantillons pâtes $w=w_L=41\%$



B- L'évolution des déformations des échantillons compactés à OPM+25coups Ech 3, $w_{OPM+25coups}=13.5\%$

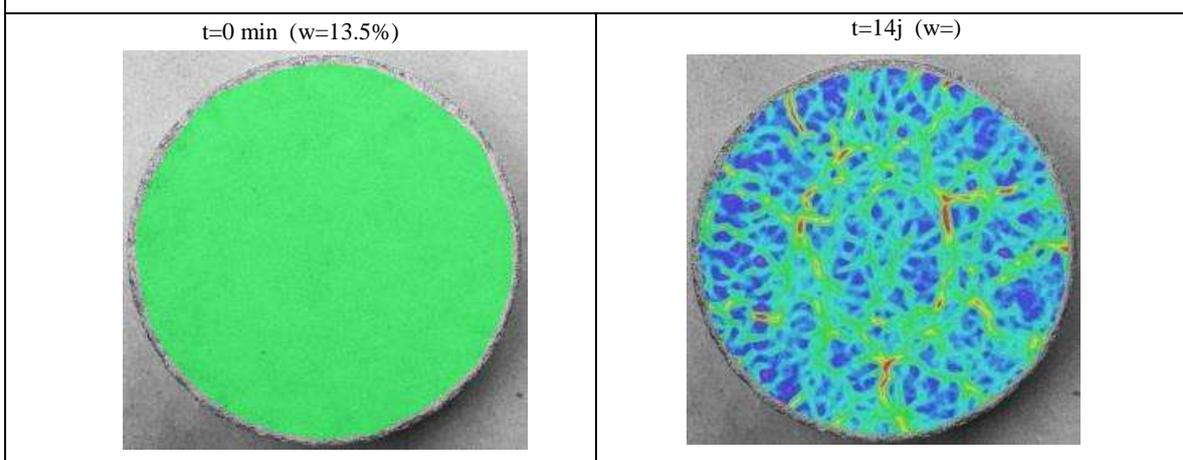


Figure. 3. Quelques photos de l'évolution des déformations des échantillons pate et compacté

4 Conclusion

Les résultats des déformations et des déplacements, obtenus par l'analyse de corrélation d'images numériques avec VIC 2D, permettent de contrôler les fissures de retrait, d'analyser les contraintes de traction autour des fissures et de comprendre les effets du compactage pour empêcher l'apparition de microfissures sur SNS30. Le séchage du matériau induit des phénomènes de retrait dus à la succion présente à l'intérieur du matériau. L'hétérogénéité de notre matériau à l'échelle des structures et les conditions aux limites lors du séchage provoquent un retrait localisé qui engendre des tensions internes pouvant atteindre la valeur de la résistance à la traction du matériau, et donc des localisations de rupture, c'est-à-dire la fissuration. Ces fissurations peuvent être préjudiciables au bon fonctionnement des structures des matériaux utilisés en BTC. D'une part, elles peuvent endommager le matériau, entraînant une baisse de sa résistance, et d'autre part, l'infiltration d'eau qui en résulte peut altérer ses propriétés de régulation hygrothermique.

Les résultats mettent en évidence l'apparition des fissures dès le début de la dessiccation, alors que le matériau est quasi saturé. Le réseau de fissures se stabilise bien avant d'atteindre la teneur en eau résiduelle du matériau. Par ailleurs, la génération de fissures lors du retrait dépend de l'état initial du matériau en **termes de densité et de teneur en eau**. Ainsi, **la succion** semble être le moteur déclenchant la rupture par traction localisée, constituant ainsi le réseau de fissures [7], [8].

Références

- [1] French-Standards-XP-P94-041, Sols : reconnaissance et essais – Identification granulométrique. Méthode de tamisage par voie humide., Décembre 1995.
- [2] French-Standards-NFP94-057, Sols : reconnaissance et essais – Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation, Mai 1992.
- [3] French-Standards-NFP94-051, Sols : reconnaissance et essais – Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau., Mars 1993.
- [4] French-Standards-NFP94-068, Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse – Détermination de la valeur au bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache., Novembre 1993.
- [5] French-Standards-XP-P94-047, Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un matériau. Méthode par calcination., Décembre 1998.
- [6] French-Standards-NFP94-093, Sols : reconnaissance et essais – Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol : essai Proctor normal, essai Proctor modifié., Décembre 1993.
- [7] Lamine Ighil Ameurand Mahdia Hattab: Crack Initiation and Propagation of Clays Under Indirect Tensile Strength Test by Bending Related to the Initial Suction, Conference Paper in Springer Series in Geomechanics and Geoengineering · January 2017
- [8] Joanna Eid et al Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement, Construction and Building Materials 86 (2015) 120–132

ANALYSE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE SOL ET SA TENEUR EN EAU SUR L'ABSORPTION ET LA POROSITE D'UNE BRIQUE EN TERRE CRUE COMPRESSEE ET STABILISEE PAR LA METODOLOGIE DES PLANS D'EXPERIENCES

Sabah Touahria, Bencheikh Mohamed

Laboratoire développement des Géo matériaux (LDGM)- Université Mohamed Boudiaf- Msila-Algérie

Résumé : Cette recherche expérimentale vise à examiner l'impact du type de sol sur l'absorption et la porosité d'une brique de terre crue comprimée et stabilisée. Des échantillons ont été préparés et évalués en fonction de leur résistance à la compression, leur absorption d'eau par capillarité, leur absorption d'eau par immersion totale, leur porosité, et leur perméabilité à l'eau. Les résultats démontrent que le mélange de terre (rouge) de type sableux se combine bien avec l'argile (grise) pour produire la composition optimale, atteignant une résistance à la compression moyenne de 13 MPa, une porosité moyenne de 7.7% et un taux d'absorption de 4.14%.

Mots clés : Brique de terre crue, Teneur en eau, Absorption par capillarité, Porosité, Perméabilité.

Abstract: This experimental research aims to examine the impact of the type of soil on the absorption and porosity of a compressed and stabilized raw earth brick. Samples were prepared and evaluated based on their compression resistance, their water absorption by capillarity, their total immersion water absorption, their porosity, and their water permeability. The results demonstrate that the mixture of sandy type (red) soil combines well with (gray) clay to produce the optimal composition, achieving an average compression resistance of 13 MPa, an average porosity of 7.7%, and an absorption rate of 4.14%.

Keywords: raw earth brick, water content, capillary absorption, porosity, permeability.

1 Introduction

L'augmentation continue de la consommation d'énergie a incité tous les pays à envisager des alternatives, y compris l'utilisation de matériaux écologiques. L'Algérie, notre pays, fait partie de ces nations, c'est pourquoi nous avons décidé d'étudier la terre crue dans cette recherche, car elle est largement disponible en Algérie. Plusieurs chercheurs ont mené des études sur la terre crue. Certains ont développé une nouvelle analyse du test d'absorption d'eau qui permet d'identifier la perméabilité intrinsèque des briques de terre [1], [2], et le taux de perméabilité le plus élevé des briques perméables à base de résine [3]. Ils ont utilisé des tests d'absorption standard simples pour évaluer la perméabilité des matériaux en terre [4], et ont constaté que la nature de la terre influence l'absorption d'eau [5]. Certains résultats montrent que la perméabilité augmente en fonction du taux de minéraux argileux et de leur capacité à adsorber la vapeur [6]. De plus, l'augmentation de la teneur en fibres dans la brique de terre augmente l'absorption par capillarité [7],[8].

2 Matériaux et Méthodes

2.1. Matériaux

Cette étude a fait usage de trois sortes de terre : rouge, grise et tuf, provenant de la wilaya de M'sila en Algérie, le Tuf est une roche poreuse légère, formée de dépôts volcaniques, utilisées dans les travaux routiers. Le stabilisant utilisé est le ciment gris CEM II A-P 42.5. Le taux de sable varie entre 0%, 25% et 50%, la teneur en eau oscille entre 8% et 10%, et la pression de moulage varie de 0,5 MPa à 1MPa, avec densité sèche maximal après compactage de 2,27 g/cm³. Les propriétés physiques et l'analyse chimique de la terre sont illustrées dans les tableaux 1 et 2 :

Tableau 1. Propriétés physiques de la terre utilisée

Type de terre	Limite de liquidité (wl)	Limite de plasticité (wp)	Indice de plasticité (Ip)
Rouge	24,08	18,74	5,34
Grise	26,83	25,46	1,37
Tuf	28	18,30	9,85

Tableau 2. Analyse chimique élémentaire effectuée par fluorescence X

Type de terre	PAF	Sio2	Al2o3	Fe2o3	Cao	Mgo	So3	K2o	Na2o	P2o5	Tio2
Rouge	25,48	33,78	7,17	2,94	22,54	5,08	0,36	1,65	0,29	0,22	0,49
Grise	23,77	35,64	11,0	4,38	20,76	1,73	0,12	1,29	0,40	0,26	0,63

2.2. Méthodes

Les échantillons utilisés dans cette recherche sont de forme cylindrique de 7 cm de diamètre et 7 cm de hauteur, ils sont conservés dans un humidificateur à une humidité relative de 95% et une température de 20° C, après leur fabrication parce que la cure humide est indispensable pour garantir l'efficacité des liants minéraux, Ils sont conservés jusqu'à ce qu'ils atteignent une masse constante, durant une période de cure de 28 jours puis ils sont soumis à divers essais pour leur caractérisation.

2.2.1. Essai d'absorption d'eau par capillarité :

L'essai, qui est conforme à la norme XP P13-901[9], est réalisé sur 76 éprouvettes dans le but de déterminer leur capacité d'absorption d'eau par capillarité. Une fois qu'une masse constante P_0 est atteinte, les échantillons sont immergés pendant 10 minutes dans un récipient d'eau placé sur une surface plane, avec la face immergée à 5 mm sous le niveau de l'eau. Les éprouvettes sont ensuite retirées, essuyées avec une peau de chamois, et pesés pour obtenir P_1 .

$$Cb = 100 \frac{(P_1 - P_0)}{S \cdot (\sqrt{t})} \quad (1)$$

C_b : coefficient d'absorption par capillarité exprimée en $g/cm^2 \cdot m^{1/2}$

S : la surface de la face immergée en cm

t : est le temps d'immersion du bloc dans l'eau en (min).

2.2.2. L'absorption d'eau par immersion ABS

L'essai est déterminé selon la norme NBN B 15-215-1989

$$ABS = \frac{(M_h - M_s)}{M_s} \quad (2)$$

M_h : la masse humide constante après immersion en g pendant 24 heures.

M_s : la masse sèche constante après séchage à l'étuve en g

2.2.3. La porosité accessible à l'eau P (%) :

Les tests de porosité accessibles à l'eau sont effectués selon la norme (NF EN 18-459), [10]. Ils impliquent l'utilisation d'un principe d'essai basé sur la pesée humide et hydrostatique des échantillons.

$$P(\%) = \frac{(M_h - M_s)}{(M_h - M_{s\text{ sous eau}})} * 100 \quad (3)$$

M_h : masse humide constante après immersion en g

M_s : la masse sèche constante après séchage à l'étuve en g

$M_{s\text{ sous eau}}$: la masse hydrostatique en g

2.2.4. Essai de perméabilité à l'eau :

Le test de perméabilité a été réalisé sur six briques de terre crue de dimensions $27 \times 13 \times 9 \text{ cm}^3$ selon la norme - ISO 17892-11 2019 [12], saturées et soumises à l'action de l'eau sous une pression de 3 bars. Cependant, Le test de perméabilité à l'eau ne s'adapte pas avec la composition de la terre crue et la pression de l'appareil de 3 bars. Ce qui entraîne la fissure de la plupart des éprouvettes testées.



Figure. 1. Appareil de mesure de la perméabilité à l'eau

2.2.5. Résistance à la compression

L'essai de compression est effectué à l'aide d'une presse hydraulique, conformément à la norme (P 18-406), [11], sur 72 échantillons cylindriques.

3 Résultats

Les résultats indiqués dans le tableau 3 vont de la petite à la plus grande valeur.

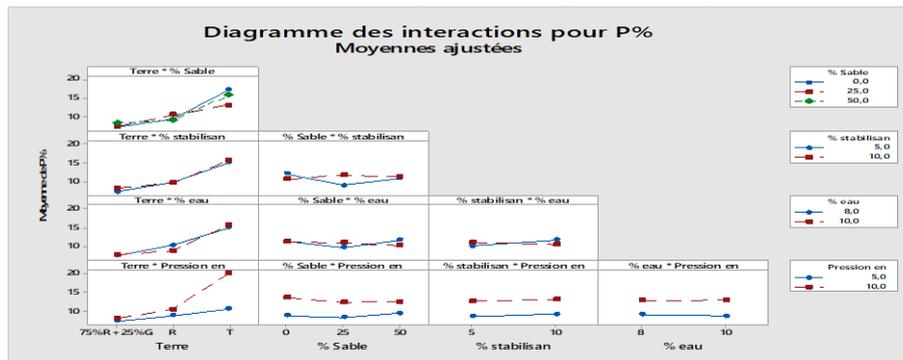
Tableau 3 : Résultats de porosité, d'absorption, la résistance à la compression

Type de terre	ABS (%)	P (%)	Cb (g/cm ² .m)	R (MPa)
Rouge	3,09 ± 6,60	5,10 ± 14,04	5,90 ± 18,50	2.60 ± 18.29
75%R+25%G	2,06 ± 6,76	3,85 ± 11,24	4,50 ± 19,47	2.60 ± 20.10
Tuf	0,31 ± 15,09	2,53 ± 22,95	2,16 ± 31,53	0.26 ± 14.18

4 Interprétation des résultats

4-1- La porosité

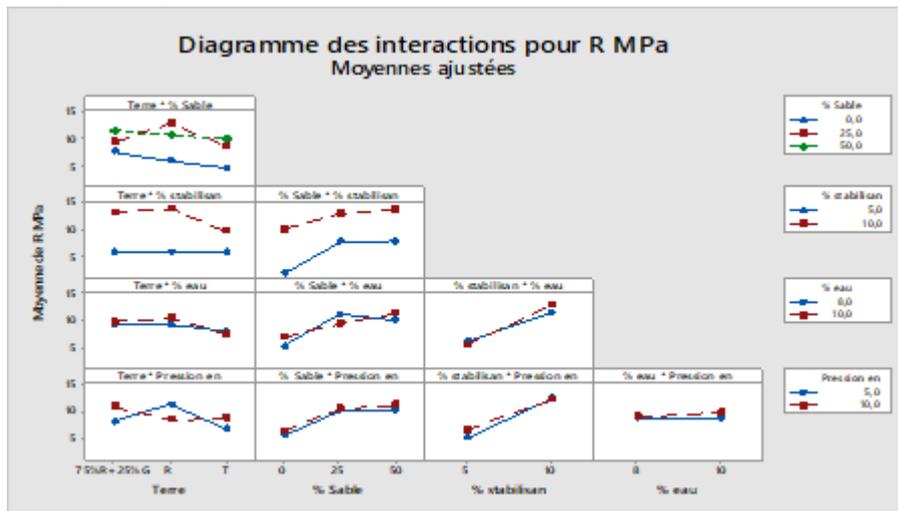
Un mélange de 75% de terre rouge et 25% d'argile grise produit la plus faible porosité, avec une valeur de 7.7%. Lorsqu'elle est utilisée seule, la terre rouge offre une porosité moyenne de 9.67%. Le tuf permet une valeur moyenne de 15.63%.



de porosité plus élevée de

Figure. 3. Résultat de porosité par plan d'expérience**4-2- Résistance à la compression**

D'après la méthodologie des plans d'expériences la composition de sol qui permet d'obtenir la meilleure résistance à la compression est celle qui contient 75% de terre rouge et 25% d'argile grise, avec une valeur moyenne de 9.85 MPa et une valeur maximale moyenne de 13 MPa. La terre rouge de type sableuse peut atteindre une résistance à la compression de 13.80 MPa avec 10% de stabilisant et 13 MPa lorsqu'elle est mélangée avec 25% de sable. Le tuf, lorsqu'il est mélangé avec 50% de sable, permet une résistance à la compression plus faible, d'une valeur de 10 MPa

**Figure. 3.** Résistance à la compression par plan d'expérience (interaction des facteurs deux à deux)**4-3- L'absorption par immersion ou par capillarité**

Observe un comportement similaire pour l'absorption en fonction du type de terre. L'absorption la plus faible est obtenue avec un mélange de 75% de terre rouge et 25% d'argile grise, affichant une valeur de 4.14%. Lorsqu'elle est utilisée seule, la terre rouge permet une absorption de 4.78%, tandis que le tuf présente la valeur d'absorption la plus élevée, soit environ le double, soit 8.60%. L'introduction de sable dans le mélange de terre a un impact minimal sur la porosité, avec une variation moyenne de 10.62% à 11.35% lorsque la quantité de sable varie de 0% à 50%. De même, l'absorption fluctue en moyenne de 5.48% à 6.33% lorsque le taux de sable varie de 0% à 50%.

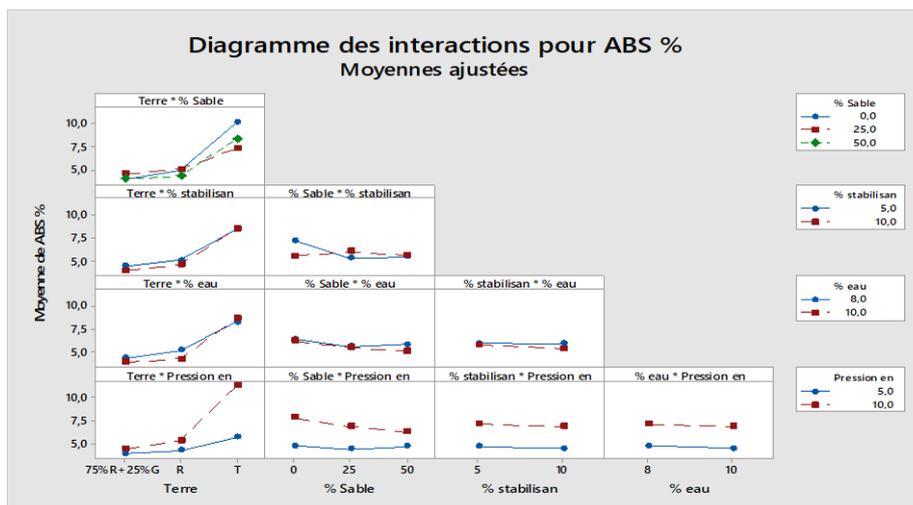


Figure. 4. Absorption d'eau moyenne par la méthodologie des plans d'expérience (interaction des facteurs deux à deux)

La porosité n'est pas affectée par le pourcentage de stabilisant ou la quantité d'eau dans le mélange.

La pression appliquée lors du moulage de la brique influence la porosité, qui varie en moyenne de 9% à 13% lorsque la pression fluctue de 5 MPa à 10 MPa. Cela explique l'apparition de fissures sous une pression élevée. En ce qui concerne l'absorption, une pression de 5 MPa permet une absorption moyenne de 4.67%, tandis qu'une pression de 10 MPa permet une absorption de 7%. Ces résultats sont cohérents avec ceux de la porosité.

5 Conclusion

La combinaison optimale pour obtenir la meilleure résistance à la compression, une porosité moyenne et un taux d'absorption acceptable est un mélange de 75% de terre rouge de type sableuse et 25% d'argile grise. Cette composition permet d'atteindre une résistance à la compression moyenne de 13 MPa, une porosité moyenne de 7.7% et un taux d'absorption moyen de 4.14%, avec une pression de moulage de 0,5 MPa, une teneur en eau de 10% et un taux de stabilisant de 10%.

Grâce à la méthodologie des plans d'expériences, les résultats obtenus sont faciles à interpréter et fournissent des renseignements précieux, à condition que les expériences soient bien préparées. Cette méthode permet d'arriver rapidement aux meilleurs résultats possibles, éviter de réaliser des expériences inutiles, et permettre d'avancer à coup sûr.

Références :

- [1]. M.SAIDI, AS_CHERIF, E SEDIKI, B ZEGHMATI *tude comparative de la capacité de sorption des matériaux de construction à base de terre, Le printemps de l'éco-construction pecoc2019* (2ème édition)
- [2]. Soudani, L., McGregor, F. & Morel, J-C. *Analysis of the water absorption test to assess the intrinsic permeability of earthen materials* Fabbri, A., *Construction and Building Materials*, vol. 199, pp. 154-162.
- [3]. Xiaofu Wang, Xiong Zhang, *Component optimization of porous permeable brick in "sponge city" based on rainfall area division*, E3S Web of Conferences 237, 03004 (2021),
- [4]. Fabbri, L. Soudani, F. McGregor, J. C. Morel, *Analysis of the water absorption test to assess the intrinsic permeability of earthen materials*, *Constr. Build. Mater.* 199 (2019) 154–162.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.014>
- [5]. Abdelhak MAACHI, , *In Philippe Devillers, Jonathan Rabary, fluence de la terre sur les propriétés physiques de briques de terre crue*, RUGC 2020
- [6]. L. Laou, L Ulmet, S Yotte, SAA Said, P Maillard, S Rossignol , *l'évaluation des propriétés hydriques des briques en terre crue en fonction de leurs compositions et leurs microstructures*. *AJCE - Special Issue*
- [7]. Yacine Labiad, A Meddah, M Beddar, L Pantelidis , *Study on characterization, mechanical, and thermal properties of Alfa fiber–reinforced compressed earth blocks incorporating crushed brick waste*, *Arabian Journal of Geosciences*
- [8]. Imane Boucheфра, Fatima Zahra EL Bichri, Hassan Chehouani *, Brahim Benhamou, *Mechanical and thermophysical properties of compressed earth brick reinforced by raw and treated doom fibers*, *Construction and Building Materials*
- [9]. AFNOR XP (2001) P13–901 *Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : Définitions-Spécifications-Méthodes d'essais-Conditions de réception*, French standard (In french)
- [10]. AFNOR NF EN 18-459, *Béton - Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique*
- [11]. AFNOR P 18-406, *Bétons - Essai de compression*
- [12]. ISO 17892-11 :2019, *Essais de laboratoire sur les sols, Partie 11 : Essais de perméabilité*

INVESTIGATION SUR LES PROCÉDES DE MISE EN ŒUVRE EXPERIMENTALE D'UN BETON DE TERRE CRUE : IMPACT SUR LA PERFORMANCE MECANIQUE

Atmane KATTI^{1,2}, Saber IMANZADEH^{1,2}, Armelle JARNO², Tariq OUAHBI², Said TAIBI², Eduardo SUZA DE CURSI¹

¹INSA Rouen Normandie, Normandie Univ, LMN UR 3828, F-76000, Rouen, France.

²Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France.

Résumé. Les enjeux écologiques, environnementaux et économiques encouragent aujourd'hui l'utilisation des matériaux à base de terre crue, qui présentent un impact carbone très limité avec une consommation d'énergie grise quasiment nulle, que ce soit dans les phases de transformation ou de transport, car c'est un matériau à très faible coût de fabrication composé généralement des constituants biosourcés accessibles, disponibles et recyclable. Il existe différentes techniques pour construire en terre crue : l'adobe, la bauge, le pisé, la brique de terre comprimée (BTC) et la terre coulée où le procédé de mise en œuvre est similaire à celui d'un béton traditionnel. Bien que l'ajout de bio-liants à la terre soit à terme le but recherché, on a encore parfois recours à des liants minéraux en faible quantité pour atteindre les performances mécaniques requises pour son utilisation dans l'aménagement des travaux publics et du bâtiment. La comparaison des études menées sur ce matériau s'avère souvent difficile car les protocoles expérimentaux sont souvent différents et la matière première 'terre' présente des caractéristiques granulométriques différentes. Afin d'établir des normes et recommandation pour ce matériau, il convient de rationaliser les procédés de mise en œuvre en établissant des protocoles de fabrication. L'objectif de l'étude consiste à comparer les différentes méthodes de préparation du béton de terre crue en lien avec la résistance à la compression atteinte en insistant sur les points délicats associés à cette mise en œuvre expérimentale comme la dessiccation induisant la non saturation et son impact sur les performances mécaniques.

Abstract. Ecological, environmental, and economic issues today encourage the use of raw earth-based materials, which have a very limited carbon impact with almost zero gray energy consumption, whether in the transformation or transport phases because it is a material with very low manufacturing costs generally composed of accessible, available and recyclable bio-sourced constituents. There are different techniques for building with raw earth: adobe, cob, rammed earth, compressed earth brick (CEB), and poured earth where the implementation process is similar to that of traditional concrete. Although the addition of bio-binders to the earth is ultimately the desired goal, we still sometimes resort to small quantities of mineral binders to achieve the mechanical performance required for their use in the development of public works and buildings. Comparison of studies on this material often proves difficult because the experimental protocols are different and the raw material 'earth' has different particle size characteristics. To establish standards and recommendations for this material, manufacturing processes must be rationalized by establishing manufacturing protocols. The objective of the study is to compare the different methods of preparing raw earth concrete concerning the achieved mechanical resistance, emphasizing the delicate points associated with this experimental implementation such as desiccation inducing non-saturation and its impact, on mechanical performance.

Mots clés : Béton en terre crue, Protocoles expérimentaux, Dessiccation, Résistance à la compression

Keywords: Raw earthen concrete, Experimental protocols, Desiccation, Compressive strength

1 Introduction

La construction en terre crue offre des avantages économiques, environnementaux et écologiques dans les secteurs des travaux publics et du bâtiment. Sur le plan économique, elle permet une réduction des coûts d'acheminement et d'approvisionnement, car la terre est disponible localement. Sur le plan environnemental, elle préserve la morphologie des sites de construction sans les dénaturer. Sur le plan écologique, elle contribue à des gains énergétiques, à une réduction de l'utilisation des liants hydrauliques [1]. Le développement des études sur la terre crue a incité les organismes de normalisation à établir des définitions et des recommandations pour différentes techniques de construction [1], [2] telles que la brique de terre comprimée BTC, l'adobe, le torchis, le pisé, etc. Ces recueils se concentrent souvent sur quelques paramètres des terres utilisées, tels que la taille des particules, la teneur en eau, la limite de plasticité, de liquidité et la nature des fibres végétales à incorporer dans les mélanges.

Cependant, la comparaison des études sur ce matériau est complexe en raison des protocoles expérimentaux variés et des différences granulométriques de la matière première, la terre. Afin d'établir des recommandations pour la terre crue [3], [4], et particulièrement les bétons de terre coulée, il est crucial de rationaliser les procédés de fabrication en élaborant des protocoles standardisés. L'étude vise à faire une comparaison sur les différentes méthodes de préparation du béton de terre coulée, avec une approche qualitative en utilisant le principe du diagramme d'Ishikawa (Figure 1) en mettant l'accent sur les résultats de la résistance à la compression des échantillons tout en soulignant les défis associés à la dessiccation, qui peut entraîner une non-saturation et avoir un impact sur la durabilité du matériau.

Cette étude se base sur des publications récentes de 2017 à 2023 ([5], [6], [7], [8], [9], [10]), traitant de la construction en terre coulée et des résultats obtenues concernant uniquement la résistance à la compression. Le choix de ces articles est motivé par l'importance des paramètres étudiées dans la description du comportement désiré de l'ouvrage ou d'un élément structurel du bâti.

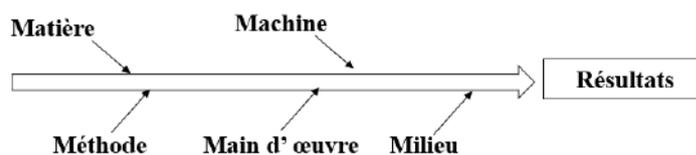


Figure. 1. Diagramme d'Ishikawa

2 Protocoles expérimentaux

Les protocoles expérimentaux examinés se déroulent en deux phases principales : la production des éprouvettes et la réalisation des essais. La première phase inclut la caractérisation du matériau terre et des liants, ainsi que la méthode de fabrication des échantillons. La seconde phase aborde les dispositifs expérimentaux variés et la conduite des essais pour évaluer la résistance à la compression du matériau.

2.1. Matière

La caractérisation des matériaux utilisés dans la fabrication des bétons de terre coulée, tels que la terre et les liants (chaux, ciment et les bio-liants) et les renforts (fibre végétales) est essentielle pour garantir la qualité et les performances du matériau de construction final. Les aspects à considérer lors de la caractérisation de ces constituants sont la granulométrie et les propriétés physico-chimique de la terre utilisée ; le type de fibres (longueur et diamètre des fibres, teneur en fibres) ; l'ajout des liants et des additifs. Le tableau 1 présente un inventaire des constituants utilisées pour la réalisation d'un béton de terre coulée. Il indique une large variété de terre utilisé : de l'argile, passant par la terre limoneuse et enfin du sable et du gravier dans certains cas, cela est très caractéristique des bétons de terre coulée, qui s'explique par le fait d'avoir une granulométrie allant des fines aux grandes particules permettant d'accroître le volume solide après un temps de cure. L'observation indique la présence dans l'échantillonnage d'article choisi des fibres, des liants minéraux (ciment, chaux), des bio-liants comme l'alginate, le Glucono-d-Lactone (GDL- gélifiant) et le mucilage de cactus. Les additifs chimiques comme le sodium-hexamétaphosphate, qui joue le rôle d'un défloculant pour les terres argileuses et le superplastifiant permettant de diminuer la quantité d'eau dans les différents mélanges.

Tableau 1. Constituants proposés dans la littérature

Auteurs	Terre	Liant	Additif	Fibre
Suárez-Domínguez et al. 2017	Sol Champayan [70%, 90%] (7.7% Argile, 16.9% Limon and 75.4% Sable)	Chaux [6%, 20%] Adhésif [0%, 10%]	Mucilage de cactus [10%, 20%]	-
Imanzadeh et al. 2018	Sable-Limoneux [42%, 76%]	Chaux [0%, 12%] Ciment [4%, 16%]	Superplastifiant Tempo 10	-
Ngo et al. 2020	Sol argileux [0%, 25%] Sol sableux [40%, 80%]	Chaux [2%, 3%] Ciment [7%, 9%]	-	Chanvre [0%, 2%]
Gourav et al. 2020	Sol limoneux (57% Sable, 13% Limon et 30% Argile) Sol argileux (37% Sable, 23% Limon et 40% Argile)	Ciment [7.14%, 11.12%]	Superplastifiant Tempo 10	-

Pinel et al. 2021	Argilo-Calcaire, AC 0 –100 Carrières du Boulonnais	Glucono-d-Lactone [1.35%, 2%] Alginates [0.3%, 0.5%]	Sodium-hexa métaphosphate [2%, 2.5%]	-
Vijay et al. 2023	Latérite	Eau/Ciment ratio [0,45 - 0,7]	Superplastifiant [0, 3%]	-

2.2. Méthode et milieu

La fabrication d'échantillons de béton de terre coulée implique plusieurs étapes pour garantir la qualité et la représentativité des résultats obtenus lors des essais. La figure 2 ci-dessous présente les processus de fabrication d'échantillons pour ce type de matériau. Il représente le temps de mélange, de conservation et le temps de cure du mélange. Certains auteurs se contentent d'indiquer l'homogénéité après mélange des constituants sans préciser les temps de mélange sec ou humide (avec l'ajout d'eau), néanmoins le paramètre important reste le temps de cure, qui est systématiquement indiqué allant de 7 jours à 90 jours [6] en passant par une majorité d'étude à 28 jours, sauf pour l'étude de Pinel et al. 2021 [9] avec un démoulage après un temps de conservation dans le moule de 24 heures. Les études de Imanzadeh et al. 2018 [6] et Ngo et al. 2020 [8] évoluent dans un milieu contraint de laboratoire respectivement avec une température de 20 à 22°C et une humidité relative de 50 % à 90 %.

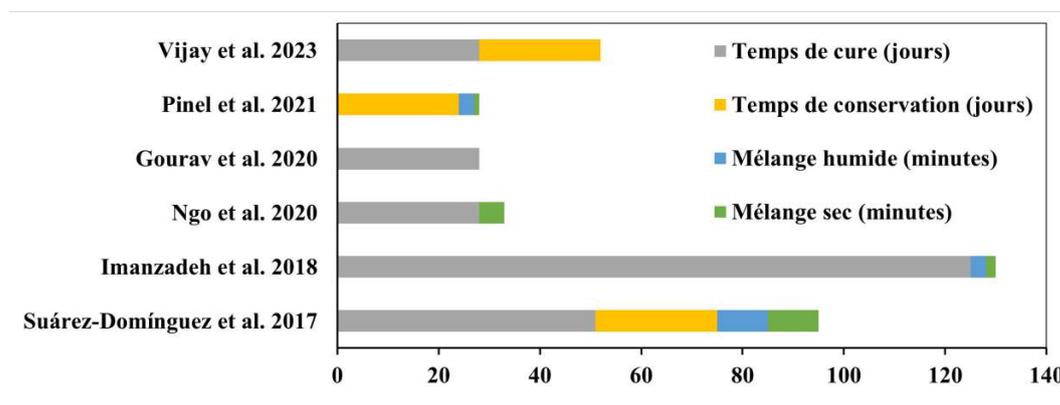


Figure. 2. Etape de réalisation des mélanges proposés dans la littérature

Le test du cône d'Abrams est un indicateur clé dans la fabrication des bétons de terre coulée, il permet de renseigner l'état rhéologique, c'est-à-dire la coulabilité du mélange pendant la mise en œuvre. La figure 3 présente les différentes classes d'affaissement reporté par les auteurs, pour Imanzadeh et al. 2018 [6] obtient un mélange de classe S3, Ngo et al. 2020 [8] gravite entre S2 et S4, Gourav et al. 2020 [7] présente un mélange avec une classe d'affaissement de S2 et Pinel et al. 2021 [9] un mélange très liquide avec un affaissement de classe S4. La différence s'explique par la variété des constituants utilisées, comme par exemple les bio-liants, les superplastifiants et dans le cas de Pinel et al. 2021 [9] la présence du gélifiant.

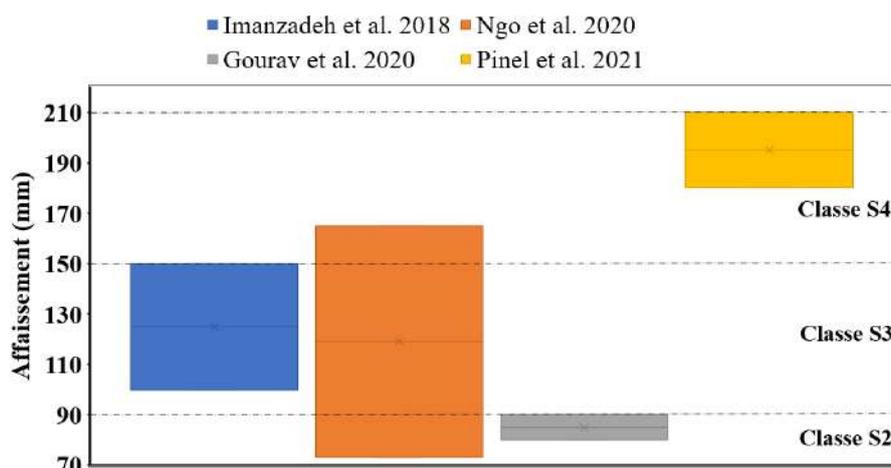


Figure. 3. Niveau d'affaissement pour les études sélectionnées

2.3. Dispositifs expérimentaux

Les dispositifs expérimentaux couramment utilisés pour caractériser ce type de matériau sont généralement un malaxeur pour mélanger les constituants, une table vibrante ou bien une aiguille vibrante pour l'homogénéisation durant la mise en œuvre, une presse électromécanique de capacité allant de 30 à 300 kN avec un pas de test compris entre 0.05 mm/min à 1 mm/min équipé d'un capteur de force, un capteur de déplacement et une unité d'acquisition et de suivi.

2.4. Résultats et discussion

Il est important de suivre des procédures normalisées et de documenter soigneusement chaque étape du processus de fabrication des échantillons pour garantir la reproductibilité des résultats. Les conditions de fabrication et de cure doivent être cohérentes avec les paramètres étudiés. Dans le cas de la sélection d'articles proposés, le tableau 2 ci-dessous présente les résultats obtenus par les auteurs.

Tableau 2. Résistance à la compression obtenue par auteur

Auteurs	Résistance à la compression minimum (MPa)	Résistance à la compression maximum (MPa)	Résistance à la compression moyenne (MPa)
Suárez-Domínguez et al. 2017	0,04	2,40	1,218
Imanzadeh et al. 2018	1,00	4,80	2,9
Ngo et al. 2020	1,00	5,00	3
Gourav et al. 2020	5,26	22,52	13,89
Pinel et al. 2021	0,35 *	0,39 *	0,37 *
Vijay et al. 2023	15,00	47,70	31,35

*Résistance à son poids propre

Les valeurs indiquées dans le tableau concernant les bétons de terre coulée sont associées aux proportions des liants en présence dans le mélange. Suárez-Domínguez et al. 2017 [5] ont obtenu les valeurs de la résistance à la compression variant entre 0,04 et 2.4 MPa avec l'ajout d'un bio-liant de type mucilage de cactus en plus de la chaux, du ciment et des fibres de paille à 0.01 %. Imanzadeh et al. 2018 [6] ont obtenu les valeurs de la résistance à la compression variant entre 1 à 4,8 MPa, avec [4, 16%] de ciment, [0, 12%] de chaux et l'ajout de superplastifiant pour réduire la quantité d'eau dans le mélange. Ngo et al. 2020 [8] ont obtenu la valeur de la résistance à la compression variant entre 1 à 5 MPa, avec [7, 9%] de ciment, [2, 3%] de chaux et la présence de fibre de chanvre à 2%. Gourav et al. 2020 [7] ont étudié la coulabilité des bétons de mélange de terre argileuse et limoneuse, dans le cas de réalisation d'un mur monolithique, ils ont obtenu des valeurs de résistance à la compression variant entre 5,26 et 22,52 MPa. Leurs résultats ont démontré que le sol argileux tend à réduire la résistance à la compression par rapport aux sol limoneux. Pinel et al. 2021[9] ont étudié l'influence des bio-liants en l'occurrence « l'alginate » et le glucono-d-lactone (GDL) dans la résistance d'un mur à l'échelle ½ soumis à son poids propre après un temps de conservation de 24 heures dans le coffrage. Ils ont obtenu une valeur moyenne de la résistance à son poids propre égale à 0,37 MPa. Vijay et al. 2023 [10] ont étudié béton de terre coulée avec un ratio eau/ciment de 0,47 à 0,7 et l'influence de l'ajout de superplastifiant de l'ordre de 0 à 3%. Ils ont obtenu les valeurs de la résistance à la compression variant entre 15 et 47,7 MPa pour une terre latérite.

L'ajout d'un liant, minéral ou bio-liant dans le cas des bétons de terre coulée recensé dans les études a pour but d'assurer la cohésion et la prise du matériau, ce qui lui confère des propriétés permettant son utilisation dans la construction. Cependant, la mise en œuvre par coulage induit une densité relativement faible, différente des densités sèches plus élevées observées dans les autres techniques de construction en terre crue. Cette faible densité de mélange en présence des sols argileux, expose le matériau à des fissurations par dessiccation.

Des études, telles que celles de Ngo et al. 2020 [8], se sont penchées sur la fissuration par dessiccation. Ces recherches proposent des solutions, notamment le renforcement du béton de terre coulée à l'aide des fibres végétales, pour contrer les contraintes de traction induites par la dessiccation.

3 Conclusion

L'étude du béton de terre coulée, en tenant compte de ses propriétés mécaniques et de la phénoménologie de la dessiccation, revêt une importance tant sur le plan environnemental que dans le domaine de la construction. En combinant ces aspects avec l'utilisation de protocoles standardisés, il devient possible d'atteindre une cohésion dans les résultats expérimentaux, même face aux variations des terres utilisées et de leurs liants. On constate :

- La résistance à la compression d'un béton de terre coulée dépend de la bonne distribution granulométrique des sols et de la nature des liants utilisées, avec comme point commun la présence de l'argile qui tend à réduire la résistance à la compression.
- Le renforcement par des fibres végétales permet de réduire l'apparition des fissurations provoqué par la dessiccation.
- Les additifs de l'industrie cimentaire comme les bio-additifs réduisent la quantité d'eau dans les mélanges sans toutefois nuire aux conditions de mise en œuvre (coulabilité) du béton de terre coulée.

L'intérêt d'étendre les investigations à une population de donnée plus importante réside dans l'amélioration de la compréhension du comportement des bétons de terre coulée afin de maîtriser la prédiction des désordres susceptibles de survenir lors de la mise en œuvre sur le terrain par les entreprises de construction. Cette approche, orientée qualité, contribue non seulement à l'efficacité sur le chantier, mais également à la durabilité et à l'impact positif sur l'environnement dans le secteur de la construction.

Références

- [1] Delgado, M.C.J., Guerrero, I.C. *Earth building in Spain*. Construction and Building Materials 20, 679–690. (2006).
- [2] Niroumand, H., Zain, M.F.M., Jamil, M. *Various Types of Earth Buildings*. Procedia - Social and Behavioral Sciences, 2nd Cyprus International Conference on Educational Research (CY-ICER 2013) 89, 226–230 (2013).
- [3] Van Damme, H., Houben, H. *Earth concrete. Stabilization revisited*. Cement and Concrete Research, Report of UNEP SBCI WORKING GROUP ON LOW-CO2 ECO-EFFICIENT CEMENT-BASED MATERIALS 114, 90–102 (2018).
- [4] Ronsoux, L., Moevus, M., Jorand, Y., Maximilien, S., Olagnon, C., Anger, R., Fontaine, L. *Poured Earth as concrete*, in: Terra 2012, XIth International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage. Lima, Peru, p. Theme 6: research in materials and technology for conservation and contemporary architecture (2012).
- [5] Suarez-Dominguez, E., Aranda-Jiménez, Y., Zúñiga-Leal, C., Leon-Ramirez, A. *Effect of the addition of cactus mucilage and fibers to samples of poured earth*. International Journal of Engineering Science & Research Technology 6, 132–136 (2017).
- [6] Imanzadeh, S., Hibouche, A., Jarno, A., Taibi, S. *Formulating and optimizing the compressive strength of a raw earth concrete by mixture design*. Construction and Building Materials 163, 149–159 (2018).
- [7] Gourav, K., Ullas, S.N., Venkatarama Reddy, B.V. *Studies on properties of Flowable Earth Mix concrete for monolithic load bearing walls*. Construction and Building Materials 250, 118876. (2020)
- [8] Ngo, D.C., Saliba, J., Saiyouri, N., Sbartai, Z.M., 2020. *Design of a soil concrete as a new building material – Effect of clay and hemp proportions*. Journal of Building Engineering 32, 101553 (2020).
- [9] Pinel, A., Prud'homme, E., Charlot, A., Fleury, E., Jorand, Y. *Earthen construction: Demonstration of feasibility at 1/2 scale of poured clay concrete construction*. Construction and Building Materials 312, 125275 (2021).
- [10] Vijay, A., Sajeeb, R., Ravi, A., Ramaswamy, K.P. *Effect of dosage of superplasticizer on earth concrete*. Materials Today: Proceedings (2023).

ANALYZING THE HYGROTHERMAL REGULATION (WATER VAPOR RESISTANCE) OF A COMPRESSED AND STABILIZED RAW EARTH BRICK THROUGH EXPERIMENTAL DESIGN: IMPACT OF SOIL PROPERTIES, MOISTURE CONTENT, PRESSING RATE, AND CURING METHOD

Meriem LAMMARI¹, Mohamed BENCHEIKH²

¹ Laboratory Development of Geo-Materials, Mohamed Boudiaf M'sila University, M'sila, Algeria, meriem.lammari@univ-msila.dz

² Laboratory Development of Geo-Materials, Mohamed Boudiaf M'sila University, M'sila, Algeria, mohamed.bencheikh@univ-msila.dz

Abstract: Earthen constructions are becoming popular for their ecological nature and efficient hygrothermal regulation. These buildings use locally sourced materials such as soil and sand, which significantly reduces the carbon footprint compared to traditional building materials. Their natural permeability allows them to adjust indoor moisture levels by absorbing or releasing ambient moisture. In addition, earthen constructions have excellent thermal inertia, which allows them to efficiently store and distribute heat, thus reducing the need for additional heating and cooling. To better understand the humidity and temperature regulation capacity of earth bricks, a study was conducted, in order to evaluate the influence of earth characteristics, the compression ratio and the hardening method on the hygrothermal properties of the bricks. Different brick samples were produced with variable parameters, and their humidity and storage/release temperature, as well as water vapor resistance, were measured and analyzed. The study revealed that the characteristics of the mixture composition, significantly affect the hygrothermal regulation capacity of the bricks. Optimal moisture regulation is achieved by maintaining an appropriate parameters in the mixture. In addition, the compression ratio and the hardening method used also have an impact on the hygrothermal properties of the bricks, resulting in variations in porosity, absorption and water vapour resistance.

Keywords: Hygrothermal properties, Raw earth brick, Compression rate, Curing method.

Résumé: Les constructions en terre deviennent populaires pour leur nature écologique et leur régulation hygrothermique efficace. Ces bâtiments utilisent des matériaux d'origine locale comme la terre et le sable, ce qui réduit considérablement l'empreinte carbone par rapport aux matériaux de construction traditionnels. Leur perméabilité naturelle leur permet d'ajuster les niveaux d'humidité intérieure en absorbant ou en libérant l'humidité ambiante. En outre, les constructions en terre ont une excellente inertie thermique, ce qui leur permet de stocker et de distribuer efficacement la chaleur, réduisant ainsi le besoin de chauffage et de refroidissement supplémentaires. Pour mieux comprendre la capacité de régulation de l'humidité et de la température des briques de terre, une étude a été menée, afin d'évaluer l'influence des caractéristiques de la terre, du taux de compression et de la méthode de durcissement sur les propriétés hygrothermiques des briques. Différents échantillons de briques ont été produits avec des paramètres variables, et leur humidité et la température de stockage / libération, ainsi que la résistance à la vapeur d'eau, ont été mesurés et analysés. L'étude a révélé que les caractéristiques et la composition du mélange, affectent de manière significative la capacité de régulation hygrothermique des briques. Une régulation optimale de l'humidité est obtenue en maintenant certains paramètres dans le mélange. De plus, le taux de compression et la méthode de durcissement utilisée ont également un impact sur les propriétés hygrothermiques des briques, entraînant des variations de porosité, d'absorption et de résistance à la vapeur d'eau

Mots clés: Propriétés hygrothermiques, brique de terre crue, taux de compression, méthode de durcissement.

1 Introduction :

The building sector has increasingly prioritized sustainable construction, with a particular emphasis on incorporating geo-sourced materials, such as unfired bricks. Among these materials, raw earth bricks have emerged as a promising solution due to their abundance, local availability, and eco-friendliness. Over time, these bricks have undergone significant advancements in production techniques, transitioning from traditional manual methods to more advanced processes. As a result, they have become a durable and environmentally responsible alternative to concrete, contributing to sustainable building practices. [1,3]

The hygrothermal properties of a raw earth brick refer to how this material interact with heat and moisture, It is known that this materials regulate ambient humidity, thus facilitating the creation of a comfortable and healthy indoor microclimate. Humidity control also helps prevent mold and material degradation. One of the key parameters that determine the hygrothermal regulation of this bricks is the water vapor permeability, it's an essential feature that effectively regulates the heat and moisture of stabilized and compressed raw earth brick constructions. These structures allow a natural regulation of indoor humidity by promoting the passage of water vapor through the walls.[4,5]

It is also know that from the point of view of energy efficiency, raw earth brick constructions have different advantages. Their permeability to water vapor allows natural moisture regulation, and improves durability of earth walls [6] and reduces repairs/maintenance, and dependence on expensive ventilation systems. Overall lower energy needs so, positively impacts energy efficiency over the long-term.[7]

The water vapor permeability of a compressed and stabilized raw earth brick depends on several factors such as the composting of the mixture noting the type and dosage of the stabilizer, the water content, as well as the compression rate exerted for the manufacture of bricks, and obviously the methods of cure and conservation. Therefore, in this paper we will study the influence of these parameters on the water vapor permeability and the hygrothermal regulation of a raw earth bricks.

2 Materials and Methods:

2-1 Characterization of the materials:

The materials used in this study are local materials. The soil is a red clay from the Chaaba l'Hamra, M'sila provence (Algeria). For grain size correction, dune sand is used. For stabilization cement (class CEMI/42.5) and lime. Characterization tests Atterberg limits according to NF P 94-051 standard , particle size analysis,mineralogical composition through X-ray diffraction analysis (XRD) were made on the used earth

Table 1: soil characterization

Atterberg limits										
WL = 24.08%			WP = 18.74%				IP= 5.34%			
Mineralogical composition										
R.wp	Calcite	Dolomite	Quartz	Pyrite	Illite	Chlorite	Kaolinite	Albite	Co2 XRD	LOI
7.05	55.24	10.95	7.9	0.26	18.72	5.31	1.25	0.37	29.52	27
Particle size analysis: loamy sandy soil										

2-2 Manufacturing:

To further enhance the hygrothermal properties of the earth bricks, varying percentages of dune sand are included in the mixtures. three different percentages: 0%, 25%, and 50% are used. As well for the

stabilization, proportions of 0%, 10% of cement and lime respectively .This allows us to evaluate the impact of these materials on the performance and characteristics of the bricks.

The amount of water used to create the different mixes ranged from 6% to 12%, depending on the specific mix being prepared. By manually preparing the mixes, it allows for precise control over the ingredients and ensures consistency throughout the experiment. Placing the mixtures in a rigid cylindrical mold with specific dimensions, such as a diameter of 35mm and a wall thickness of 15mm, helps maintain high resistance during the compaction process, resulting in uniform samples. Using a manual hydraulic press with a capacity of 10 and 5 tons provides the necessary force to achieve the desired compression level for the bricks. Once the compression is complete, extracting the sample using the same press ensures a standardized approach to the testing procedure. As for the cure methodes, samples will be kept at a temperature of 25°C and a relative humidity of 95%, and others will be kept in open air at the laboratory at a temperature of 19°C to 22°C and a relative humidity varying from 35% to 40% for a duration of 28 days for the both methods.



Figure 1: Red clay used in the fabrications of the samples



Figure 2: Raw earth samples

3 Water vapour permeability:

The water vapor permeability test, is a laboratory method used to measure the ability of a material to allow the passage of water vapor through it. To carry out the water vapour resistance test on the raw earth bricks, the following steps will be followed:

- Prepare the samples and dry them at a temperature of 105°C for 24 hours (Dry mass measurement m_1)
 - Establishment of a test chamber (storage tank) that must be equipped with a device to generate water vapour and a cover to prevent air or vapour leakage.
 - Place the brick samples in the chamber with the steam generator for 24 hours with a temperature ranging from 15°C to 17°C and a relative humidity between 75% and 95%.
- After 24 hours, the mass of the bricks m_2 is measured and the flow of water vapour absorbed by the bricks

4 Design of Experiment (DOE):

It is a statistical approach used to optimize processes and systems. It allows to determine the impact of different variables on a specific response, manipulating factors at different levels. The MINITAB software is a statistical software widely used for this method , it offers the possibility to generate graphs highlighting the main characteristics of the study, in order to facilitate the experimental calculation

5 Results and Interpretation:

5-1 Effects diagram (Pareto diagram)

The diagram (figure 03) shows the factors (A, B,C, D, E,F) which influence the water vapour absorption rate of the raw earth specimens, the factor A which is the percentage of red earth, ie the composition of the mixture is the most influential, as well as the type of stabilizer used.

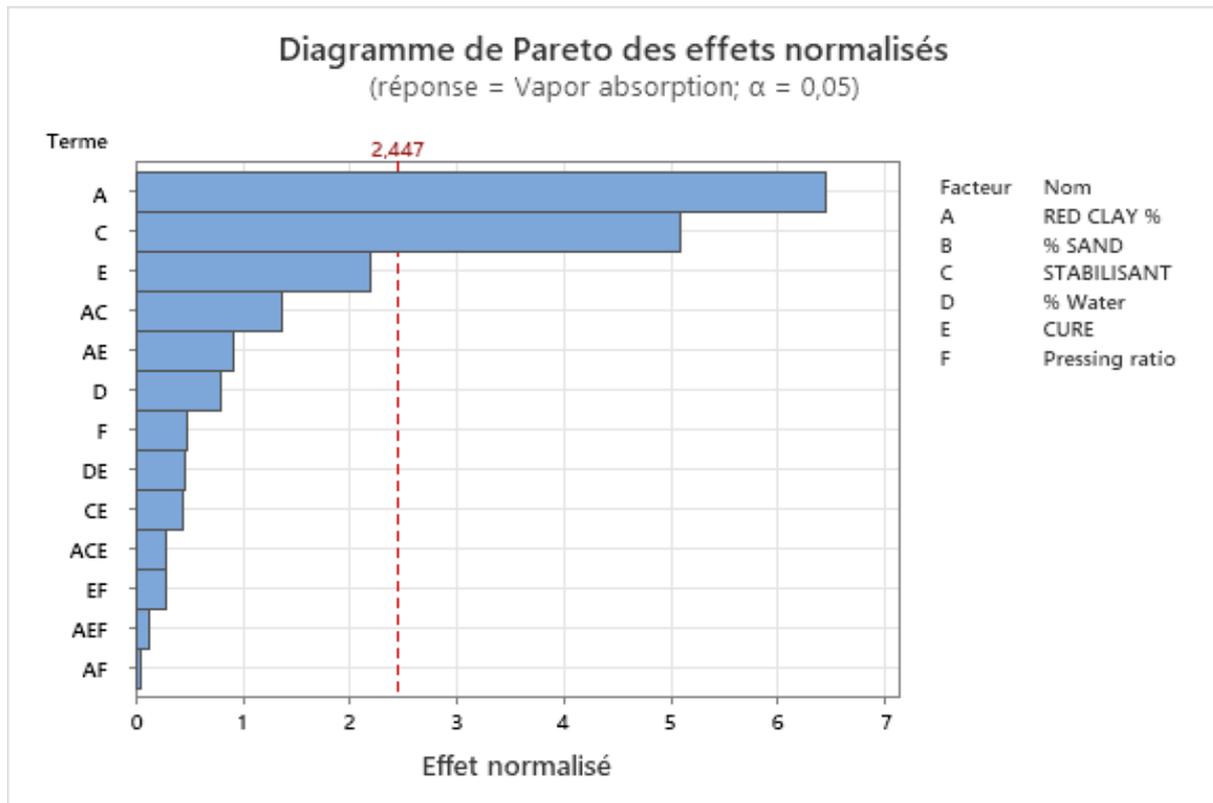


Figure 03 : Pareto diagram

5-2 Diagram of main effects:

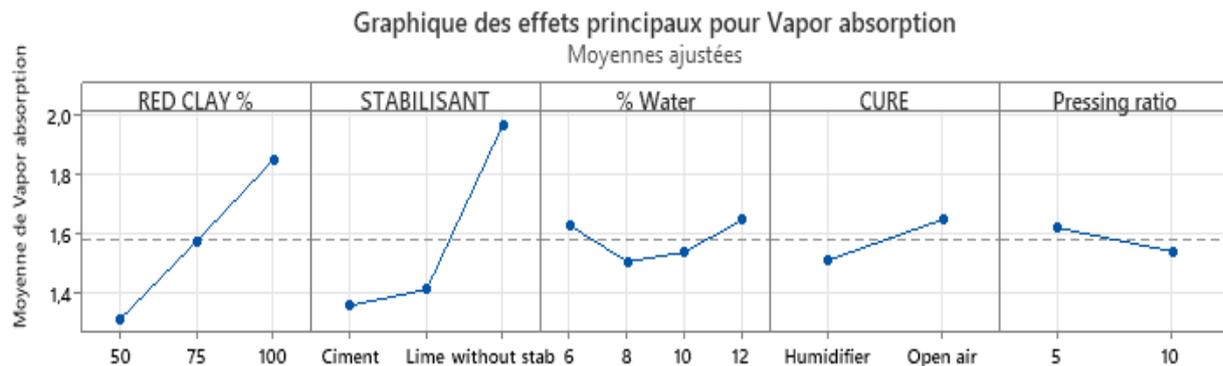


Figure 04 : The main effects diagram

The diagrams (figure04) show the following results:

- For mixing, samples containing only red soil (without sand) have higher absorption than those containing 75% red soil and 25% sand. Samples made of half earth and half sand show reduced water vapour absorption.
- As regards the type of stabilizer, samples using cement show less absorption than those using lime. In contrast, samples without stabilization showed higher absorption.
- In terms of storage mode, samples stored in an humidifier (95% humidity and 25°C) show reduced absorption compared to samples stored in the open air.
- With regard to the compressive force, samples subjected to a pressure of 5 tonnes have a higher absorption than those compressed with a force of 10 tonnes.

5-3 Interaction diagram between factors:

The interaction diagram of the factors, is used to study the influence of the different combinations of factors on a dependent variable, in our case and from the results presented in figures 5,6,7 we note that: The ideal combination is represented by mixtures composed of only red earth without sand. These mixtures are then compressed at a rate of 5 tonnes and stored in open air, which allows higher steam absorption and gives excellent hygrothermal regulation

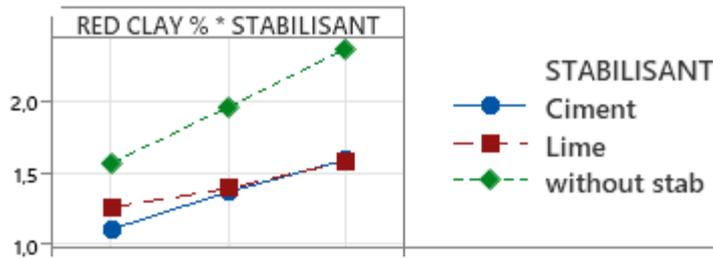


Figure 05 :Interaction diagram between % red clay and stabilisation

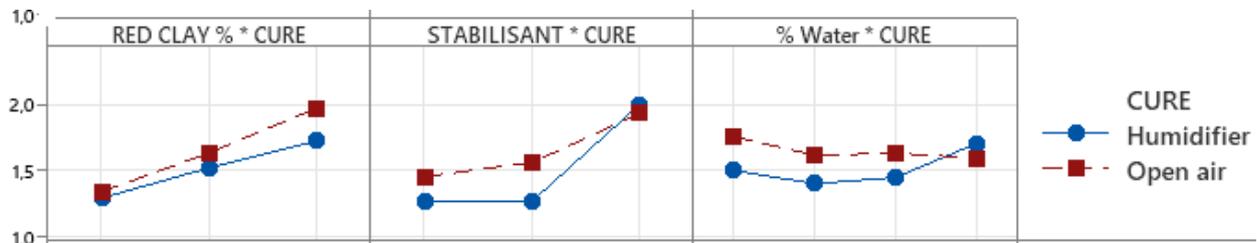


Figure 06 :Interaction diagram between % red clay, stabilisation, cure and % water

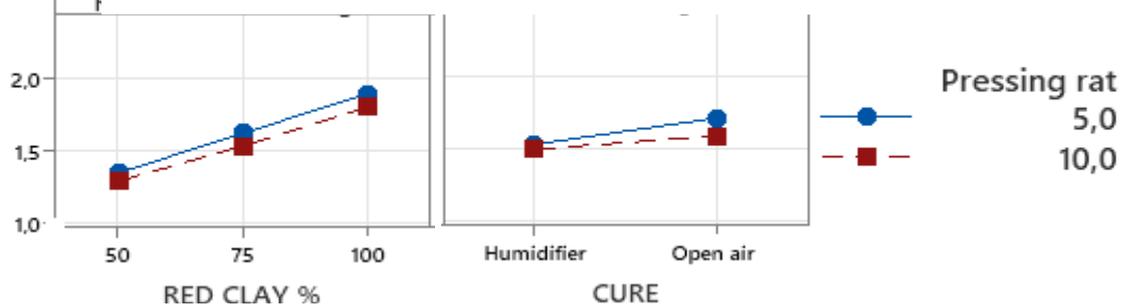


Figure 07 :Interaction diagram between % red clay, cure and pressing

6 Conclusion:

This study aimed to explore how different blends and factors related to the making of unfired earth bricks affect their ability to absorb vapor and regulate moisture and temperature. Using an experimental design methodology, it was found that the water vapor absorption levels varied among different soil samples due to several factors. The inclusion of sand in the blend reduced absorption, while adding stabilizers like cement or lime also affected absorption. Notably, samples without any stabilization showed higher absorption levels. The storage conditions of the samples also mattered, with those kept in a humidifier showing lower absorption than those kept in open air. The force used in compression also had an impact, with higher pressure resulting in lower absorption rates. The findings suggest that for efficient water vapor absorption and hygrothermal regulation, the best mixtures are those made solely of red earth, without sand. These mixtures should be compressed using a force of 5 tonnes and stored in open air.

The bricks' ability to absorb a significant amount of water vapor helps in managing the humidity of the surroundings. They soak up surplus moisture when the conditions are humid and release it when the conditions are dry. This plays a key role in maintaining a stable indoor environment.

7 References:

- [1] LA NOCE, M., LO FARO, A., & Sciuto, G. *Clay-based products sustainable development: Some applications*. MDPI. (2021, January 28).
- [2] MANGO ITULAMYA.L-A, COURTEJOIE, F., FAGEL, N. *The raw earth brick: a building material to meet the needs of local populations* 2018 ARCC-EAAE International Conference Architectural Research for a Global Community (2018,May)
- [3] LABOREL-PRENERON, A., AUBERT, J-E., BERTRON, A. *Influence of straw content on the mechanical and thermal properties of bio-based earth composites*. First International Conference on Bio-based Building Materials (2015,June).
- [4] GIUFFRIDA, G, CAPONETTO,R, NOCERA, F *Hygrothermal properties of raw earth materials:a literature review*, Sustainability (2019 september)
- [5] CAGNON H., AUBERT JE., COUTAND M., *Hygrothermal properties of raw earth bricks produced in Midi-Pyrénées*, Colloque International Francophone NoMaD LMDC/ AUGC, (2012)
- [6] LAOU, L , ULMET, L, YOTTE, S, and All, *Study of hygrothermal conditions on cracking a wall of mud brick, wood and mineral mortar*. Conference: 34 th University Civil Engineering Meetings.(May 2016)
- [7] MEDJELEKH D., *Caractérisation multi-échelle du comportement thermo hydrique des enveloppes hygroscopiques*, Thèse de doctorat, Université de Limoges, (2015).

MECHANICAL BEHAVIOUR OF RAW EARTH TREATED WITH OMSW BIO SOURCED BINDERS

Raja Jamli 1,2, Saïd Taïbi 1, Mehrez Jamei 2, Oualid Limam 2, Armelle Jarno 1, Saber Imanzadeh 3

1 Normandie Univ., UNIHAVRE, CNRS, LOMC, 76600 Le Havre, France

2 National Engineering School of Tunis, Tunis El Manar university BP 37, le Belvédère, Tunisia

3 Normandie Univ., INSA Rouen Normandie, LMN, 76000 Rouen, France

Abstract & Résumé.

The production of concrete is well known as a high energy consumption and substantial carbon dioxide emissions. Consequently, the raw earth construction may be considered as emerged significant alternative for environmental conservation and mitigation of global warming. The ecological issue of raw earth stabilized by mineral binders remains an opened question to reduce the carbon emission. Organic binders would therefore constitute promising stabilizers for modern constructions in raw earth. Considering the fact that our interest was focused on the olive oil wastes, especially is some Mediterranean countries which produce important quantities, and the issue of their reuse in different applications remains an important challenge. The objective of this paper is to study the compressive strength of the composite compacted raw earth matrix resulting from the mixing of olive solid waste provided from milling procedure referred to as Olive Mill Solid Waste (OMSW). Series of unconfined compression strength (UCS) tests were carried out on a silt sandy soil and a clayey soil. This study tests the effects of the percentage of OMSW on the UCS. The results show that for a given water content and fixed curing time, the Unconfined Compressive Strength UCS increases with the Olive mill solid waste (OMSW) content. Nevertheless, we define a maximum threshold of OMSW above it UCS decreases. The results highlighted an effective role of OMSW as a stabilizing bio-binder of raw earth.

La production des matériaux de construction est considérablement énergivore et génère d'importantes émissions de dioxyde de carbone. Par conséquent, le développement de la construction en terre crue se profile comme une alternative cruciale pour la préservation de l'environnement et l'atténuation du réchauffement climatique. Néanmoins, la problématique écologique associée à l'utilisation de liants minéraux pour la stabilisation des terres crues reste un sujet de préoccupation majeure dans le cadre de la réduction des émissions de carbone. Ainsi, les liants organiques se présentent comme une option prometteuse pour les constructions contemporaines en terre crue. Notre focalisation se dirige plus particulièrement vers les déchets de la production oléicole, étant donné les quantités substantielles produites dans nos pays méditerranéens. La réutilisation de ces déchets dans diverses applications demeure un défi d'importance capitale. L'objectif inhérent à cette proposition de recherche réside dans l'analyse des effets des déchets solides issus de la production oléicole : les grignons d'olives (OMSW), sur les propriétés mécaniques de la terre crue compactée. Des séries d'essais de résistance à la compression simple non confinée (UCS) ont été entrepris sur deux types de sol, l'un limoneux et l'autre argileux. Cette étude vise à explorer l'effet de la teneur en OMSW sur l'UCS. Les résultats indiquent qu'à une teneur en eau et à un temps de cure déterminés, l'UCS augmente proportionnellement à la quantité d'OMSW. Cependant, il est possible de déterminer un optimum de teneur en OMSW au-delà duquel l'UCS commence à baisser. Ainsi, l'OMSW semble se profiler comme un bio-liant prometteur pour la stabilisation des matériaux de construction en terre crue.

Keywords: Raw earth; organic binders; biopolymers; mechanical behaviour; Olive mill solid waste (OMSW).

1 Introduction (Times New Roman 11)

The production of building materials requires large energy expenditure and considerable carbon dioxide emissions. So, the development of raw earth construction is a real alternative for integrating into the process of combating global warming. Raw earth is a construction material used for more than eleven millennia, Nevertheless, soil stabilization is essential to improve its mechanical properties and durability. Until now, the stabilization of raw earth in industrial applications and scientific studies has predominantly relied on

49 mineral binders (cement and lime). But the ecological character of raw earth stabilized by mineral binders
50 is in question because of their significant carbon production. Through certain ancient constructions and
51 traditional practices in various regions of the globe, the use of biopolymers has shown its effectiveness.
52 Hence, to replace the mineral binders, organic ones present a promising stabilizer for contemporary raw
53 earth constructions. In fact, the organic binders considered as polymers consist of long chains of molecules
54 formed by elementary links known as monomers. These extended carbon chains, inherent in living
55 organisms, possess the capability to adsorb or attach to the surface of clay sheets. This phenomenon
56 facilitates the creation of bridges that connect clay particles, enhancing the overall cohesion of the material
57 [1]. Because, the organic olive solid wastes are abundant in Mediterranean countries, such the case in
58 Tunisia which is the second world producer of olive oil, behind the European Union, the management of
59 such waste is a high challenge (all the Mediterranean countries combined with an average production of
60 180,000 tons of olive oil [2]). The milling technique employed in this process generates substantial
61 quantities of both solid and liquid wastes. The solid component is referred to as Olive Mill Solid Waste
62 (OMSW), while the liquid counterpart is known as Olive Mill Wastewater (OMWW) [8]. With an average
63 annual production in Tunisia (as a case of olive producer country) reaching 700,000 tons of OMWW and
64 350,000 to 450,000 tons of OMSW [9], these waste products represent significant deposits to be valued [3].
65 In previous studies, it has been stated that the olive mill solid waste (OMSW) is chemically composed by
66 cellulose, hemicellulose, and lignin at different percentages [4,5]. The objective of the study is to investigate
67 the impact of bio-sourced binders on the mechanical properties of compacted raw earth, by substituting
68 mineral binders this through the example of Olive mill solid waste (OMSW), with the objective of
69 demonstrating its binding characteristics and effectiveness as a stabilizer for raw earth [6,7].

70 **2 Materials and Methods**

71 Two soils have been tested: S1 is a silt sandy from Gonfreville, Le Havre region of Normandie in France
72 and S2: a clay from the Tibar region in the north of Tunisia. Gonfreville silt sandy was selected for initial
73 tests aimed at investigating the impact of incorporating OMSW on the compressive strength of the
74 compacted material. In terms of particle size analysis, two methodologies have been employed: dry sieving
75 (NF P 94-056) and sedimentometry (NF P 94-057), along with laser grain size determination (NF 3320).
76 Figure 1 presents a comparative illustration of the particle size curves obtained through these methods. A
77 marginal discrepancy in the curves is observed, with variations not exceeding 11% for the highest recorded
78 value. The clay of Tibar comes from the Tibar region in Tunisia, it was chosen on the basis of its availability
79 and abundance in the region. Given that Tibar clay serves as the primary soil under investigation for
80 studying the mechanical properties of raw earth stabilized by OMSW in the production of compressed earth
81 blocks (BTC), it is imperative to ensure the conformity of the particle size of this clay with the (XP P 13-
82 901, 2022) standard. The granular composition of the soil is determined through dry sieving and
83 sedimentometry. Figure 5 presents the grain size curve of Tibar clay and the range of soils recommended
84 for the manufacture of compressed earth blocks (BTC) according to the standard (XP P 13-901, 2022). We
85 note that the grain size curve of the soil falls outside the limit zone recommended, applied to blocks of
86 compressed raw earth, manufactured in the factory, and intended for the construction of walls and building
87 partitions. This standard recommends that for soil intended for the manufacture of BTC, it must not contain
88 more than an upper fraction or percentage of clay, in order to avoid the shrinkage and then the cracking in
89 the blocks (The percentage of clay: $\% 2\mu\text{m} < 30\%$). Otherwise, an adding of coarse fraction-soil is therefore
90 necessary. The grain size correction of the Tibar clay has been carried out using Elkhliidiya sand in the
91 following proportions: Clay 70% + Sand 30%. The results of the particle size analysis of the amended soil
92 are presented in figure 5. The OMSW utilized in the study was collected from a local olive mill plant at the
93 region of Sidi Thabit in the north of Tunisia. The particle size analysis of the OMSW was performed via
94 dry sieving in accordance with standard NF P 94-056, and the corresponding particle size distribution curve
95 is illustrated in the figure 2. A preliminary step is applied, which consists of grinding dray OMSW using a
96 stone mill till a state of fineness index 0 is obtained. A series of compression tests on samples made from a
97 silt sandy of Le Havre, and then from Tibar clay; have been performed with different OMWW rates for
98 cure time of 7 days.

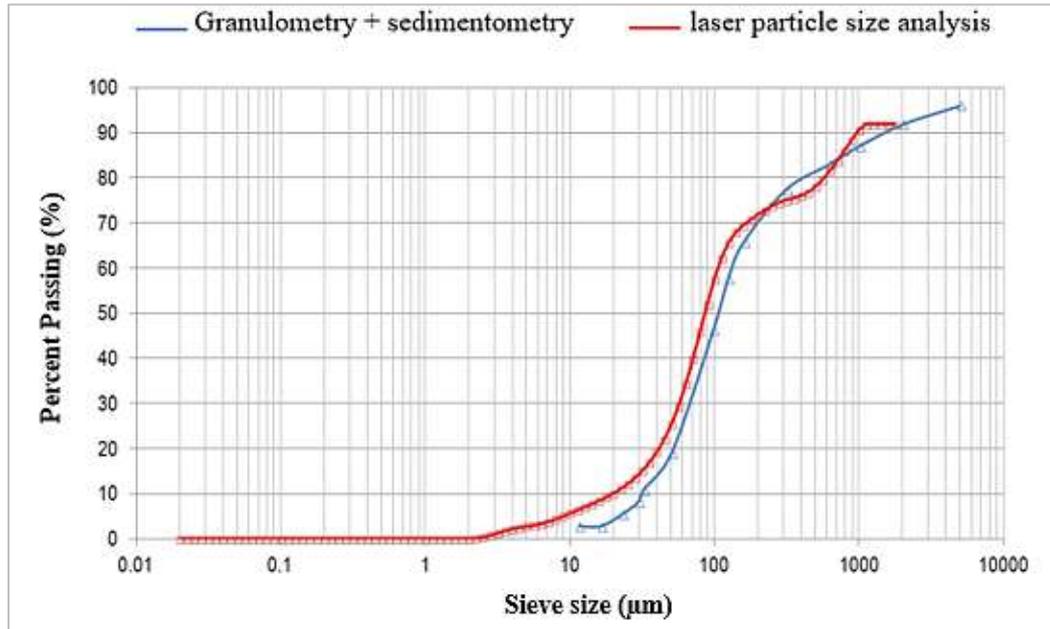
99

100

101 **3 Results (Times New Roman, bold 11)**

102 **3.1. Silt sandy (S1)**

103



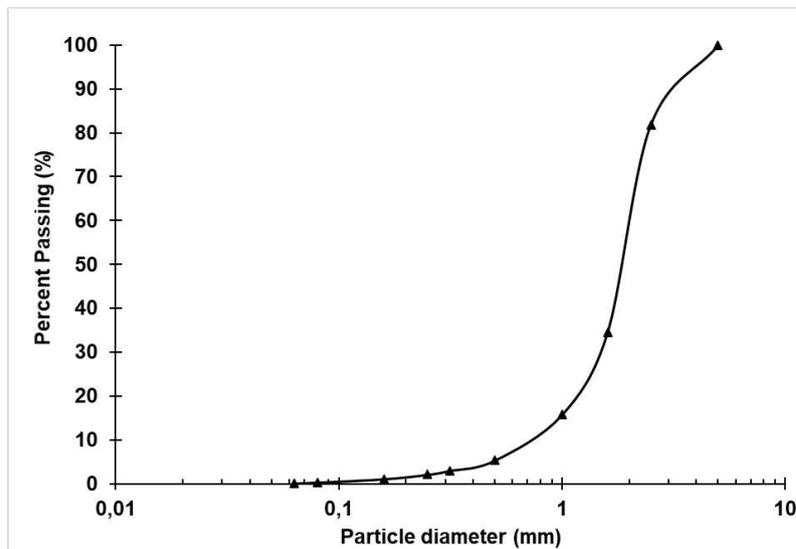
104

105

106

107

Figure 1: Grain size distribution of the silt sandy S1



108

109

110

111

Figure 2: Particle size distribution curve of OMSW

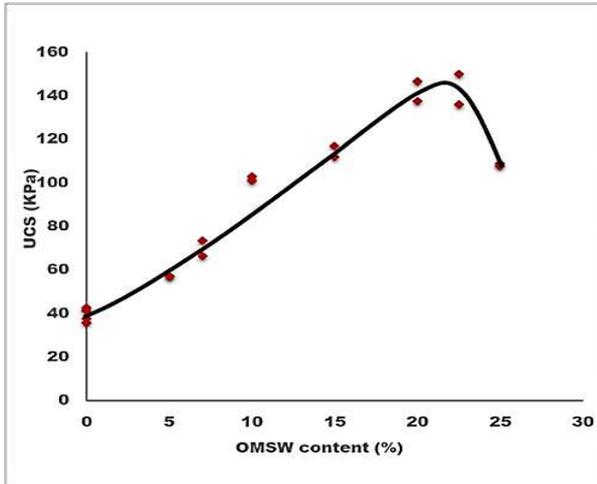


Figure 3: Compressive strength against OMSW rate

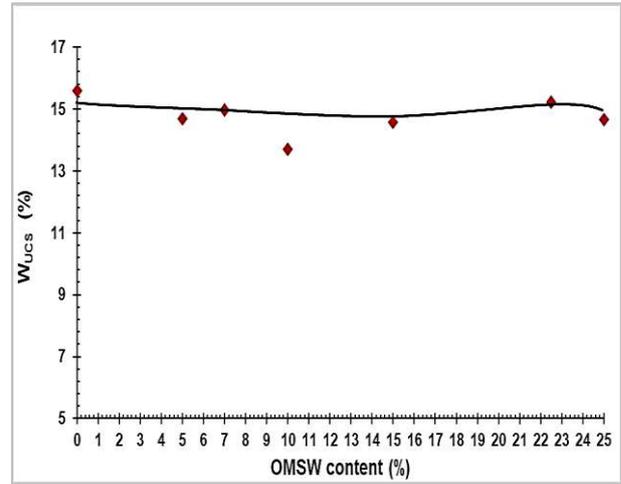


Figure 4: Final water content against OMSW rate

4. 2. Clay of Tibar (S2)

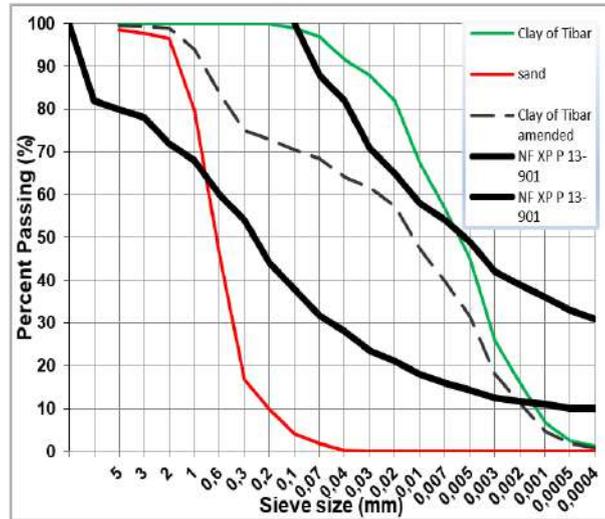


Figure 5: Grain size distribution of Tibar clay natural than amended

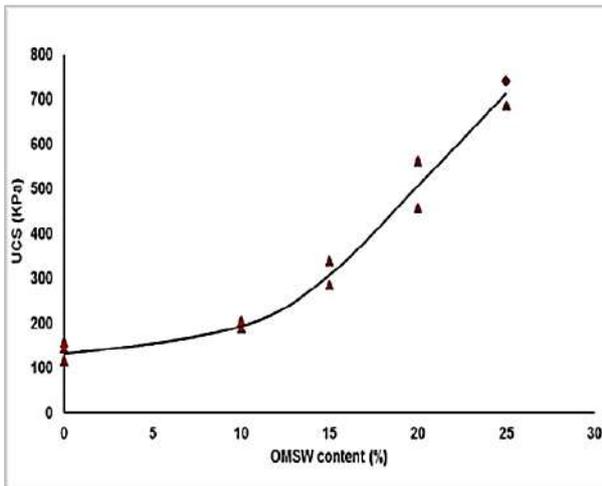


Figure 6: UCS against OMSW rate

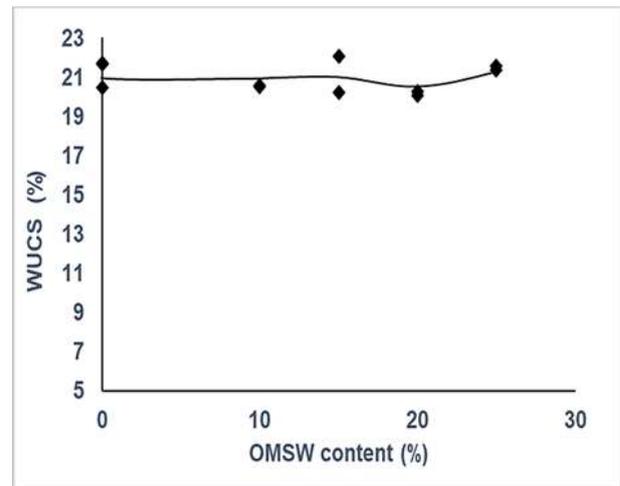


Figure 7: W_{UCS} against OMSW rate

130 **4 Discussion or Interpretation**

131 Figure 3 depicts the compressive strength for different percentages of added OMSW. We note that for the
132 low percentages of OMSW ($\leq 10\%$) the material presents a relatively low compressive resistance with a
133 pronounced ductile character comparing to the case of samples treated with more 10% of OMSW. On the
134 other hand, the percentage increase of OMSW increases the compressive strength. However, by the
135 percentage of OMSW reaching a threshold around 22%, the compressive strength started to be reduced,
136 indicating a negative role of OMSW content beyond this value (figure 3). Figure 4 presents the variation of
137 the water content at rupture as a function of the percentage of OMSW. It is noteworthy that the water
138 content is almost constant, indicating that the observed increase in unconfined compressive strength with
139 the percentage of OMSW is not attributed to variations in water content (gain in resistance by drying).
140 Rather, it is attributed to the positive influence of OMSW. Preliminary tests on the silt sandy showed an
141 obvious “binding” effect of OMSW. For the clay of Tibar, the same tendency is observed as described
142 previously for silt sandy (i.e., the increase of compressive strength with the addition of a percentage of
143 OMSW at a water content, figures 6 and figure 7). Furthermore, unlike the silt sandy, the resistance in the
144 case of the Tibar clay seems to continue to grow well beyond the 22% OMSW observed for the silt sandy.
145 The maximum OMSW content to, probably, detect the opposite positive effect of the treatment, was not
146 reached.

147 **5 Conclusion**

148 The effect of adding OMSW to compacted raw earth was studied for two different soils (Gonfreville silt
149 sandy and Tibar clay) and the same tendency was observed for the two soils: For lower percentages of
150 OMSW, the material displays relatively low resistance with a distinct ductile quality. Conversely, at a
151 higher OMSW percentages, the resistance starts to decrease. Furthermore, the deformation modulus shows
152 a consistent rise with the percentage of OMSW. Upon specific examination of the UCS (Unconfined
153 Compressive Strength) value, the adding of OMSW effectively enhances the compression resistance of raw
154 earth. However, this positive effect reaches a critical threshold, beyond which the positive influence of
155 strength improvement was not observed. Tests conducted clearly demonstrated a noticeable binding effect
156 of OMSW. This binding characteristic will be substantiated through a microstructural analysis involving
157 the examination of samples of compacted raw earth amended with a percentage of OMSW.

158 **Références**

- 159 [1] Anger. Approche granulaire et colloïdale du matériau terre pour la construction. INSA Lyon, 2011.
160 [2] A. Chouchene. Etude expérimentale et théorique de procédés de valorisation de sous-produits
161 Oléicoles. Alimentation et Nutrition. Université Alsace, 2010.
162 [3] Ali Mekki and al. Olive wastewater as an ecological fertilizer. Agronomy for Sustainable Development,
163 Springer Verlag/EDP Sciences/INRA, 2006, 26 (1), pp.61-67.
164 [4] P. Garcia and al. Thermogravimetric analysis of olive-oil residue in air atmosphere. Elsevier, Fuel
165 Processing Technology 87 (2006).
166 [5] G. Ducom et al. Caractérisation de grignons d’olives en vue d’une valorisation thermo-chimique par
167 gazéification. Elsevier, Case Studies in Construction Materials 17, 2022, pp.1-14.
168 [6] D. Eliche-Quesada. Olive Stone Ash as Secondary Raw Material for Fired Clay Bricks. Hindawi
169 Publishing Corporation, Advances in Materials Science and Engineering, 2016, Article ID 8219437, 9
170 pages.
171 [7] Nasser Chelouah et al. The influence of the addition of ground olive stone on the thermo-mechanical
172 behavior of compressed earth blocks. Mattech-journal Matériaux & Techniques 108, 2020, 203, pp.1-9.
173 [8] Gaëlle Ducom, Mathieu et al., 2019. Caractérisation des grignons d’olives en vue d’une valorisation
174 thermo-chimique par gazéification. Déchets Sciences et Techniques, INSA de Lyon, 82, pp.41-54 .
175 [9] Ajmia Chouchene. Etude expérimentale et théorique de procédés de valorisation de sous-produits
176 oléicoles par voies thermique et physico-chimique. Alimentation et Nutrition. Université de Haute Alsace,
177 France, Ecole Nationale d’Ingénieurs de Monastir, Tunisie - Mulhouse, 2010. Français. NNT :
178 2010MULH4891.

EVALUATION OF THE EFFECT OF SOIL GRADATION, SAND, AND SOIL TYPE ON THE HYDRO-MECHANICAL BEHAVIOUR OF A COMPRESSED STABILIZED RAW EARTH BLOCK USING EXPERIMENTAL DESIGN METHODOLOGY

Smail SAADI¹, Mohamed BENCHEIKH¹

¹ Laboratoire développement des Géomatériaux Université Mohamed boudiaf msila

Abstract When a mud brick is compacted and stabilized, the soil's gradation and type can greatly influence its hydro-mechanical properties. The grain size of the soil, can impact the brick's density and compressive strength. Typically, the finer the clay, the denser and stronger the brick. Studies have found a direct correlation between the clay content of the soil and its water absorption capacity. Unlike sandy soils, this negatively impacts its hydro-mechanical behaviour, yielding positive results. In essence, the softness and nature of the soil, along with its water content, are crucial factors that can significantly affect the hydro-mechanical behaviour of compacted and stabilized raw earth bricks. Utilizing the design of experiments methodology has enabled us to comprehend the impact of soil gradation and type on brick porosity and water absorption, and the extent of their influence on their strength, durability, and sustainability. Furthermore, the results indicated that the bricks compressed at an optimal rate and cured under suitable conditions exhibited superior strength and more regulated porosity.

Keywords: Raw earth, Porosity, Absorption, Hydro mechanical behaviour.

Résumé. Lorsqu'une brique de terre crue est compressée et stabilisée, la gradation et le type de sol peuvent influencer de manière significative son comportement hydromécanique. La taille des particules du sol, peut affecter la densité des briques ainsi que leur résistance à la compression. En règle générale, plus l'argile est fine, plus la brique est dense et résistante. En ce qui concerne le type de sol, des études ont révélé qu'un sol plus argileux a un taux d'absorption d'eau plus élevé, ce qui affecte négativement son comportement hydromécanique, contrairement aux sols sableux, qui donnent des résultats positifs. En somme, la douceur et la nature du sol, ainsi que sa teneur en eau, sont des facteurs clés qui peuvent avoir un impact considérable sur le comportement hydromécanique des briques de terre crue compressées et stabilisées. L'utilisation de la méthodologie des plans d'expériences nous a permis de comprendre l'effet de la gradation et du type de sol sur la porosité des briques et l'absorption d'eau, ainsi que l'ampleur de leur impact sur leur résistance et leur durabilité. De plus, les résultats ont également indiqué Les briques compressées à un rythme optimal et durcies avec des paramètres appropriés ont montré une meilleure résistance et une porosité plus contrôlée.

Mots clés: Terre crue, Porosité, Absorption, Comportement hydromécanique.

1. Introduction

The remains of Mesopotamian civilizations (around 7000 BC) [01] and the Sindh Valley (3300 to 1900 BC) refer to man's use of the Earth as a building material in various forms [02]. And in a good way has enabled it to withstand centuries in the face of extreme climatic factors making us believe that soil is a building material that has proven its effectiveness and durability. With the discovery of cement and high population density in recent decades demand for residential projects, which depend mainly on concrete materials. However, studies have revealed that about 25% of their production [03] has negative environmental impacts, contributing to global issues like climate change and air pollution [01]. Given that around 30% or more of the global population resides in earthen structures, particularly in the desert and rural areas [01, 03], there has been a significant push in research efforts to make the earth a sustainable and reliable building material [04], as opposed to energy-intensive and environmentally harmful bricks and concrete blocks. This has primarily been achieved through the production of compressed and stabilized earth blocks. However, not all types of soil found in nature are suitable as they do not meet the classification requirements for producing high-quality blocks [02]. Therefore, researchers have aimed to enhance its properties, sometimes by combining two or more types of soil, and at times by improving the type of stabilizer, either mechanically [05] by

altering the pressure force [06], or chemically [05], such as cement [07] or lime [08, 05], or by combining them [02, 04], especially in soils containing over 13% clay [04]. M.G. Sreekumar and others (2023) [09] highlighted the importance of improving soil gradation before using it in the production of stable compressed earth bricks, as their experimental results revealed a positive relationship between soil gradation and the durability of compressed earth bricks, where the combined effect of sand and silt is more significant than their individual effects. It's noteworthy that Pardhasaradhi Kasinikota, Deb Dulal Tripura (2021) [10], in their study, found that the removal of fine particles less than 0.15 mm reduces compression resistance due to high porosity and water absorption. In this experimental study, we will examine the effect of sand gradation and soil type on the hydro-mechanical Behaviour of the soil. We will work with two different types of sand and two types of soil, creating a variety of mixtures in different proportions, and then studying brick porosity and water absorption while monitoring brick density, compression resistance, and mass loss.

2. Materials and Methods

Materials

We used two types of local soil in the Messila région, red earth and gray earth, whose properties are shown in Table 1 and Figure 1. In addition, we used two types of dune sand, with their properties detailed in Table 2 and Figure 1.

Table 1. Soil characterization

	Density	WL	WP	Ip
Red earth	1326.47	23.525	18.08	5.445
Grey earth	1077.5	52.035	25.07	26.965

Table2. Sand characterization

	Density	Fineness module	ES	ESV
Sand 1	1580.30	0.68	76.02	83.12
Sand 2	1692.75	1.43	60.80	65.89

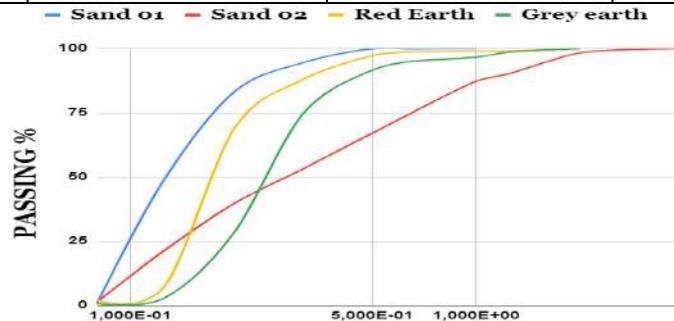


Figure 1 Particle size analysis of a material used.

Methods and Testing

To investigate the impact of soil granularity on brick attributes, we selected two distinct types of dune sand with different gradations. One was fine and pure, while the other was medium-coarse and somewhat clayey. Additionally, we prepared the soils, by drying, grinding to break lumps, and then sieving them through a sieve with a diameter 1mm. Other materials used in this study included CEMI 42.5N cement, and tap water. Initially, we determined the characteristics of the used soil and sand in terms of bulk density, Atterberg limits, and particle size distribution. We then prepared test specimens, incorporating varying proportions of sand and soil types in the mixes. As water plays a pivotal role in forming the test specimens by controlling the mixture's workability, any decrease or increase in water content could lead to failed brick formation or affect the bricks, effective durability due to high porosity. We manually adjusted the water in the mix to ensure optimal consistency and achieve the desired results for each mix. Consequently, the amount of water used to prepare different mixes ranged from 8% to 9%, depending on the specific mix to be prepared. To obtain uniform test specimens, we placed the mixes in a solid cylindrical mold of specific dimensions (Inner diameter 70 mm and

wall thickness 10 mm). Research has indicated that compression force significantly affects the strength and durability of bricks, particularly their porosity and density. A low compression force can result in relatively weaker bricks. Using a high compression force could affect the mix consistency and negatively impact brick porosity. We subjected the mixture in the metal mold to a constant compression force of 5 Tons (12.5 Mpa) to achieve a uniform height for all samples. After fabricating the test specimens, they underwent a curing period lasting over 14 days at a temperature of 25°C and humidity of 95% to ensure the bricks were stabilized and met the desired objective.

Ultrasonic Speed Measurement:

The ultrasonic pulse velocity test, which involves the transmission of ultrasonic waves through a material and the subsequent measurement of the time taken for their traversal, will be carried out in accordance with ASTM C 597-09[13].

$$V(m/s) = \frac{H(m)}{T(s)} \quad (1)$$

V: Pulse velocity, T: Transit time. H: Distance between the centers of the transducer faces,

Porosity:

Porosity is the measure of the voids or unoccupied spaces within the structure of a block. It is typically represented as a percentage denoting the ratio of the empty space to the total volume of the block [1]. In this context, tests for water-accessible porosity are carried out in compliance with the NF EN 18-459 standard [12]:

$$\varepsilon(\%) = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (2)$$

M_{water} : Hydrostatic weight.

M_{sec} : Weight in air of the test sample saturated with water.

M_{air} : Weight in air of the dry sample.

Water Absorption:

Water absorption is crucial as it influences the block's strength and durability. It's typically denoted as a percentage [13], representing the ratio of water absorbed relative to the initial weight or volume of the block after a specified duration of water exposure. The blocks were thoroughly dried in an oven set at 105°C, and the mass was precisely measured. Subsequently, the blocks were submerged in water for 24 hours. Post this period, the blocks were weighed again, the increase in mass was recorded, and water absorption was calculated [02].

$$Ab(\%) = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{sec}} \quad (3)$$

M_{sec} : Weight in air of the test sample saturated with water.

M_{air} : Weight in air of the dry sample.

Tests Drying-Wetting:

This test was carried out in accordance with ASTM D 559-57, taking into account the CNERIB recommendation, which states that the wetting cycle is 24 hours and the drying cycle is 24 hours at a temperature of 70 °C.

Single Compression Test:

The aim of this test is to confirm the nominal compressive strength of compressed earth masses. By direct pressure until the breaking point.

3. Results

3.1. Single Compression Test

The findings (as depicted in Figure 2) reveal that samples composed of fine sand and a proportion (20 to 40%) of grey soil mixed with red soil demonstrated superior resistance to compression. This suggests that these samples possess a greater capacity to bear loads and are more resilient to external pressures. The inclusion of fine sand and grey soil particles can boost resistance by occupying pore spaces, thereby increasing the density and stability of the samples. On the other hand, samples made up of sandy soil and grey soil displayed reduced levels of compression resistance, achieving only half of the resistance observed in samples containing both red and grey

soil. This implies that the incorporation of clayey soils with sand does not substantially enhance the material's mechanical robustness, potentially due to its high water absorption capacity.

3. 2. Drying-Wetting Test

During this test, mixtures consisting solely of grey soil and sand failed as they dissolved during the first Drying-Wetting cycle due to their clayey nature prone to absorbing more water. Similarly, formulations containing equal parts of red and grey soil exhibited signs of cracking after 4 Drying-Wetting cycles, with a mass loss exceeding 7%. Conversely, mixtures comprising 60% red soil, 40% grey soil, and fine sand remained stable until the sixth Drying-Wetting cycle. It was also observed that formulations with fine sand showed a lower mass loss compared to those with medium sand.

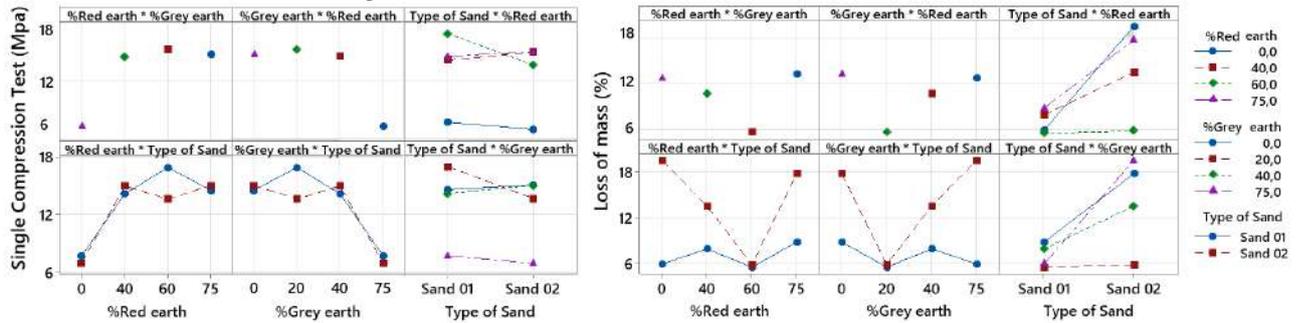


Figure 2. Single Compression Test and Drying-Wetting Test.

3. 3. Porosity and Water Absorption Test:

The results (Figure 3) indicate that mixtures lacking red soil exhibited higher porosity, whereas those containing equal parts of red and grey soil with medium sand showed significantly lower porosity levels. This difference is attributed to the limited interaction between cement and grey soil. This is supported by previous studies recommending the use of a lime-cement mix as a stabilizer in the case of clayey soils. Furthermore, experiments have established a direct correlation between porosity and water absorption: the higher the porosity, the greater the water absorption.

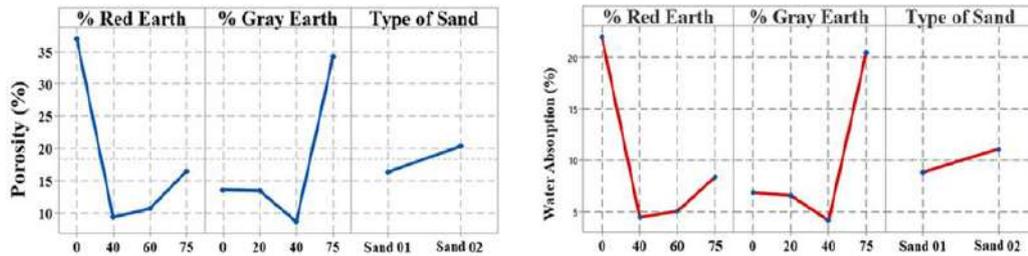


Figure 3. Porosity and Water Absorption.

3. 4. Ultrasonic Speed Measurement and Density Test

The experiments conducted have demonstrated a clear relationship between density measurements and ultrasound wave velocities: Pulse velocity shows an inverse proportionality with density, where lower density is associated with increased pulse velocity. Additionally, it was observed that mixtures containing solely gray soil or mixtures with an equal blend of gray and red soil exhibited higher density compared to other groups. The same observation applies to mixtures containing fine sand, which is often attributed to the precision of the particles used in the mixture, making them easier to compress, they are therefore more intense (**Figure 4**).

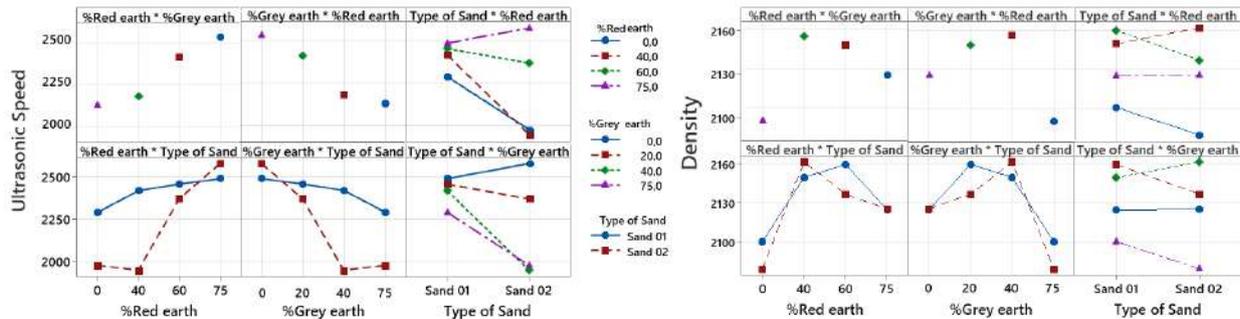


Figure 4. Ultrasonic Speed and Density Test.

4. Conclusion

The research scrutinized the influence of sand size and soil type on the hydromechanical properties and durability of compressed earth bricks. The experimental design methodology, which entirely depends on statistical and analytical methods for interpreting the results, facilitated the understanding of the impact of each variable individually or in combination. The primary findings were as follows:

- 1 - Grey clayey soil resulted in bricks with high porosity compared to other compositions, leading to significant water absorption and consequent notable mass loss.
- 2- The combination of grey soils with red soils in the presence of fine sand yielded highly satisfactory results in terms of mechanical strength, porosity, and brick density. However, it exhibited a mass loss of more than 3% after the sixth Drying-Wetting cycle.
- 3- Formulations with fine sand showed marginally better performance compared to those with medium sand. In conclusion, this study highlights the importance of considering soil gradation and type in the production of compressed and stabilized earth bricks, while stressing the crucial role of water content in the mix due to its significant effect on brick durability.

Références

- [1] Esther Obonyo , Joseph Exelbirt and Malarvizhi Baskaran.: *Durability of Compressed Earth Bricks: Assessing Erosion Resistance Using the Modified Spray Testing*. Sustainability ISSN 2071-1050 CONFERENCE 2010.
- [2] H.B. Nagaraj, A. Rajesh, M.V. Sravan.: Influence of soil gradation, proportion and combination of admixtures on the properties and durability of CSEBs. Journal elsevier Construction and Building Materials 110, 135–144 (2016).
- [3] Abdelghani Idder, Abdelmadjid Hamouine, Boudjemaa Labbaci, Rabia Abdeldjebar.: *The Porosity of Stabilized Earth Blocks with the Addition Plant Fibers of the Date Palm*. Civil Engineering Journal Vol. 6, No. 3, March, 2020.
- [4] H.B. Nagaraj, M.V. Sravan, T.G. Arun, K.S. Jagadish.: *Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks*. International Journal of Sustainable Built Environment (2014).
- [5] Bachir Taallah, Abdelhamid Guettala.: *The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers*. onstruction and Building Materials 104, 52–62 (2016).
- [6] A.W. Bruno, D. Gallipoli, C. Perlot, J. Mendès, N. Salmon.: *Briques de terre crue : procédure de compactage haute pression et influence sur les propriétés mécaniques*. 33èmes Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, CONFERENCE (2015).

- [7] Man Xua, Li Liu, Yongfeng Deng, Annan Zhou, Shuitao Gu, Jianwen Ding.: *Influence of sand incorporation on unconfined compression strength of cement-based stabilized soft clay*. Soils and Foundations 61(2021) 1132–1141 (2021).
- [8] Mohammed Abboua,b et all: Physico-mechanical characterization and durability of stabilized compressed earth bricks in the region of Timimoun in southwestern Algeria. Journal of materials and enginirenneg structures 8 (2021) 287–300(2021)
- [9] M.G. Sreekumar, D.G. Nair, K.S Jagadish: *Effects of gradation and clay minerals on stabilized lateritic soil blocks*. In: Magazine of Civil Engineering. 2023. 117(1). Article No. 11704(2023).
- [10] Pardhasaradhi Kasinikota, Deb Dulal Tripura: *Evaluation of compressed stabilized earth block properties using crushed brick waste*, Construction and Building Materials 280 (2021) 122520(2021).
- [11] Dieudonné Abessolo, Emmanuel Y amb, Bernard Morino Ganou Koungang.: *MATERIAUX COMPOSITES: prédiction du Comportement et Optimisation du temps de Cure, cas des Blocs de terre renforcés aux fibres de bambou*. 1nd edn. Editions européenne, (2023).
- [12] NF P18-406. Bétons de construction. Détermination des caractéristiques mécaniques des bétons. Essai de compression. Afnor EDITIONS. (n.d.).
- [13] ASTM C597-09, Standard Test method for pulse velocity through concrete. ASTM international (2010).

ECO-MATERIAU DE CONSTRUCTION A BASE DE TERRE CRUE -CAS DE DJIBOUTI.

F. FARAH OMAR¹, S. TAIBI¹, B. DUCHEMIN¹

¹ Université Le Havre Normandie, LOMC, UMR 6294 CNRS, 53, rue Prony, 76600 Le Havre, France
faiza.farah-omar@etu.univ-lehavre.fr, said.taibi@univ-lehavre.fr, benoit.duchemin@univ-lehavre.fr

Résumé : Ce document expose les travaux expérimentaux réalisés dans le cadre de la valorisation des éco-matériaux locaux, en milieu aride et non-saturé, en particulier le sol rouge de la région de Djibouti, en vue de la fabrication de blocs de terre comprimés (BTC). L'étude expérimentale débute par la caractérisation physico-chimique du matériau, suivie de l'analyse du comportement hydro-mécanique. A partir de la caractérisation géotechnique selon à la norme NF EN ISO 17892-4, le sol rouge a été classé comme limon très plastique selon la classification LPC-USCS. En accord avec les recommandations de CRaTerre, le matériau a été compacté à une densité sèche de 1,9 g/cm³ et une teneur en eau de 15%. Les propriétés mécaniques du sol ont été évaluées par des essais de compression simple (UCS), révélant une résistance moyenne d'environ 3 MPa.

Par ailleurs, des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes compactées dans des conditions saturées et non saturées afin de déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb du matériau, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. On observe que la cohésion augmente avec la diminution du degré de saturation.

Mots clés : Sol non-saturé, Eco-matériaux, BTC, hydro-mécanique, construction durable.

Abstract : This document presents the experimental work carried out as part of the valorization of local eco-materials, in a tropical, arid, and unsaturated environment, specifically the red soil from the Djibouti region, for the production of compressed earth blocks (CEB). The experimental study begins with the physico-chemical characterization of the material, followed by the analysis of its hydro-mechanical behavior. Based on geotechnical characterization according to the NF EN ISO 17892-4 standard, the red soil was classified as highly plastic silt according to the LPC-USCS classification. In accordance with CRaTerre recommendations, the material was compacted to a dry density of 1.9 g/cm³ and a water content of 15%. The mechanical properties of the soil were assessed through unconfined compression tests (UCS), revealing an average strength of approximately 3 MPa.

Furthermore, triaxial tests were carried out on compacted specimens under saturated and unsaturated conditions to determine the Mohr-Coulomb failure criterion of the material, namely the angle of friction and cohesion. Cohesion was found to increase with decreasing degree of saturation.

Keywords: Unsaturated soil, eco-material, CEB, hydro-mechanical, Sustainable construction.

1 Introduction

Le matériau terre est l'un des plus anciens matériaux de construction et existe depuis des millénaires. Pour une construction durable, l'utilisation de matériaux à faible impact environnemental et empreinte carbone est essentielle. La terre crue est un matériau naturel respectueux de l'environnement, et possédant des propriétés hydro-mécaniques et hygro-thermiques remarquables. De nombreux travaux ont été réalisés sur la fabrication de blocs de terre comprimée (BTC) à base de latérite, avec l'ajout d'autres additifs pour la stabilisation du matériau. Certains chercheurs ont utilisé la chaux et la calcination de l'argile pour créer un liant argilo-calcaire (Ndigui Bilong et al. 2009)[1]. D'autres ont exploré l'utilisation d'un liant à base de latérite calcinée et d'acide phosphorique comme agent de stabilisation pour les briques en terre comprimée (BTC) (Sekou Bedian et al. (2018)[2]). Certains ont opté pour l'utilisation de la lignine extraite de deux types de sciure de bois résineux et feuillus, ainsi que du ciment Portland, pour la stabilisation du BTC (OA. Fadalé et al. 2018) [3]. Une autre approche a consisté à calciner la latérite à 600°C, en ajoutant de la méta-halloysite et une solution alcaline (Cyriaque Rodrigue Kazé et al. 2020) [4].

Les auteurs Nurul Ain Ibrahim et al. (2020) [5] ont mené une étude sur la caractérisation des sols latéritiques en vue de la fabrication de briques en terre comprimée stabilisée au ciment. Les propriétés techniques de la terre latéritique ont été évaluées et se sont révélées adaptées à la construction. La résistance à la compression des blocs de terre comprimée a augmenté avec une teneur en ciment plus élevée et des périodes de durcissement plus longues. De plus, il a été observé que la résistance maximale

était respectivement de l'ordre de 1,83 MPa, 2,4 MPa et 3,4 MPa pour une teneur en ciment de 10 % avec des périodes de durcissement de 7, 14 et 28 jours.

Les travaux de Ayobami Adebola Busari et al. (2022) [6] ont examiné la stabilisation du sol latéritique avec l'utilisation de la chaux et du mucilage de cladode d'*Opuntia ficus-indica* (MOFIC). Les résultats ont mis en évidence que l'ajout de chaux et de MOFIC améliorait la résistance et la rigidité du sol par rapport à la chaux seule. L'ajout de 2 % de chaux plus MOFIC a révélé une amélioration significative de la résistance, avec une augmentation de 48,4 % de la rigidité et une augmentation de 20 % de la résistance par rapport aux échantillons traités avec 4 % de chaux seule. Par ailleurs, la présence de MOFIC a amélioré les propriétés de liaison de la chaux, entraînant une accélération des propriétés de résistance du sol.

Arun W. Dhawale et al. (2023)[7] ont mené une étude sur la stabilisation de la latérite avec du biopolymère de cellulose. Les résultats ont mis en évidence que l'ajout avec une concentration de 3 % de cellulose biopolymère a significativement augmenté la résistance et la cohésion des mélanges sols latéritiques. Par ailleurs, les résultats de la microstructure ont révélé la présence de nouvelles substances cimentaires résultant des interactions chimiques entre la cellulose et les composants du sol latéritique à l'échelle microscopique. L'utilisation de la cellulose a démontré l'augmentation de la densité sèche maximale tout en diminuant la teneur en humidité optimale.

Ces études précédentes ont toutes exploré la stabilisation de la latérite avec des ajouts chimiques, parfois combinée avec des techniques énergivores. L'originalité de notre étude se concentre sur l'utilisation de matériau naturel, écologique et économique (sol rouge de Djibouti) pour l'élaboration de blocs de terre comprimée (BTC). L'utilisation des sols rouges dans la construction nécessite une étude spécifique pour comprendre pleinement leurs propriétés et leur pertinence en tant que matériau de construction durable.

2 Matériels et Méthodes

L'identification des sols a été effectuée à l'aide des essais de granulométrie (tamisage et sédimentométrie) selon la norme NF P 17892-4[8], et à l'aide des limites d'Atterberg selon NF P 94-512-12[9]. Ensuite, les propriétés mécaniques, comme le module élastique, la résistance à la compression simple (UCS) ont été déterminées. Pour cela, des éprouvettes cylindriques de dimension 50mm*100mm et compactées à une teneur en eau de 15% et une densité sèche de 1,9 g/cm³ à l'aide de la presse statique ont été réalisés. En outre, des essais triaxiaux consolidés ont été effectués sur des échantillons de sol compacté. Le chargement déviatoire a été effectué à une vitesse constante 0,05 mm/min en condition non-drainées, selon les normes NF P 94-070 et NF P 94-074. Dans notre cas, les essais ont été réalisés sur des échantillons cylindriques, compactés avec une teneur en eau cible de $w = 15\%$, puis saturés dans la cellule triaxiale sous différentes contraintes effectives. L'objectif de ces essais est de déterminer les caractéristiques mécaniques, à savoir l'angle de frottement et la cohésion.

Les essais ont été effectués en trois séries, chacune présentant des conditions différentes : La première série consiste à réaliser des essais sur un sol compacté puis saturé. La série n°2 consiste à effectuer des essais sur un sol compacté mais non saturé. Enfin la série n°3 consiste à effectuer des essais sur un sol compacté, séché et non saturé.

Pour chacune de ces séries mentionnées ci-dessus, trois contraintes de consolidation isotrope ont été appliquées à 200 kPa, 400 kPa et 600 kPa.

3 Résultats

3.1. Propriétés physiques

La caractérisation du matériau a permis de classer le sol comme un limon très plastique selon la classification LPC-UCSC, avec un pourcentage en carbonate de calcium (CaCO₃) de l'ordre de 27%, et est classé comme un matériau peu calcaire (NF P 94-048). Le tableau ci-dessous regroupe les propriétés du matériau.

Tableau 1. Propriétés du matériau

Propriétés physique	Résultats
Granulométrie	<ul style="list-style-type: none"> – Argiles de 56% – Limon 24% – Sables 14%
Limites d'Atterberg	<ul style="list-style-type: none"> – Limite de liquidité (w_L) d'environ 67% – Limite de plasticité (w_P) de 44% – Indice de plasticité (I_P) de 23
Teneur en CaCO ₃	27%
Propriétés de compactage	$w_{OP}=15\%$

$$\gamma_{d_{\max}} = 1,9 \text{ g/cm}^3$$

3.2. Propriétés mécaniques

3.2.1. Essais de compression simple (UCS)

Les résistances à la compression simple de notre matériau compacté à une teneur en eau cible de 15 % et une densité sèche cible de 1,9 g/cm³ ont été déterminées. Les résultats sont représentés sur la Figure 2, où l'on observe le comportement d'un matériau résistant, rigide et fragile. Par ailleurs, afin de confirmer la reproductibilité de l'essai, trois échantillons ont été étudiés. Les résultats obtenus ont montré une valeur maximale moyenne de la résistance d'environ 3 MPa. Cette valeur confirme la reproductibilité de cet essai lorsqu'il est réalisé avec les mêmes paramètres de compactage.

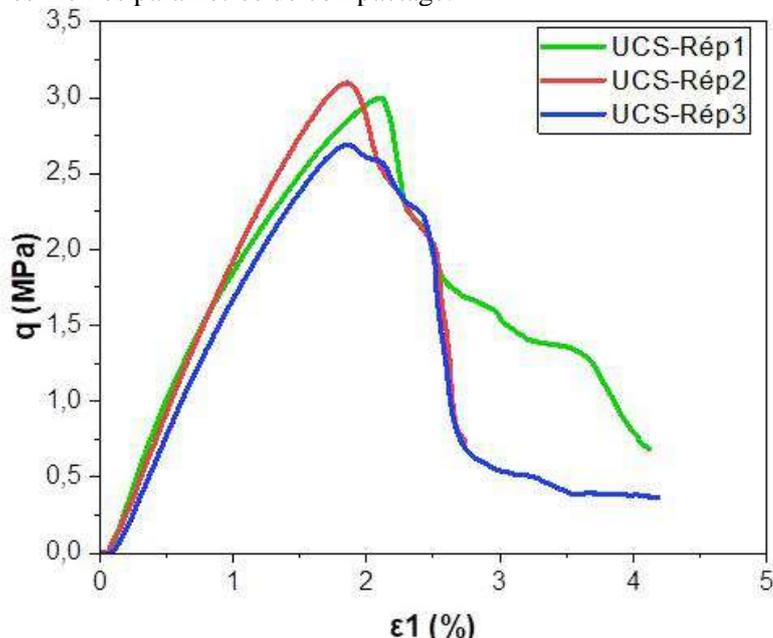
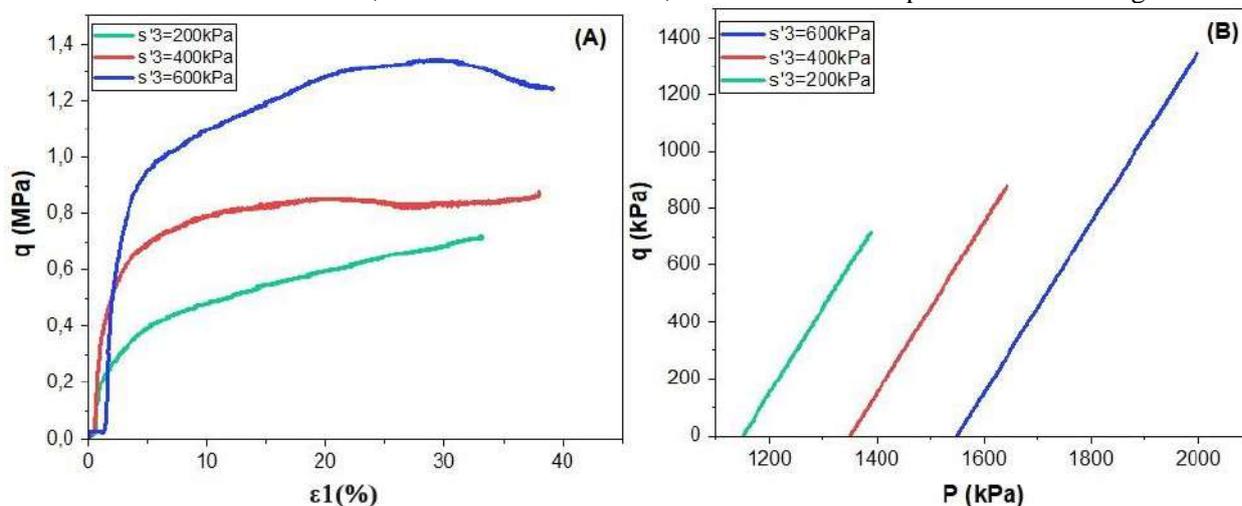


Figure 2. Résistance à la compression de Sol rouge.

3.2.2. Essais triaxiaux

Les résultats issus des essais triaxiaux des échantillons saturés, en condition non-drainée sont représentés sur quatre plans (q ; ϵ_1), (q ; P), (ΔU ; ϵ_1) et (q ; P') sur la figure 3. Par ailleurs, pour les échantillons de sol à une teneur en eau $w=15\%$, c'est-à-dire non-saturés, leurs résultats sont présentés dans la figure 4.



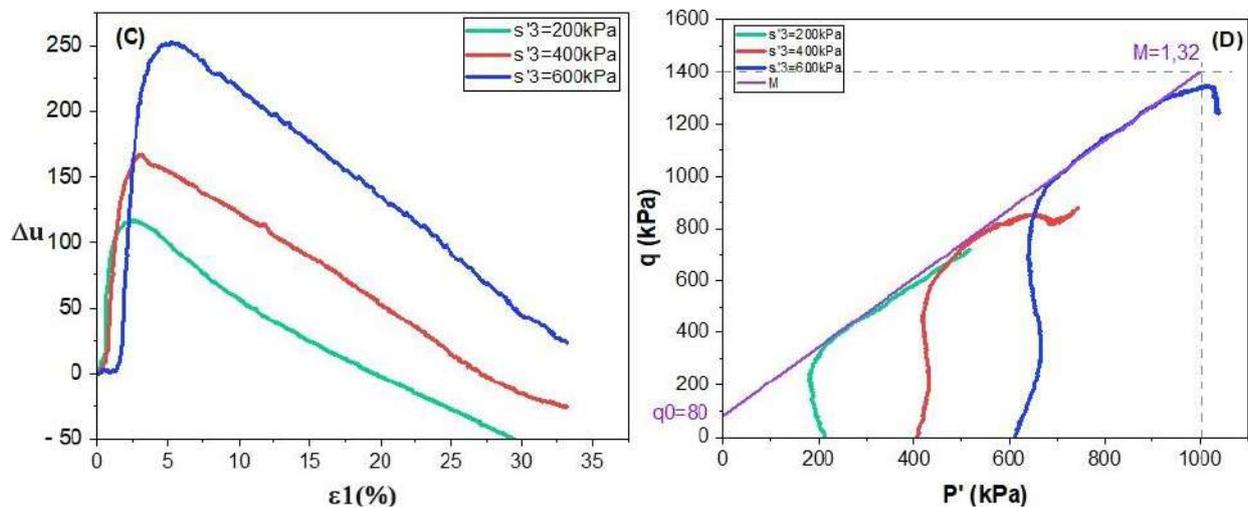


Figure 3. Chemins triaxiaux de Sol rouge consolidé saturé.

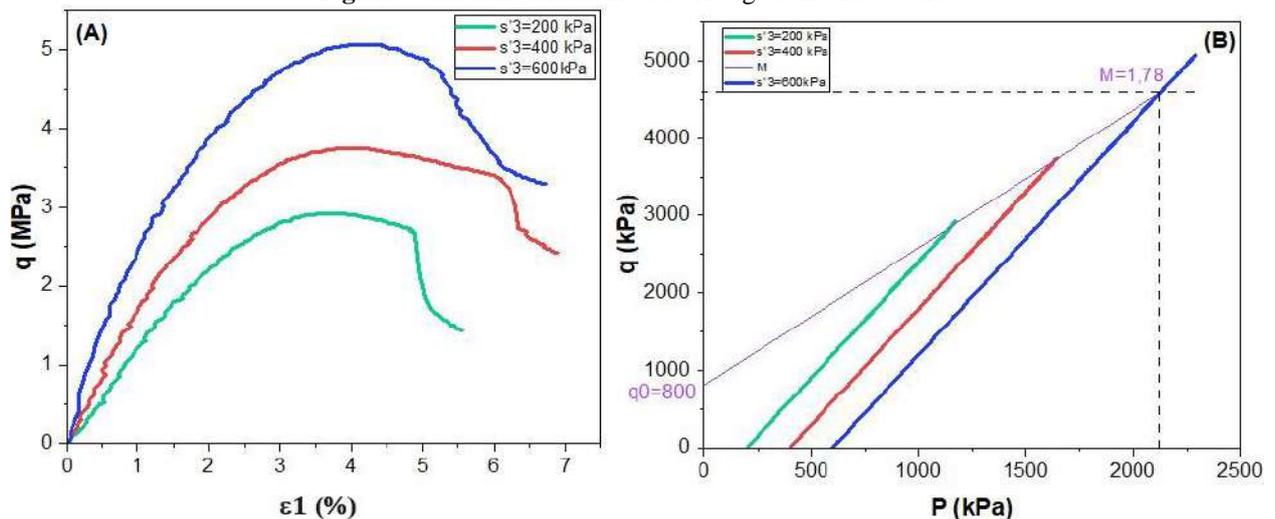


Figure 4. Chemins triaxiaux de Sol rouge consolidé non-saturé (à teneur en eau cible).

4 Discussions

La Figure 3 présente les chemins triaxiaux, des éprouvettes compactées puis saturés.

Le graphe (A) montre le comportement du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale. On voit que la résistance augmente avec les contraintes de confinement, en passant de la courbe à 200 kPa à celle de 600 kPa. On remarque également, que la courbe de contrainte à 600 kPa et 400 kPa nous montre un maximum de résistance observé, en revanche pour la courbe à une contrainte de 200 kPa, on constate une augmentation continuellement de la résistance, d'où l'absence de palier.

Pour le graphique C, on remarque dans un premier temps, au début de chargement une augmentation de la pression interstitielle, car comme l'essai est en condition non-drainé, la compression fait augmenter la pression interstitielle mais dès qu'on atteint à une déformation d'environ 2%, on observe que la pression chute brutalement, alors que le chargement mécanique continue. Ceci est dû au fait que le matériau est compacté donc surconsolidé, il a tendance à se dilater quand on le charge, car tout matériau surconsolidé est généralement dilatant. Comme la dilatance est empêchée et ne peut pas se produire, parce que l'échantillon est à volume constant (essai non-drainé), la pression interstitielle diminue dans les pores. La diminution de la pression interstitielle signifie que la contrainte effective interne augmente, donc le matériau se rigidifie, il devient de plus en plus dur. C'est ce qui explique que la courbe à 200 kPa augmente de résistance continuellement. La courbe à 200 kPa correspond au matériau le plus surconsolidé parmi les trois contraintes.

Dans le graphique D, nous avons la représentation du critère de rupture de Mohr-coulomb dans le plan déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne effective. L'enveloppe des courbes obtenus permet de déduire une cohésion qui est l'ordonnée à l'origine de l'ordre de 39 kPa et un angle de frottement déduit de la pente M qui est de l'ordre de 32,7°. En effet, ces résultats ont été comparés à ceux de la littérature, montrant une quasi-similitude des paramètres de cisaillement (une cohésion c de l'ordre de 39,04 kPa et un angle de frottement ϕ de 26,68°) dans les travaux de G. Mukoko Kalenda 2014[10].

En revanche, l'ensemble des résultats triaxiaux sur l'essai non-saturé est représenté sur la Figure 4 (à teneur en eau $w_{op}=15\%$) et non-drainé. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; q]$ (graphe A), on remarque une augmentation du déviateur de contraintes aboutissant à un pic, à partir duquel se produit une chute suivie d'un début de palier. Par ailleurs, la cohésion c de l'ordre de 425,4 kPa et l'angle de frottement φ de 43,6° ont été déduits à partir de la pente M tangente sur le plan $[q ; p]$ (graph B). Ainsi, on constate que cet essai non-saturé présente une cohésion et un angle de frottement plus importants que l'essai saturé (c de l'ordre de 39kPa et φ de 32,7°), ceci est dû à l'effet de la succion qui améliore les propriétés du matériau en faisant apparaître une cohésion capillaire de l'ordre de 386 kPa.

5 Conclusion

L'étude expérimentale présentée dans ce document se concentre sur la caractérisation physique et mécanique du matériau local, les sols rouges de Djibouti. Cette étude vise dans un premier temps à déterminer les propriétés de ce matériau, puis par la suite, le comportement de ce matériau servira de référence pour l'élaboration du futur bloc de terre comprimée (BTC). Les résultats de l'identification du sol ont permis de classer le matériau comme un limon très plastique. Par ailleurs, la résistance mécanique à la compression simple a mis en évidence la reproductibilité du matériau avec une résistance moyenne de l'ordre de 3 MPa. La résistance moyenne à la compression (R_c) du BTC est classée selon la norme XP P13 901[11] comme catégorie 3 (R_c 3). De plus, la résistance à la compression de 3 MPa obtenue est suffisante pour construire en BTC, car la valeur minimale est de l'ordre de 2 MPa selon XP P13 901. Ainsi, la détermination de la cohésion et de l'angle de frottement est essentielle pour évaluer la capacité du futur BTC à supporter des charges structurelles dans une construction en BTC. L'effet de la non saturation a augmenté les propriétés mécaniques du matériau, à savoir la cohésion c de l'ordre de 425,4 kPa.

En perspective du présent travail, des essais de la détermination de la succion de la terre seule, puis l'étude de comportement mécanique de la terre mélangée avec de la feuille de doum seront réalisés.

Références

- [1] N. Billong, U. C. Melo, F. Louvet, and D. Njopwouo.: *Properties of compressed lateritic soil stabilized with a burnt clay-lime binder: Effect of mixture components*. Construction Building Material 23(6), 2457–2460 (2009).
- [2] S. Bodian, M. Faye, N. A. Sene, V. Sambou, O. Limam, and A. Thiam.: *Thermo-mechanical behavior of unfired bricks and fired bricks made from a mixture of clay soil and laterite*. Journal of Building Engineering 18(2018), 172–179 (2018).
- [3] O. A. Fadele and O. Ata.: *Water absorption properties of sawdust lignin stabilised compressed laterite bricks*. Case Studies Construction Material 9(2018), e00187 (2018).
- [4] C. R. Kaze, P. Venyite, A. Nana, D.N. Juvenal, H.K. Tchakoute, H. Rahier, E. Kamseu, U.C. Melo, C. Leonelli.: *Meta-halloysite to improve compactness in iron-rich laterite-based alkali activated materials*, Material Chemistry and Physics, 239(2020), 122-268 (2019).
- [5] N. A. Ibrahim, T. Magindran, M. I. Shahrin, and N. M. Yusof.: *Sustainable use of laterite soil as compressed cement stabilized earth block for low cost housing construction*, IOP Conference Series :Material Science and Engineering vol 849, pp.1-9. IOP (2020).
- [6] A. A. Busari, R. T. Loto, B. I. Dahunsi, and J. Omolewa.: *Lateritic Soil Improvement Using Lime and MOFIC*, Int. J. Pavement Res. Technol 16(6), 1393–1403 (2023).
- [7] A. W. Dhawale and S. P. Banne.: *Laterite soil stabilization using cellulose biopolymer*. Materials Today: Processings (2023).
- [8] AFNOR.: *NF EN ISO 17892-4 Reconnaissance et essais géotechniques-Essais de laboratoire sur les sols- Partie 4: Détermination de la distribution granulométrique des particules* (2018).
- [9] AFNOR.: *NF EN ISO 17892-12- Reconnaissance et essais géotechniques- Essais de laboratoire sur les sols- Partie 12: Détermination des limites de liquidité et de plasticité* (2018).
- [10] G. M. Kalenda.: *Comportement des sols latéritiques compactés dans les remblais et digues de retenue des rejets miniers du Katanga (RDC)*, Thèse de doctorat de l'université Catholique de Louvain (2014).
- [11] AFNOR.: *XP P 13-901-Briques et Blocs de terre crue pour murs et cloisons-Définitions-Spécifications-Méthodes d'essai-Conditions de réception* (2022).

EFFECT OF BENTONITE CLAY ON THE COMPACTED SOIL PROPERTIES

Abdelkader ZERROUK¹, Abdelkader BOUGARA^{1*}, Abdelkader KADRI¹, Nasreddine MEZIANE²

¹ Laboratory of structures, geotechnic and risks, The university Hassiba Benbouali of Chlef

² Faculty of civil engineering and architecture, The university Hassiba Benbouali of Chlef

* Correspondent author, email: aekbougara@hotmail.com

Abstract. Selecting the moisture content to compact the soils to obtain optimum properties is important. In this study, the influence of the optimum moisture content on the strength, elasticity modulus, and strain energy of three compacted soils were investigated. The three soils used in this study had clay to sand ratio of 80:20 (clay), 50:50 (clayey sand), and 20:80 (sandy clay) respectively. The soils were compacted using the Harvard Miniature method. For the clay soil, the optimum moisture content representing the dry density, elasticity modulus, strength and strain energy varied from 10 to 13.6 with a mean of 11.65 and covariance of 0.15. For the clayey sand, the OMC varies from 21.4 to 24.8 with a mean of 22.45 and covariance of 0.07. For the last category of soil (sandy clay), the OMC varies from 29.3 to 30.2 with a mean of 29.73 and a covariance of 0.016. Hence based on the type of compaction effort and the type of soil investigated the optimum water content for all the properties of interest for each soil was very similar. The results found showed that dry density is proportional to the used amount of sand. More strain energy is needed for clayey sand (S50% B50% is used). Scarce properties were obtained for sandy clay (S20% B80%).

Keywords: moisture, bentonite, sand, elasticity modulus, strength, strain energy.

Résumé. Il est important de sélectionner la teneur en humidité pour compacter les sols afin d'obtenir des propriétés optimales. Dans cette étude, l'influence de la teneur en humidité optimale sur la résistance, le module d'élasticité et l'énergie de déformation de trois sols compactés ont été étudiées. Les trois sols utilisés dans cette étude, l'argile, le sable argileux et l'argile sableuse, avaient respectivement un rapport argile/sable de 80:20, 50:50 et 20:80. Les sols ont été compactés selon la méthode Harvard Miniature. Pour le sol argileux, la teneur en humidité optimale représentant la densité sèche, le module d'élasticité, la résistance et l'énergie de déformation variait de 10 à 13,6 avec une moyenne de 11,65 et une covariance de 0,15. Pour le sable argileux, l'OMC varie de 21,4 à 24,8 avec une moyenne de 22,45 et une covariance de 0,07. Pour la dernière catégorie de sol (argileux sableux), la MOC varie de 29,3 à 30,2 avec une moyenne de 29,73 et une covariance de 0,016. Ainsi, en fonction du type d'effort de compactage et du type de sol étudié, la teneur en eau optimale pour toutes les propriétés d'intérêt pour chaque sol était très similaire. Les résultats obtenus ont montré que la densité sèche est proportionnelle à la quantité de sable utilisée. Une énergie de déformation supplémentaires est nécessaire pour le sable argileux (S50 % B50 % est utilisé). De rares propriétés ont été obtenues pour les argiles sableuses (S20% B80%).

Mots clés: .humidité, bentonite, sable, module d'élasticité, résistance, énergie de déformation

1 Introduction

In soil engineering, the relationship between moisture content and engineering properties is crucial for achieving optimal density and strength during compaction, ensuring structural stability. Understanding this connection across various soil types and compaction methods is essential for meeting engineering goals. While dry density and water content are commonly used compaction parameters, the significance of modulus is often overlooked. Further exploration is needed to understand how water content influences modulus, strength, and strain energy. Estimating soil modulus in the laboratory faces challenges due to lack of standardization, impacting compaction control. Various methods, such as unconfined compression tests and CBR tests, are used to estimate stress-strain modulus, with discrepancies observed in values obtained from different tests, possibly due to factors like sample confinement.

Arabani and Veis Karami (2012) established correlations between CBR, compressive strength, and tensile strength, suggesting practical values for E could be 20-30% less than those from the parabolic model. Raper and Erbach (1990) analyzed soil compaction using finite element methods, finding Young's modulus poorly correlated with laboratory experiments. Empirical approaches, like in the New Zealand Standard (NZS 4297:1998) and the Australian earth building handbook, relate modulus of elasticity to compressive strength. In the USA, the permissible stress approach recommends taking the modulus of elasticity as 750 times the rammed earth compressive strength.

It's crucial to correlate unconfined compressive strength with engineering index properties like water content, specific gravity, and density to evaluate compressed soils for engineering purposes (Colback and Wiid, 1965; Shakoor and Bonelli, 1991; Haney and Shakoor, 1994; Ulusay et al., 1994). Reduction in unconfined compressive strength due to saturation has been observed in various studies (Colback and Wiid, 1965).

Several studies (e.g., Grammatikopoulos et al., 2000; Pantelidis, 2008; Raper and Erbach, 1990) have examined strain energy in geotechnical earthquake engineering. Utilizing strain energy density to evaluate excess pore pressure is logical, as it accounts for cyclically induced shear stress and strain. Minimizing strain energy density is essential for stiff structures under specified loads, while maximizing it is crucial for energy absorption under impact loading. This study investigates the influence of bentonite on soil compaction, strength, modulus, and strain energy.

2 Materials and Methods

2.1 Materials

The soil was compacted using the Harvard Miniature compaction method. Various proportions of bentonite, sand, and water were employed to identify the optimal water content.

In this study, bentonite (**B**) was selected to represent the clay fraction of the soil. Typical particle size distribution for the bentonite clay is shown in Fig 1. The D50 for the clay was about 1 μm . As shown in figure 1, X-ray diffraction (XRD) analysis was conducted at room temperature to determine the chemical composition of bentonite. The XRD pattern of the particles was obtained using a Siemens D5000 powder X-ray diffraction device. Bentonite passing sieve No. 200 (75 μm) underwent XRD analysis. Approximately 2 g of powder was placed in an acrylic sample holder with a depth of 3 mm. The sample was analyzed using parallel beam optics with $\text{CuK}\alpha$ radiation at 40 kV and 30 mA. Scanning for reflections (2θ) occurred from 0° to 80° in steps of 0.02° with a 2-second count time per step.

The grain size distribution of the sand (S) used in this control study is shown in Fig 2. The coefficient of uniformity (Cu) for the sand was 2.6. The D50 for the sand was 0.6 mm.

Table 1: Properties of bentonite

Type of sample	LL%	PL%	Gs	γ_{dry} (g/cm ³)	O.M. C%
Remodeled	730.3	47.3	2.66	1.14	38.1

The sand-bentonite mixtures were prepared with bentonite contents of 20, 50 and 80% by weight. For the first mixture of soil sand content was 20% with 80% of bentonite.

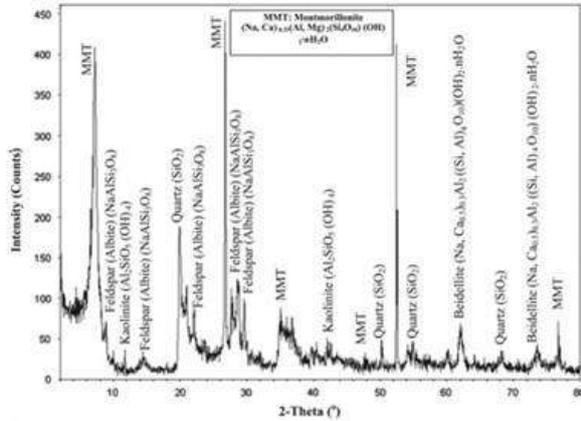


Figure 1: XRD of used bentonite

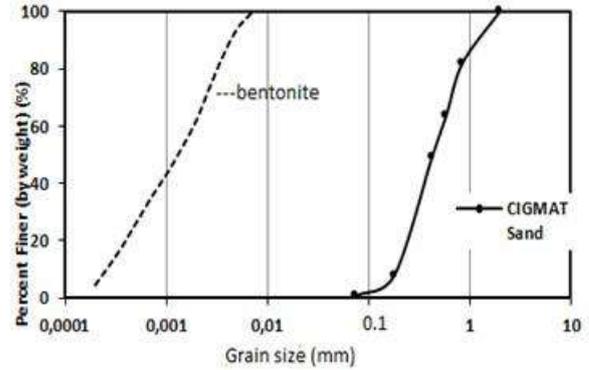


Figure 2: Grain size distribution for sand and bentonite (after Ming Leung, 1990)

2. 2. Sample Preparation

The samples were prepared by dry mixing sand with bentonite with varying amount of water. The Harvard Miniature compaction mold was used to prepare the specimens.

3. Results

The main results of the parameters examined in this study are grouped in Tables 2 to 6.

3. 1. Stress-Strain Relationship

Figure 4 depicts the strength-strain relationship at optimal moisture for three soil types, detailed in Table 2. Figure 5 further illustrates the strength-moisture content relationship for the same soil types in Table 2. These figures highlight the significant impact of sand content on the engineering properties of sand-bentonite mixtures, influenced by the effectiveness of bentonite in filling void spaces between sand particles.

Table 2. Summary of test results

Type of soil	Strength (psi)	Water content (%)	Failure strain (%.)
clayey sand (S20B80)	124	29.73	2
sand-clay mix(S50B50)	340.2	22.45	2.5
Sandy-clay (S80B20)	156.2	11.65	1

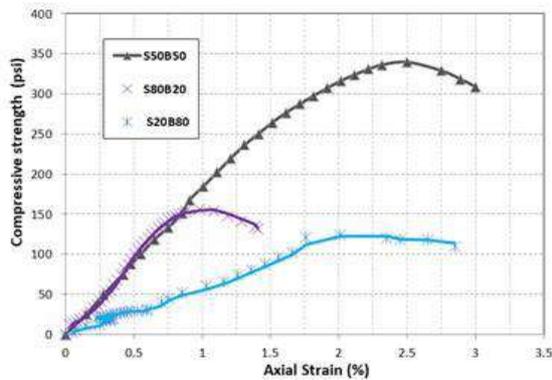


Figure 4 Compressive strength vs Axial Strain

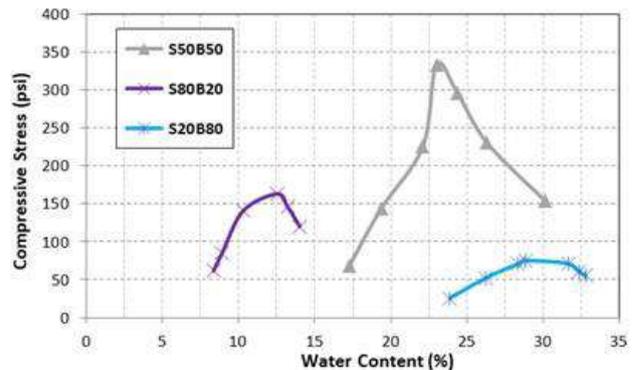


Figure 5: Compressive stress vs Water Content

3. 2. Strain energy-optimum water content relationship

Figure 6 shows the strain energy-moisture content relationship for three soil types at their optimal moisture content, as detailed in Table 3. The proportions of sand and bentonite, especially the (S50B50) blend, appear to significantly impact the soil's mechanical behaviour. This blend enhances cohesion and internal friction, affecting the soil's ability to withstand deformation and store strain energy. These factors influence the soil's stiffness and its capacity to store and release strain energy during loading and unloading cycles

Table 3. Summary of test results for Strain energy-optimum water content

Type of soil	Strain energy (in-lb-in ⁻³)	Water content (%)	Failure strain (%)
clayey sand (S20B80)	103	29.73	2
sand-clay mix(S50B50)	452.10	22.45	2.5
Sandy-clay (S80B20)	101.50	11.65	1

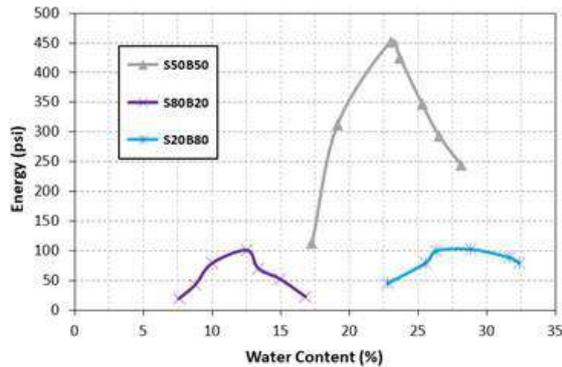


Figure 6: Strain Energy vs Water Content

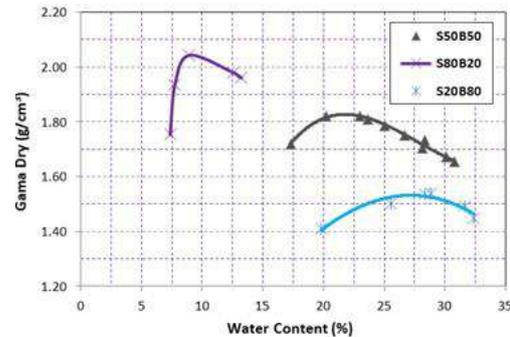


Figure 7: Maximum Dry Density vs Water Content

3. 3. Dry Density -Optimum Water Content Relationship

Figure 7 displays compaction test results for sand-bentonite mixtures, while Table 4 illustrates the relationship between dry density and moisture content at optimal levels for three soil types. Typical compaction curves show an increase in dry unit weight with rising water content. Higher bentonite content leads to a higher optimum water content and lower maximum dry unit weight. Sand-to-bentonite ratio variations influence particle packing and interlocking, potentially resulting in denser soil structures with higher dry density values.

Table 4. Summary of test results for Dry Density -Optimum Water Content

Type of soil	Dry density (g/cm ³)	Water content	Failure strain (%)
clayey sand (S20B80)	1.54	28.85	2
sand-clay mix(S50B50)	1.82	20.02	2.5
Sandy-clay (S80B20)	2.043	8.92	1

3. 4. Modulus -optimum water content relationship

Figure 8 shows the relationship between modulus and optimal moisture for three soil types, as outlined in Table 5. Bentonite's high plasticity and swelling properties when mixed with water can enhance plasticity, potentially impacting modulus values. The ratio of sand to bentonite in each soil mixture likely influences modulus values. Bentonite weakens the intergranular bite of sand, and its suspension on sand surfaces reduces the modulus of the specimen

Table5. Summary of test results for Modulus -optimum water content

Type of soil	Modulus (psi)	Water content	Failure strain (%)
clayey sand (S20B80)	32	28.85	2

<i>sand-clay mix(S50B50)</i>	152.48.	23.00	2.5
<i>Sandy-clay (S80B20)</i>	165.78	8.92	1

Increasing the sand content up to 80% reduced the failure strain and strength by more than 50% compared to the sand clay mix.

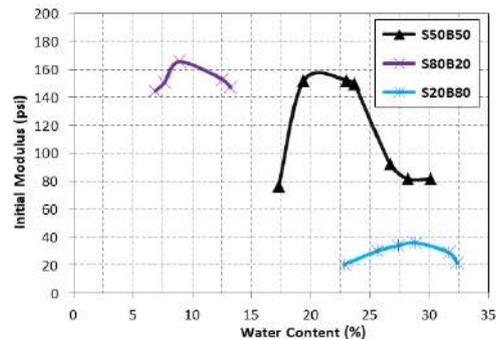


Figure 8. Initial Modulus vs Water Content

4. Conclusion

In this experimental study, the influence of Bentonite clay and optimum moisture content on compacted soil properties was investigated using 90 soil specimens. The conclusions drawn from the study are as follows:

- Dry density decreases with increasing Bentonite content, notably observed in the S80%B20% mixture.
- Compressive strength peaks in the S50%B50% mixture.
- The lowest modulus of elasticity is associated with the optimal amount of Bentonite.
- Energy absorption is optimal in the S50%B50% mixture

Références

- Arabani, M. and M. VeisKarami: *Geomechanical Properties Of Lime Stabilized Clayey Sands*. The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 32, pp 11-25 (2007).
- Briaud J.-L, F.ASCE1; Yanfeng Li, M.ASCE2; and Keunyoung Rhee, S.M.ASCE3 BCD: *A Soil Modulus Device for Compaction Control*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 132, Issue 1 (2006)
- Colback, P.S.B. and Wiid, B.L.: *The influence of moisture content on the compressive strength of rocks*. Proc. 3rd Can. Rock Mech. Symp., Toronto (1965).
- Grammatikopoulos, J. N., N. E. Manou-Andreadis, C.A. Anagnostopoulos: *Determination of the modulus of elasticity es in saturated clay - silty sand mixtures*. ISRM International Symposium, Melbourne, Australia, November (2000).
- Haney, M.G. and Shakoor, A.: *The relationship between tensile and compressive strengths for selected sandstones as influenced by index properties and petrographic characteristics*. Proceedings, 7th Int. Congress, Int. Assoc. Eng. Geol., v. II, pp. 493-500 (1994).
- NZS 4297: *Engineering design of earth buildings*. Building Code Compliance Documents, B1 (VM1), B2 (AS1)] p 63, (1998).
- Pantelidis, Lysandros: *Determining Of The Soil Strength Characteristics Through The Plate Bearing Test*. Foundations of civil and environmental engineering No. 11,p 12, (2008).
- Raper R.L., Erbach D. L: *Effect of Variable Linear Elastic Parameters Finite element Prediction of soil compaction*. American Society of Agricultural and Biological Engineers, 33(3):731-736, (1990).
- Shakoor, A. and Bonelli, R.E: *Relationship between Petrographic Characteristics, Engineering Index Properties, and Mechanical Properties of Selected Sandstones*. Environmental & Engineering Geoscience, 28, 55-71, (1991).
- Ulusay R., Türeli K., M.H. Ider M.H.: *Predicting of engineering properties of a selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multivariate statistical technics*. Engineering Geology volume 38 issue 1-2 , Pages 135-157, (1994).

COMPORTEMENT DE LA BRIQUE DE TERRE COMPACTEE STABILISEE A LA FUMEE DE SILICE VIS-A-VIS DES ATTAQUES AUX SELS

Ahmed Abdelmadjid AIT SALEM¹, Assia BENCHOUK¹, Naima BELAYACHI²

¹ Université de Tlemcen, Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement (EOLE), Tlemcen, BP 230, Algérie.

² Université d'Orléans, Université de Tours, INSA CVL, Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé, Polytech Orléans, 8 rue Léonard De Vinci, 45072 Orléans, France,

Résumé :

Les applications utilisant les sols compactés non saturés, sont multiples. Parmi les plus fréquentes, les remblais routiers, les barrages, les centres de stockage de déchets et les briques de terre compressée BTC utilisées dans la construction en terre.

Ces dernières années, les études sur les BTC se sont multipliées. Cet axe de recherche est boosté par l'utilisation des éco-matériaux dans la construction afin de préserver l'environnement.

La BTC a de multiples avantages (matériau terre en abondance selon les régions et les gisements existants, éco-matériau local avec des distances de transport faible), mais présente une vulnérabilité à l'eau suite au changement rapide de la teneur en eau et du degré de saturation du matériau. L'exposition de la BTC à l'eau toute seule (remontée capillaire) ou chargée de sels (zones côtières) peut entraîner des dégradations du matériau et diminuer ainsi ses caractéristiques mécaniques.

Dans ce travail expérimental, nous nous intéressons au comportement à l'eau et aux sels de la BTC stabilisée à la fumée de silice. Les échantillons sont fabriqués à base d'un tuf de la région de Beni-Saf stabilisés avec 10% de fumée de silice. L'étude du vieillissement accéléré des échantillons compactés statiquement à l'aide d'une presse au laboratoire, est réalisée par des cycles d'humidification-séchage en utilisant l'eau et les solutions salines.

Deux types de sels ont été utilisés dans notre étude, le chlorure de sodium NaCl et le sulfate de sodium Na₂SO₄ avec une concentration de 14%, suivant la norme EN 12370. Les échantillons ont été préalablement conservés dans un film en plastique et séchés dans une étuve à 40°C jusqu'à masse constante.

Les résultats ont montré que l'ajout de la fumée de silice rend la BTCs plus résistante à l'eau et aux solutions salines.

Mots clés: Brique de terre compactée, tuf, fumée de silice, sulfate de sodium, chlorure de sodium

Abstract:

There are many applications for unsaturated compacted soil. Among the most common are road embankments, dams, landfill sites and compressed earth bricks used in earth construction.

In recent years, studies on compressed earth bricks have multiplied. This line of research is boosted by the use of eco-materials in construction to preserve the environment.

BTC has many advantages (abundant earth material depending on the region and existing deposits, local eco-material with short transport distances), but is vulnerable to water due to rapid changes in water content and the degree of saturation of the material. Exposure of BTC to water on its own (capillary rise) or loaded with salts (coastal areas) can lead to degradation of the material, thereby diminishing its mechanical properties.

In this experimental work, we investigate the water and salt behavior of BTC stabilized with silica fume. The samples are made from tuff from the Beni-Saf region, stabilized with 10% silica fume. The accelerated ageing of statically compacted samples using a press in the laboratory is studied by means of humidification-drying cycles using water and salt solutions.

Two types of salts were used in our study: sodium chloride NaCl and sodium sulfate Na₂SO₄ at a concentration of 14%, in accordance with standard EN 12370. The samples were previously preserved in plastic film and dried in an oven at 40°C to constant mass.

The results show that the addition of silica fume makes BTCs more resistant to water and saline solutions.

Keywords: compacted earth brick, tuff, silica fume, sodium sulfate, sodium chloride

1 Introduction

Le matériau terre est très vulnérable à l'eau. Le changement rapide de la teneur en eau ainsi que le degré de saturation du matériau engendrent des dégradations du matériau conduisant à une diminution des caractéristiques mécanique du matériau.

De nombreux chercheurs ont étudié le comportement du matériau terre vis-à-vis de l'eau pour essayer de trouver des solutions à ce problème, Ghomari. F et Didier 1989[1], ont simulé un essai de vieillissement rapide au laboratoire par la simulation d'une pluie à travers des gouttes d'eau battante.

D'autre part la présence des sulfates ou les chlorures peut engendrer des dégradations importantes dans les sols. Wang, (2002) [2] a étudié l'expansion axial favorisée par une attaque sulfatique par la présence du gypse d'un sable limoneux stabilisé avec le ciment, il a trouvé que la teneur en ciment augmente l'expansion axiale des échantillons. Cette dernière augmente de 0,8% à 1,2% lorsque la teneur en ciment passe de 5% à 9%.

D'après (Bliefert et Perraud, 2001) [3], la concentration des chlorures dans l'eau de mer peut arriver à 17500ppm (partie par million) et dans les sols 1900ppm, d'où l'étude du comportement de la BTC vis-à-vis des chlorures est d'une grande importance. Le borgne (2010) [4] affirme que jusqu'à un dosage de 2g/kg la présence des chlorures dans un sol n'est pas considérée comme des perturbateurs de prise. Ils agissent alors plutôt comme des accélérateurs de prise.

Dans cette communication, nous allons étudier la durabilité d'une brique de terre stabilisée avec 10% de fumée de silice à travers un vieillissement accéléré par des cycles de séchage/humidification dans l'eau et aussi dans des solutions salines. Parmi les solutions salines qu'on étudie : les sulfates qui se trouvent dans la nature sous différentes formes et dans différentes zones, on peut citer le NaCl, et le Na₂SO₄. Ce choix est dicté par le fait qu'on trouve ces deux solutions salines dans les eaux souterraines et les eaux pluviales.

2 Matériels et Méthodes

Sol : Le matériau utilisé est un tuf provenant de la région de Béni- Saf (Nord –Ouest de l'Algérie), c'est un déblai des travaux de terrassement du projet de chemin de fer reliant la même région à la ville d'Ain-Témouchent.

Les résultats de la reconnaissance géotechnique sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1. Résultats des essais de l'identification du sol étudié

Caractéristiques	Gravier (% > 2mm)	Sable (% 0.063-2mm)	Limons (% 2 - 63µm)	Argile (< 2µm)	Cc	Cu	W _L (%)	I _p (%)	E _s (%)	V.B.S.	% CaCO ₃ (%)	% Mo (%)	G _s
Valeurs trouvées	12	23	33	32	150	0.17	37	17.5	16.7	6.2	84.8	1.8	2.74
Interprétations	Classification LCP: Sable limoneux.							Sol plastique	Sol argileux	Calcaire marnéux	Faiblement organique		

Fumée de silice :

C'est une substance en poudre grise composée de silice active micronisée. Elle a une forte activité pouzzolanique grâce à sa composition riche en silice et micro-silicates actifs et sa surface spécifique élevée.

Elle est composée de 93% à 98% de particules sphériques de SiO₂ amorphes d'une taille de quelques dixièmes de micron, ayant ainsi une surface spécifique maximale d'environ 220 000 cm² / g et sa granulométrie varie entre 0,05 à 0,15 µm.

2.1 Préparation et cure des échantillons :

Les échantillons de dimensions (H=10cm et ϕ =5cm) fabriqués à l'aide d'une presse hydraulique avec une contrainte de compactage de 4MPa ont subi un séchage dans un film plastique à une température de 50°C afin de favoriser au maximum les réactions chimiques à l'intérieur de l'échantillon (figure 1) jusqu'à stabilisation de la masse. Les échantillons sont ensuite retirés de l'étuve et laissés à une température ambiante pour procéder aux cycles de séchage/humidification.



Figure. 1. Cure des échantillons

2.2 Protocole d'essai de vieillissement :

Le test d'attaque au sel par séchage/mouillage a été réalisé selon la norme EN 12370[5] pour la détermination de la résistance par un essai de cristallisation des sels.

Chaque cycle de séchage/mouillage comporte trois phases étalées sur 24h :

- La première phase où les échantillons sont immergés dans l'eau distillée et dans les solutions salines.
- Une deuxième phase qui se résume à un séchage à l'étuve.
- Une troisième phase, un refroidissement à une température ambiante.

La figure 2 montre les différentes phases de cycle séchage/mouillage avec la durée de chaque cycle.

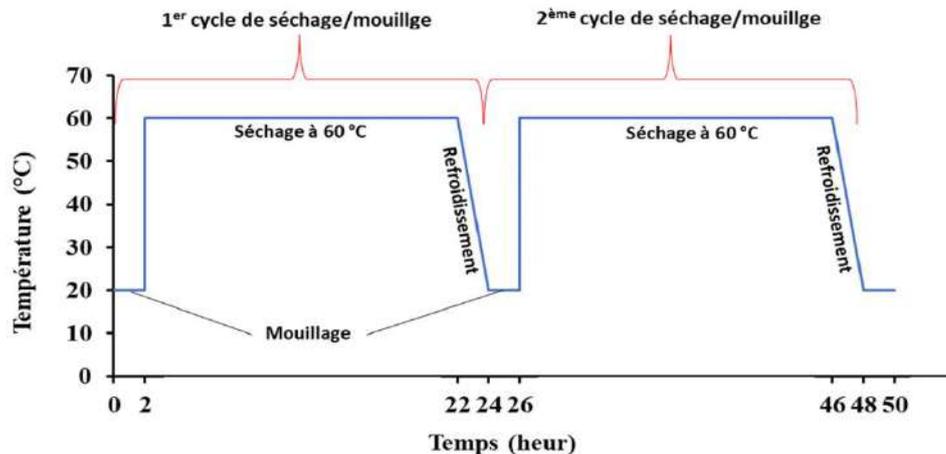


Figure. 2. Descriptif des cycles séchage/mouillage.

3 Résultats et discussion

L'évolution de la masse normalisée (rapport entre la masse de l'échantillon à sa masse initiale sèche) en fonction du nombre de cycle d'immersion-séchage est illustrée sur la Figure 2.

L'échantillon soumis à une immersion totale dans l'eau montre un comportement différent des échantillons soumis à une immersion dans la solution saline. On remarque une augmentation de la masse saturée jusqu'au 5^{ème} cycle où la masse se stabilise jusqu'au 20^{ème} cycle. L'échantillon commence à perdre un peu de matière d'où une diminution de sa masse jusqu'à la ruine totale après 29 cycles. Cette amélioration est due à l'augmentation du PH qui va causer la dissolution de la silice pour former les produits cimentaires qui vont jouer un rôle très important dans l'augmentation de la cohésion entre les grains.

On remarque aussi que l'éprouvette de tuf non stabilisé (TM) immergé dans l'eau nous donne pratiquement les mêmes valeurs, entre le gain et la perte de masse, elle résiste jusqu'au 14^{ème} cycle.

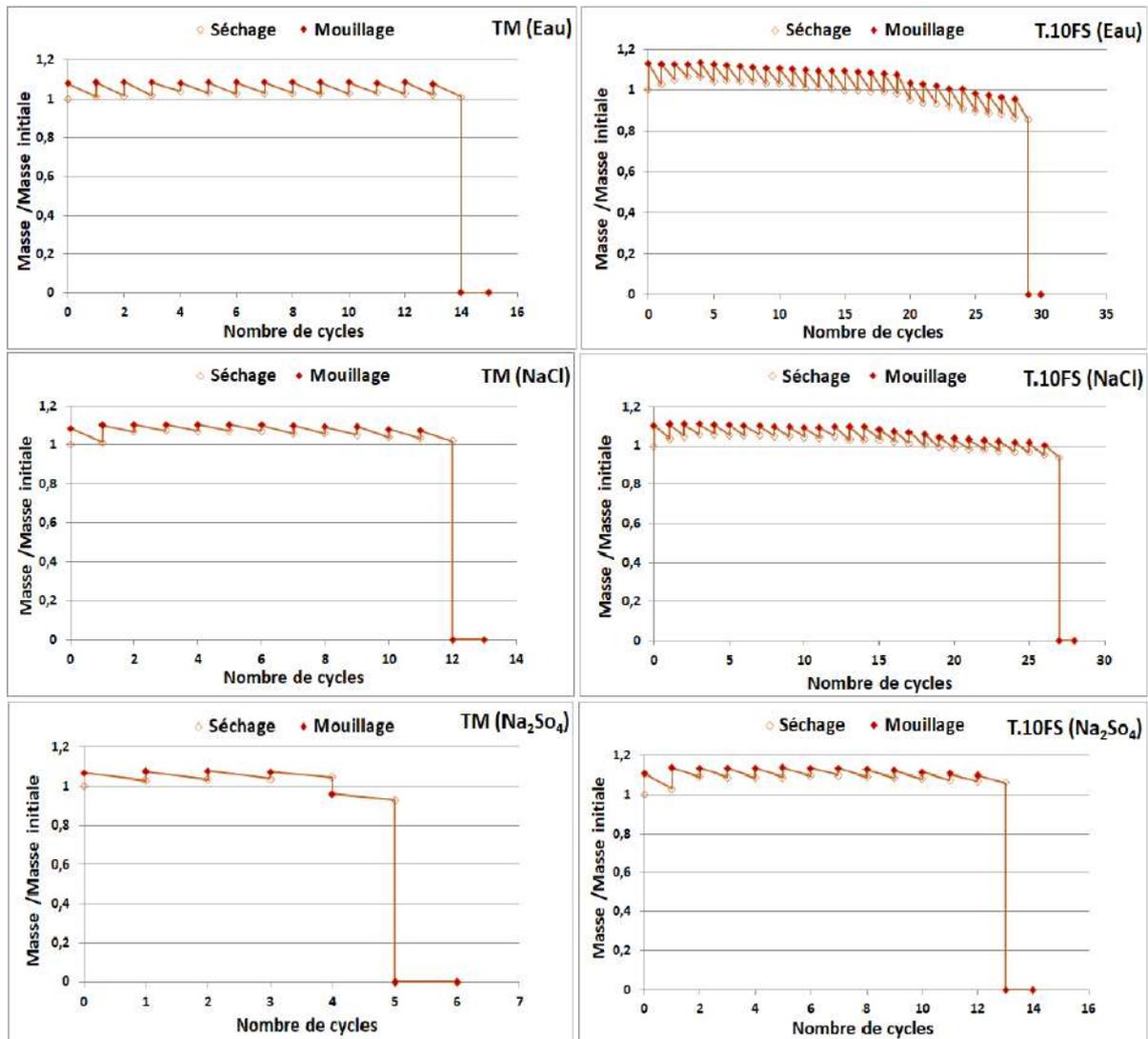


Figure.3. Evolution de la masse/la masse initiale en fonction des cycles séchage/mouillage.

Pour les échantillons immergés dans les deux solutions salines on remarque une augmentation de poids sec et saturé en fonction du nombre de cycles. Cette augmentation est due au stockage du sel dans la structure poreuse des échantillons ainsi que sur la surface des échantillons ce qui est aussi remarquable dans la figure 4 qui montre l'état des échantillons après plusieurs cycles de séchage/humidification.

La présence des sulfates rend l'échantillon plus fragile, on passe de 29 cycles dans l'eau et 27 cycles dans une solution de chlorure de sodium à 13 cycles dans la solution de sulfate de sodium suite à une

dégradation de l'échantillon stabilisé avec la fumée de silice, on remarque cette dégradation aussi dans la figure 4.

L'ajout de la fumée de silice rend la brique plus résistante surtout en présence des sulfates où on atteint 13 cycles de séchage mouillage pour l'échantillon stabilisé avec la fumée de silice contre 4 cycles pour l'échantillon témoin (TM).

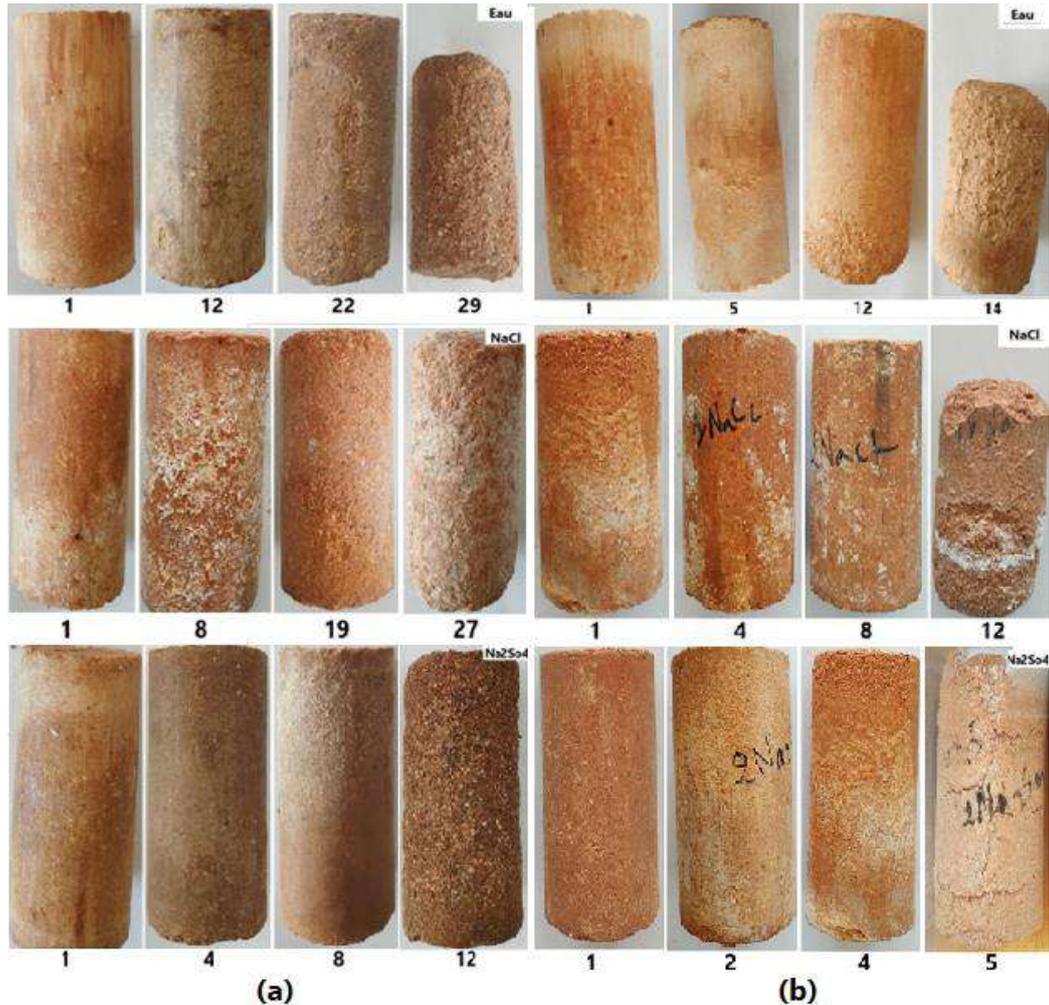


Figure 4 Etat des échantillons en fonction des cycles, (a) T.10FS ; (b) TM

4 Conclusion

Le présent travail de recherche effectué sur le tuf de Beni-Saf soumis à des essais de vieillissement accéléré et exposé aux solutions salines nous a permis de dégager quelques résultats intéressants. L'utilisation de la fumée de silice dans la stabilisation de notre sol offre les meilleurs résultats en termes de tenue à l'eau, résistance au chlorure, et résistance aux attaques sulfatiques externe. Ce qui rend notre brique stabilisée avec la fumée de silice capable d'être utilisée même dans des milieux agressifs tel que les zones côtières.

Références

- [1] Didier. G et Ghomari. F (1990). Méthodologie d'étude au laboratoire de la tenue à l'eau du matériau terre. I.N.S.A. Département génie civil Laboratoire Géotechnique p393

- [2] Lan Wang (2002). Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate. A Dissertation Submitted to Graduate Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College in partial fulfillment of the Requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Wuhan University of Technology.
- [3] BLIEFERT C., PERRAUD R. Chimie de l'environnement – Air, eau, sols, déchets De Boerck Université, 2001,477 p.
- [4] Le borgne T. Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France. 2010
- [5] Nf EN 12370 Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance par un essai de cristallisation des sels.

USING CASEIN AS A SUSTAINABLE ADDITIVE FOR ENHANCED PERFORMANCE OF COMPRESSED EARTH BLOCKS

Abdessalam NOUAOURIA¹, Mohamed Salah NOUAOURIA¹

Université 8 mai 1945 Guelma

Abstract

In industrialized countries, there is a growing policy focus on energy consumption in the building sector, with Algeria standing out as a significant consumer, accounting for approximately 41% of total final energy usage. Recognizing our pivotal role in addressing pressing environmental concerns, we are undertaking initiatives to mitigate this. This includes conducting mineralogical and geotechnical analyses on soil samples sourced from Djebel Debagh quarry, and recent laboratory tests on raw earth bricks have underscored the benefits, particularly in terms of compressive strength. Moving forward, our objective is to enhance this strength further by introducing additives to the base soil in the production of compressed earth bricks.

Keywords: geotechnical characterization, compressed earth bricks, raw earth, compressive strength, laboratory tests.

Résumé

Dans les pays industrialisés, Il y a une attention croissante des politiques sur la consommation d'énergie dans le secteur du bâtiment, avec l'Algérie se distinguant comme un consommateur significatif, représentant environ 41% de la consommation finale totale d'énergie. Reconnaissant notre rôle pivot dans la résolution des préoccupations environnementales pressantes, nous entreprenons des initiatives pour atténuer cela. Cela inclut la réalisation d'analyses minéralogiques et géotechniques sur des échantillons de sol provenant de la carrière de Djebel Debagh, et des tests récents en laboratoire sur des briques en terre crue ont souligné les avantages, notamment en termes de résistance à la compression. À l'avenir, notre objectif est d'améliorer davantage cette résistance en introduisant des additifs dans le sol de base dans la production de briques en terre compressée.

Mots clés caractérisation géotechnique, briques en terre compressée, terre crue, résistance à la compression, tests en laboratoire.

1. Introduction

The ever-increasing global awareness of the environmental challenges and the imperative of sustainable living have led to a profound transformation within the construction industry. Building materials, traditionally responsible for significant resource consumption and greenhouse gas emissions, are undergoing a paradigm shift towards sustainability and eco-friendliness. Compressed Earth Blocks (CEBs), a time-honored construction material, have experienced a renaissance in recent years as a response to the demand for sustainable, cost-effective, and versatile building options[1][2]. These blocks, manufactured by compressing earth and a stabilizing agent, offer a promising solution due to their significantly reduced carbon footprint, affordability, and adaptability to various architectural styles[3].

Nevertheless, in the quest for optimal sustainability, concerns have been raised regarding the mechanical strength and water resistance of CEBs. These concerns are particularly pronounced in regions where climatic conditions necessitate structures with robust water resistance properties. Addressing these limitations while preserving the eco-friendliness and affordability of CEBs has become a paramount objective in sustainable construction research[3].

In response to these challenges, this work embarks on an exploration of an innovative approach to improve the mechanical strength and water resistance of Compressed Earth Blocks. This approach revolves around the incorporation of casein, a protein derived from milk, renowned for its remarkable attributes, which include high adhesive strength and resistance to water permeation. Our research aims to

comprehensively evaluate the effects of casein integration on CEBs, emphasizing the enhancement of their mechanical properties.

Previous research and practical applications have highlighted casein as an exceptional material for bolstering the mechanical strength and water resistance of soil[3][4][5]. Studies in soil stabilization have shown that casein's adhesive properties serve to bind soil particles effectively, mitigating erosion and enhancing the overall structural integrity of the soil. By promoting soil aggregation and reducing susceptibility to water-induced disintegration, casein proves to be a valuable tool for improving the mechanical stability of soil, particularly in construction and land management. Furthermore, its water-resistant characteristics lend soil treated with casein enhanced resistance to water infiltration, reducing the risk of surface runoff and soil erosion[6]. The integration of casein into soil improvement practices, as evidenced by previous work, offers a holistic solution for increasing both mechanical strength and water resistance, demonstrating its potential as an eco-conscious and effective agent in soil engineering and land conservation efforts.

2. Materials and methods

2.1. Materials

The soil was obtained from the Djebel Debagh quarry of Guelma, Algeria. It was extracted from a depth of 1 m below the ground level to avoid topsoil, non-representative aggregates and organic content. Five bags of materials of 50 kg each were taken then methodically homogenized. The geotechnical properties of the soil are listed in Table 1. Characterizing the soil and comparing it against the norms described in the literature is one of our goals. This will reveal if it can be used as a Compressed Earth Block (CEB) or if it needs some amendments to make it eligible.

To characterize the material, several tests were carried out. The tests include particle-size distribution, Atterberg limits and Proctor compaction.

2.1.2. Casein

Casein finds a wide range of applications across various industries. In the food industry, it is commonly used as an ingredient in dairy products such as cheese and yogurt due to its ability to form gels and provide texture. It is also utilized in processed foods as a stabilizer and emulsifier. Moreover, casein is employed in the manufacturing of certain nutritional supplements and protein powders, particularly those designed for slow-release protein sources. In the world of art, casein is used as a binder in paints, valued for its versatility and quick drying properties. Additionally, it has applications in adhesives, textiles, and pharmaceuticals. Its biodegradability and compatibility with a wide array of materials make casein a versatile and valuable substance in various industrial and artistic processes[16].

The casein used in this study obtained from Soummam Company, Bejaia, Algeria.

Table 1. Geotechnical properties of DD Soil.

Atterberg limit	Liquid Limit	LL (%)	49
	Plastic Limit	PL (%)	25
	Plasticity Index	IP (%)	24
Compaction	Standard Proctor	$W_{SPO}(\%)$	17
		$\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1,5
	Modified Proctor	$W_{MPO}(\%)$	15
		$\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1,73

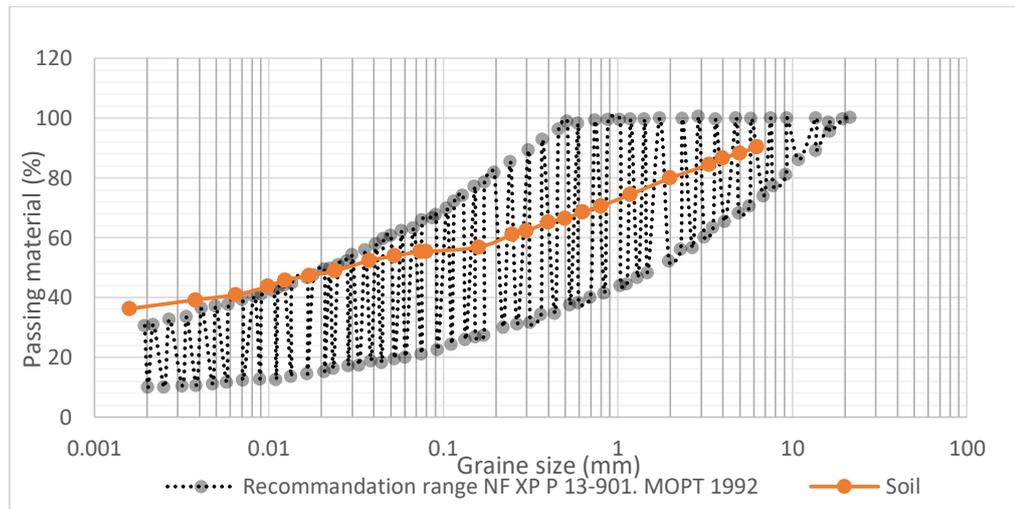


Figure. 1. Particle size distribution of untreated soil DD and the range deduced from the recommendations.

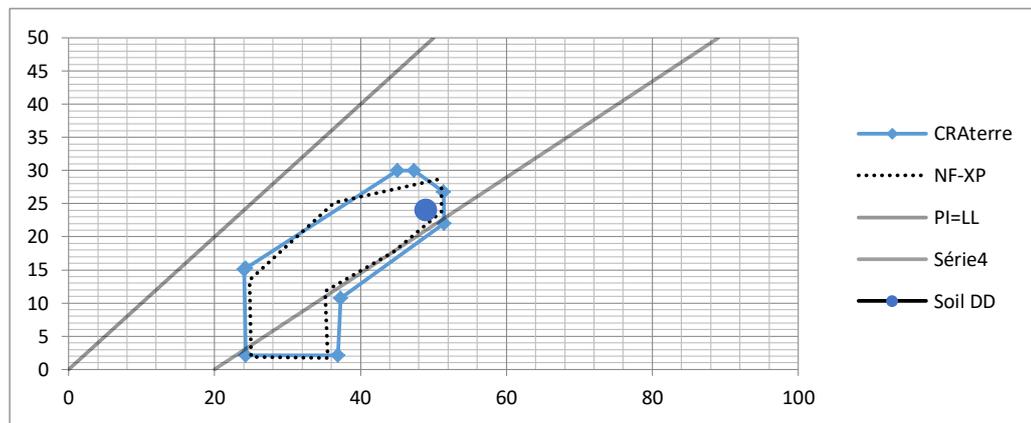


Figure. 2. Atterberg limits of untreated soil DD and the recommendations range.

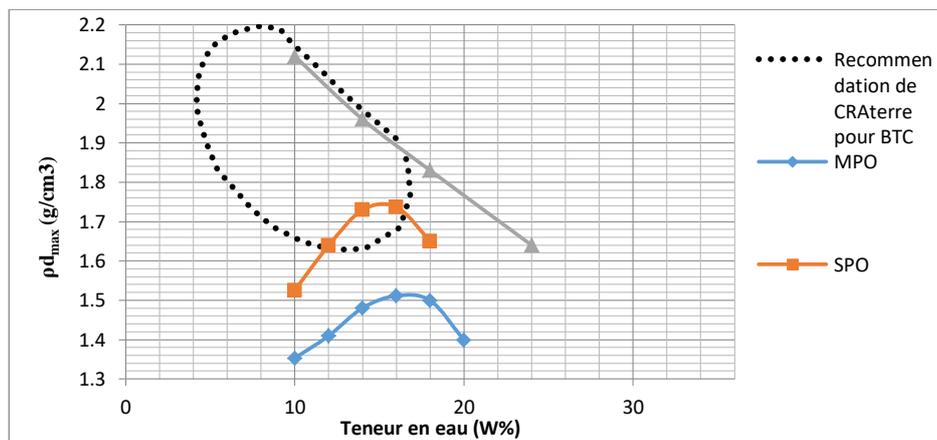


Figure. 3. Compaction tests Standard Proctor (SPO) and Modified Proctor (MPO) for the untreated soil BD and the recommendations range for CEB.

2.2. Methods

2.2.1 Sample preparation

All tested specimens were prepared using the static compaction method. The samples used in this study have 77mm in diameter and 154mm in height. According to the requirements of the test procedure, the weight of soil and water were determined from the modified optimum Proctor results. The required quantities of the water and soil were weighed and initially mixed. For the stabilized samples, the chosen stabilizer was pre-mixed with the dry ingredients of the soil mixture. After dry mixing, water equivalent to the optimum water content for compaction was added. After mixing, the required bulk mix was weighed and placed into sample molds and statically compressed to achieve the maximum dry density of the non-amended soil mix (i.e. 1.73 g/cm³). The compacted specimen was then extracted from the sample mold and left to air-dry on a laboratory bench to gain strength, see Figure 4.

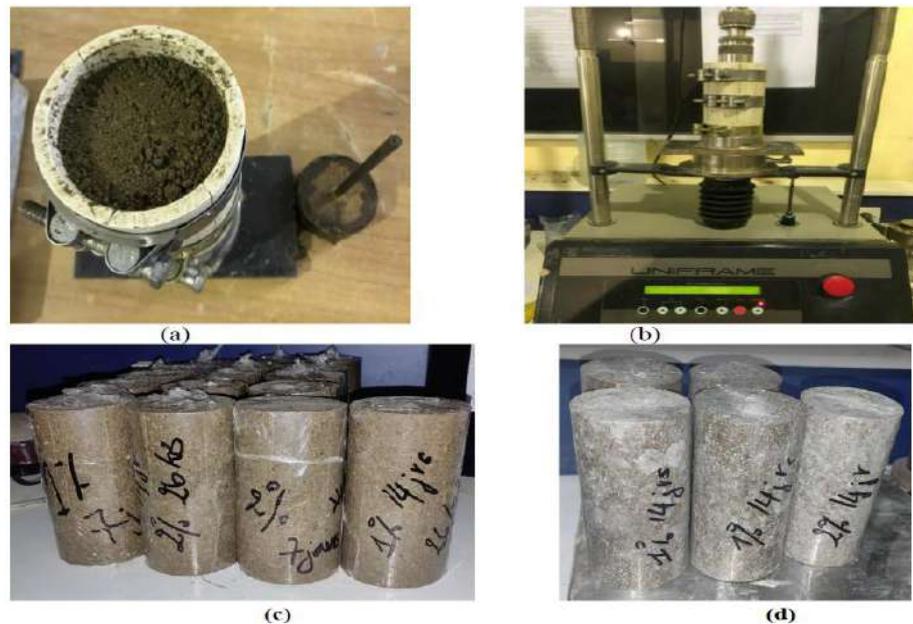


Figure 4. Compacted samples preparation: device and specimens.

2.2.2 Test methodology

Unconfined compressive strength

For unconfined compressive strength tests, 21 samples were prepared, untreated soil samples were tested immediately, while biopolymer-treated soil samples were left drying for 7, 14 and 28 days respectively at room temperature. Then, they were tested using a test machine with vertical load applied at a constant displacement rate of 1 mm/min according to ASTM Standard D 2166 [17], as shown in Figure 5.



Figure. 5. Unconfined compression tests of the specimens.

3. Results and discussion

3.1 Unconfined compressive strength

The results of UCS tests are presented in Figure 6 and Table 2; note that the average of three compressive strengths results for each dosage was taken. Figure 6 shows the compressive strength values which varied from 0.9MPa for untreated samples to 1.8 MPa at 28 days of curing time for 2% casein treated samples. The UCS results of untreated samples 0.9 MPa and 1% treated sample at 7, 14 and 28 days 1.3MPa and 1.5 MPa respectively are lower than the minimum value recommended by the standard[10], which must be greater than or equal to 1.6 MPa. While the UCS results for 2% treated samples at 14, 28 days respectively are above the minimum value recommended.

Table .3. Results of the unconfined compressive strength tests.

	0 day	7 days	14 days	28 days
UCS (1% Casein) (MPa)	/	1,3	1,5	1,5
UCS (2% Casein) (MPa)	/	1,6	1,8	1,8
UCS (untreated soil) (MPa)	0,9	/	/	/

Figure 7 shows the main factors affecting the average unconfined compressive strength; namely curing time and bio-binder dosage. It should be noted that for the time factor, the average strength increases as a function of time for days 0 to 14. After the 14th day, the effect of the curing time decreases. This occurs because the duration of curing is required for the interaction between water, carob-gum, and soil particles. In addition, as the hydrogels dry, they are transformed into a rubbery or glassy state that tends to bind

with the particles[18]. Besides, there is a possibility that water in the soil may decrease a little bit and therefore the compressive strength of the soil goes up.

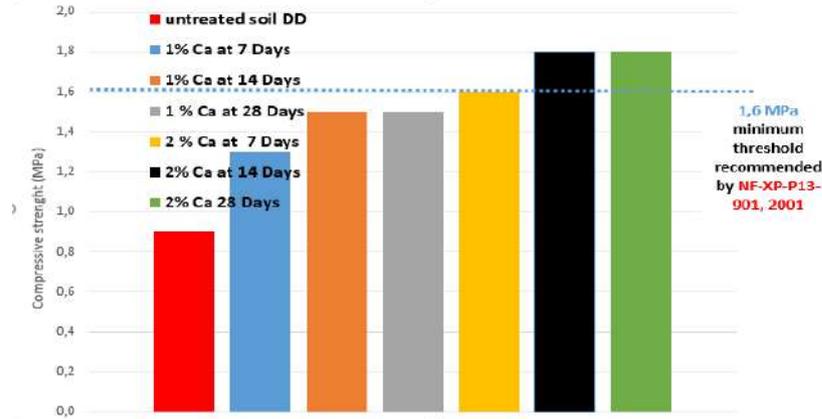


Figure. 6. The unconfined compressive strength for all specimens with the minimum threshold recommended by NF-XP-P13-901, 2001.

As far as the effect of the binder dosage is concerned, the average compressive strength increases with the increase of the dosage from 1.5 MPa at 28 days of curing time for 1% of casein treatment up to 1.8 MPa at 28 days of curing time for 2% of casein. The increase in strength with bio-binder content is attributed mainly to the bio-binder formation of hydrogen bonds between numerous hydroxyl groups; the chemical structure of Casein is responsible for the effect of hydrogen-bonded hydrocolloids [4]. Moreover, Hydrogels in the voids of soil particles act as binding agents, resulting in a soil casein matrix that is more resistant to compression and provides enhanced bearing capacity.

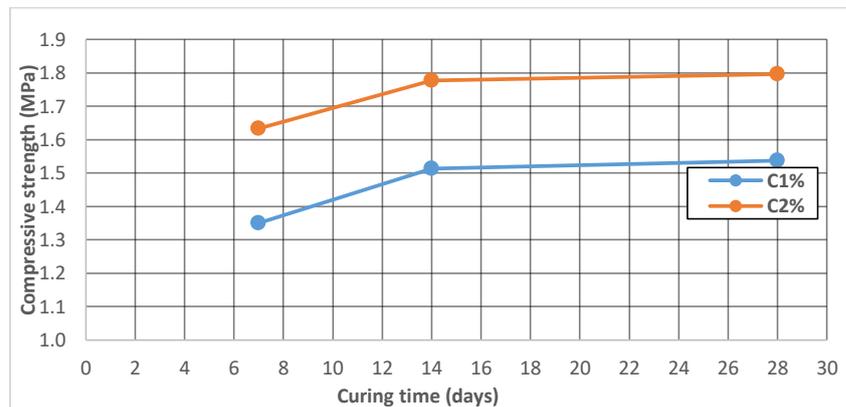


Figure. 7. Curves of the dosage and the curing time effects on the average of the UCS.

4. Conclusion

This research aimed to evaluate the influence of biological methods on the properties of compressed earth blocks stabilized with Casein, namely unconfined compressive strength. The following main conclusions can be drawn from this study:

-The biopolymer studied here is casein; it has a significant positive impact on the mechanical properties of the CEB. It was observed that the unconfined compressive strength of the soil is improved with the addition of the biopolymer. This addition leads to an increase in strength with curing time for both percentages of Casein-treated soil.

-By increasing curing time from 1 day to 14 days, the unconfined compressive strength of CEB was increased substantially.

-This study shows an exciting potential replacement for less environmentally friendly stabilizers for earthen construction materials. Further experimental research is necessary to confirm the long-term behaviour of this material. As well, an analysis of its life cycle is necessary.

References

- [1] P. Minist et al., “Mémoire de Master Thème : Comportement mécanique du sol cohérent traité avec un bio-liant .,” 2022.
- [2] B. SERBAH, “Cartographie des sédiments de dragage des barrages de l ’ ouest Algérien : Une solution de valorisation en BTC,” 2018.
- [3] N. Latifi, S. Horpibulsuk, C. L. Meehan, M. Z. Abd Majid, M. M. Tahir, and E. T. Mohamad, “Improvement of Problematic Soils with Biopolymer—An Environmentally Friendly Soil Stabilizer,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 29, no. 2, pp. 1–11, 2017, doi: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001706.
- [4] H. Fatehi, S. M. Abtahi, H. Hashemolhosseini, and S. M. Hejazi, “A novel study on using protein based biopolymers in soil strengthening,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 167, pp. 813–821, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.028.
- [5] A. E. Losini, A. C. Grillet, M. Bellotto, M. Woloszyn, and G. Dotelli, “Natural additives and biopolymers for raw earth construction stabilization – a review,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 304, no. July, p. 124507, 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124507.
- [6] I. Chang et al., “Review on biopolymer-based soil treatment (BPST) technology in geotechnical engineering practices,” *Transp. Geotech.*, vol. 24, no. February, p. 100385, 2020, doi: 10.1016/j.trgeo.2020.100385.
- [7] AFNOR French-Standards-XP-P94-041, “Sols : reconnaissance et essais – Identification granulométrique. Méthode de tamisage par voie humide.,” 1995.
- [8] AFNOR French-Standards-NFP94-057, “Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation.,” 1992.
- [9] AFNOR French-Standards-NFP94-051., “Norme française. Sols: reconnaissance et essais. Détermination des limites d’Atterburg: limite de liquidité la coupelle, limite de plasticité au rouleau, NF P 94-051. AFNOR, pp. 15.,” no. mm, pp. 7–9, 1993.
- [10] AFNOR XP and P13-901, “Compressed earth blocks for walls and partitions: definitions – Specifications – Test methods – Delivery acceptance conditions, Saint-Denis La Plaine Cedex,” 2001.
- [11] O. régionale africaine de Normalisation, “Blocs de terre comprimée normes.,” *Technol.* n° 11. CDI CRAterre-EAG, Belgique, pp. 1–9, 1998.
- [12] MOPT, “Bases Para el Diseño y Construcción con Tapial,” *Cent. Publicaciones, Secr. Gen. Técnica, Minist. Obras Públicas y Transp.*, 1992.
- [13] AFNOR French-Standards-NFP94-093, “Sols : reconnaissance et essais - Détermination des caractéristiques de compactage d’un sol : essai Proctor normal, essai Proctor modifié,” 1993.
- [14] F. L. and A. R. CRAterre, M. Mariette, “Caractéristiques mécaniques, thermiques et hygrométriques du matériau terre crue,2012.,” 2012.
- [15] I. Chang, J. Im, M. K. Chung, and G. C. Cho, “Bovine casein as a new soil strengthening binder from diary wastes,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 160, pp. 1–9, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.11.009.
- [16] A. Jha and A. Kumar, “Biobased technologies for the efficient extraction of biopolymers from waste biomass,” *Bioprocess Biosyst. Eng.*, vol. 42, no. 12, pp. 1893–1901, 2019, doi: 10.1007/s00449-019-02199-2.
- [17] D. ASTM, “2166. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil,” West Conshohocken, PA, United States, 2016.
- [18] S. Muguda et al., “Mechanical properties of biopolymer-stabilised soil-based construction materials,” *Géotechnique Lett.*, vol. 7, no. 4, pp. 1–18, 2017.

EFFET DU TYPE DE SOL (SABLEUX ET/OU ARGILEUX) ET DE TENEUR EN EAU SUR LA PERMEABILITE A L'EAU D'UNE BRIQUE DE TERRE CRUE COMPRESSEE ET STABILISEE PAR LA METHODOLOGIE DES PLANS D'EXPERIENCES

Sabah TOUAHRIA, Mohamed BENCHEIKH

Laboratoire développement des Géo matériaux (LDGM)- Université Mohamed Boudiaf- Msila-Algérie

Résumé : Cette recherche expérimentale vise à examiner l'impact du type de sol sur la perméabilité à l'eau et l'absorption d'une brique de terre crue comprimée et stabilisée. Des échantillons ont été préparés et évalués en fonction de leur résistance à la compression, leur absorption d'eau par capillarité, leur absorption d'eau par immersion totale, leur porosité, leur réaction aux ultrasons, et leur perméabilité à l'eau. Les résultats démontrent que le mélange de terre (rouge) de type sableux se combine bien avec l'argile (grise) pour produire la composition optimale, atteignant une résistance à la compression moyenne de 17 MPa, une porosité moyenne de 7.7% et un taux d'absorption de 4.5%.

Mots clés : Brique de terre crue, Teneur en eau, Absorption par capillarité, Porosité, Perméabilité à l'eau.

Abstract: This experimental research aims to examine the impact of the type of soil on the permeability and absorption of a compressed and stabilized raw earth brick. Samples were prepared and evaluated based on their compression resistance, their water absorption by capillarity, their total immersion water absorption, their porosity, their reaction to ultrasound, and their water permeability. The results demonstrate that the mixture of sandy type (red) soil combines well with (gray) clay to produce the optimal composition, achieving an average compression resistance of 17 MPa, an average porosity of 7.7%, and an absorption rate of 4.5%

Keywords: raw earth brick, water content, capillary absorption, porosity, water permeability.

1 Introduction

L'augmentation continue de la consommation d'énergie a incité tous les pays à envisager des alternatives, y compris l'utilisation de matériaux écologiques. Les principaux objectifs de la stratégie nationale de l'Algérie consistent à favoriser le développement et de promotion des énergies renouvelables dans le but de renforcer la sécurité énergétique du pays, c'est pourquoi nous avons décidé d'étudier la terre crue dans cette recherche, car c'est un matériau écologique largement disponible en Algérie. Plusieurs chercheurs ont mené des études sur la terre crue Et ont développé une nouvelle analyse du test d'absorption d'eau qui permet d'identifier la perméabilité intrinsèque des briques de terre [1], [2], et le taux de perméabilité le plus élevé des briques perméables à base de résine [3]. Ils ont utilisé des tests d'absorption standard simples pour évaluer la perméabilité des matériaux en terre [4], et ont constaté que la nature de la terre influence l'absorption d'eau [5]. La perméabilité augmente en fonction du taux de minéraux argileux et de leur capacité à adsorber la vapeur [6]. L'augmentation de la quantité de fibres présentes dans la brique de terre favorise davantage l'absorption par capillarité [7],[8].

2 Matériaux et Méthodes

2.1. Matériaux

Les échantillons ont été réalisés en utilisant l'argile : rouge, grise et le tuf, provenant de la wilaya de M'sila en Algérie. Le tuf est une roche poreuse légère, formée de dépôts volcaniques, utilisées dans les travaux routiers. Le stabilisant utilisé est le ciment gris CEM II A-P 42.5. Le taux de sable est pris égal à 0%, 25% et 50%, la teneur en eau oscille entre 8% et 10%, et la pression de moulage varie de 0,5 MPa à 1 MPa. Les propriétés physiques et l'analyse chimique de la terre sont illustrées dans les tableaux 1 et 2 :

Tableau 1. Propriétés physiques de la terre utilisée

Type de terre	Limite de liquidité (wl)	Limite de plasticité (wp)	Indice de plasticité (Ip)
Rouge	24,08	18,74	5,34
Grise	26,83	25,46	1,37
Tuf	28	18,30	9,85

Tableau 2. Analyse chimique élémentaire effectuée par fluorescence X

Type de terre	PAF	Sio2	Al2o3	Fe2o3	Ca	Mgo	So3	K2o	Na2o	P2o5	Tio2
Rouge	25,48	33,78	7,17	2,94	22,54	5,08	0,36	1,65	0,29	0,22	0,49
Grise	23,77	35,64	11,0	4,38	20,76	1,73	0,12	1,29	0,40	0,26	0,63

2.2. Méthodes

Les éprouvettes utilisées dans cette recherche sont de forme cylindrique de 7 cm de diamètre et 7 cm de hauteur. Après leur fabrication, elles sont stockées dans un humidificateur à une humidité relative de 95% et une température de 20° C jusqu'à ce qu'elles atteignent une masse constante, durant une période de cure de 28 jours puis elles sont soumises à divers essais pour leur caractérisation.

2.2.1. Essai d'absorption d'eau par capillarité :

Les essais, qui sont conformes à la norme XP P13-901 [9], ont été réalisés sur 76 éprouvettes dans le but de déterminer leur capacité d'absorption d'eau par capillarité. Une fois qu'une masse constante P_0 est atteinte, les échantillons sont immergés pendant 10 minutes dans un récipient d'eau placé sur une surface plane, avec la face immergée à 5 mm sous le niveau de l'eau. Les éprouvettes sont ensuite retirées, essuyées avec une peau de chamois, et pesées pour obtenir P_1 . Le coefficient d'absorption par capillarité est donné par :

$$Cb = 100 \frac{(P_1 - P_0)}{S \cdot (\sqrt{t})} \quad (1)$$

C_b : coefficient d'absorption par capillarité exprimée en $g/cm^2 \cdot m^{1/2}$

S : la surface de la face immergée en cm

2.2.2. L'absorption d'eau par immersion ABS :

L'essai est déterminé selon la norme NBN B 15-215-1989. L'absorption ... est donnée par :

$$ABS = \frac{(M_h - M_s)}{M_s} \quad (2)$$

M_h : la masse humide constante après immersion en g

M_s : la masse sèche constante après séchage à l'étuve en g

2.2.3. La porosité accessible à l'eau P (%) :

Les essais de porosité accessibles à l'eau sont réalisés conformément à la norme (NF EN 18-459) [10]. Ils impliquent l'application d'un principe d'essai basé sur la pesée humide et hydrostatique des échantillons. La porosité est donnée par :

$$P(\%) = \frac{(M_h - M_s)}{(M_h - M_{s\text{ sous eau}})} * 100 \quad (3)$$

M_h : masse humide constante après immersion en g

M_s : la masse sèche constante après séchage à l'étuve en g

$M_{s\text{ sous eau}}$: la masse hydrostatique en g

2.2.4. Essai de perméabilité à l'eau :

L'essai de perméabilité a été effectué sur six briques de terre crue de dimensions $27 \times 13 \times 9 \text{ cm}^3$, saturées et soumises à l'action de l'eau sous une pression de 3 bars. L'essai s'effectue par le principe de la loi de Darcy selon la norme ISO 17892-11 :2019 [12].

La perméabilité est donnée par la formule suivant :

$$k_w^* = \frac{Q \cdot L \cdot I}{t \cdot A \cdot \Delta h} \quad (4)$$

Q : le débit d'eau, exprimée en m² /s

Δh : hauteur de colonne d'eau, exprimée en m, cm

L : épaisseur de la section pénétrée, exprimée en m, cm

k_w^* : coefficient de perméabilité à l'eau, exprimée en m /s, cm/s

I : gradient hydraulique à travers le spécimen (m/m), (cm/cm)

A : la section pénétrée, exprimée en m², cm²



Figure 1. Appareil de mesure de la perméabilité à l'eau

2.2.5. Résistance à la compression

L'essai de compression est effectué à l'aide d'une presse hydraulique, conformément à la norme (P 18-406) [11], sur 72 échantillons cylindriques.

3 Résultats

Le tableau 3 : Résultats de porosité, la résistance à la compression, d'absorption

Type de terre	ABS (%)	P (%)	Cb (g/cm ² .m)	R (MPa)	K(cm/s)
Rouge	3,09 ± 6,60	5,10 ± 14,04	5,90 ± 18,50	2.60 ± 18.29	1,86x10 ⁻⁷
75%R+25%G	2,06 ± 6,76	3,85 ± 11,24	4,50 ± 19,47	2.60 ± 20.10	1,93 x10 ⁻⁷
Tuf	0,31 ± 15,09	2,53 ± 22,95	2,16 ± 31,53	0.26 ± 14.18	/

4 Interprétation des résultats

4.1. Résistance à la compression

D'après la méthodologie des plans d'expériences, la composition du sol qui permet d'obtenir la meilleure résistance à la compression est celle qui contient 75% de terre rouge et 25% d'argile grise, avec une valeur moyenne de 9.85 MPa et une valeur maximale moyenne de 13 MPa.

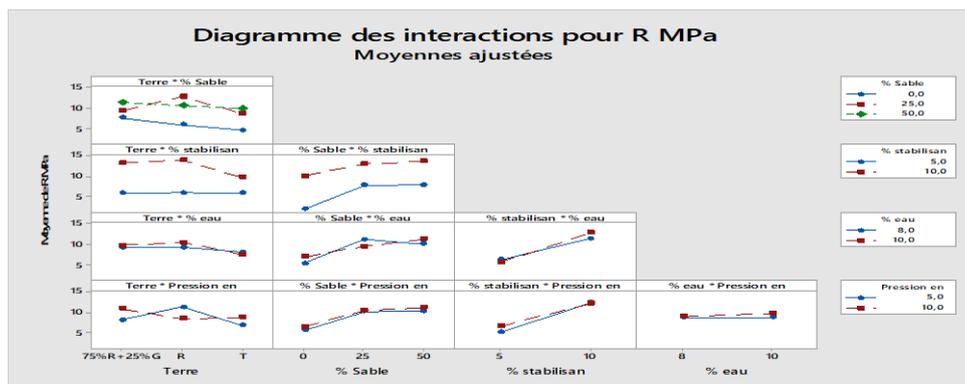


Figure 2. Résistance à la compression par plan d'expérience (interaction des facteurs deux à deux)

La terre rouge de type sableuse peut atteindre une résistance à la compression de 13.80 MPa avec 10% de stabilisant et 13 MPa lorsqu'elle est mélangée avec 25% de sable. Le tuf, lorsqu'il est mélangé avec 50% de sable, permet une résistance à la compression plus faible, d'une valeur de 10 MPa.

4. 2. La porosité

La porosité la plus faible est obtenue avec un mélange de 75% de terre rouge et 25% d'argile grise, en atteignant une valeur de 7.7%. La terre rouge, lorsqu'elle est utilisée seule, permet une porosité moyenne de 9.67%. Le tuf, quant à lui, permet une valeur de porosité moyenne plus élevée de 15.63.

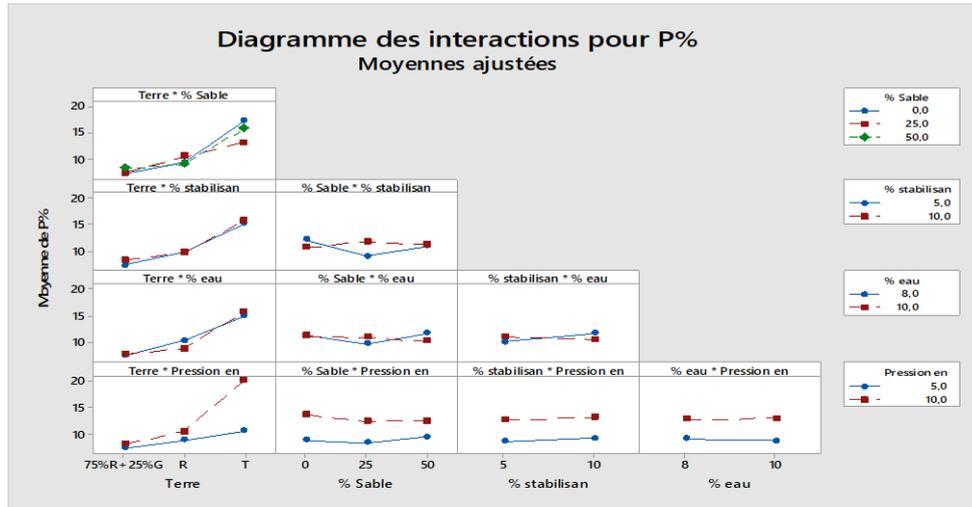


Figure 3. Résultat de porosité par plan d'expérience

L'introduction de sable dans le mélange de terre n'a qu'un léger impact sur la porosité, avec une variation moyenne de 10.62% à 11.35% lorsque la quantité de sable varie de 0% à 50%. De même, l'absorption fluctue en moyenne de 5.48% à 6.33% lorsque le taux de sable varie de 0% à 50%.

La porosité n'est pas affectée par le pourcentage de stabilisant ou la quantité d'eau dans le mélange.

4. 3. L'absorption par immersion ou par capillarité

Un comportement similaire est observé pour l'absorption en fonction du type de terre. L'absorption la plus faible est obtenue avec un mélange de 75% de terre rouge et 25% d'argile grise, affichant une valeur de 4.14%. La terre rouge, lorsqu'elle est utilisée seule, permet une absorption de 4.78%. Le tuf, quant à lui, présente la valeur d'absorption la plus élevée, environ le double, soit 8.60%.

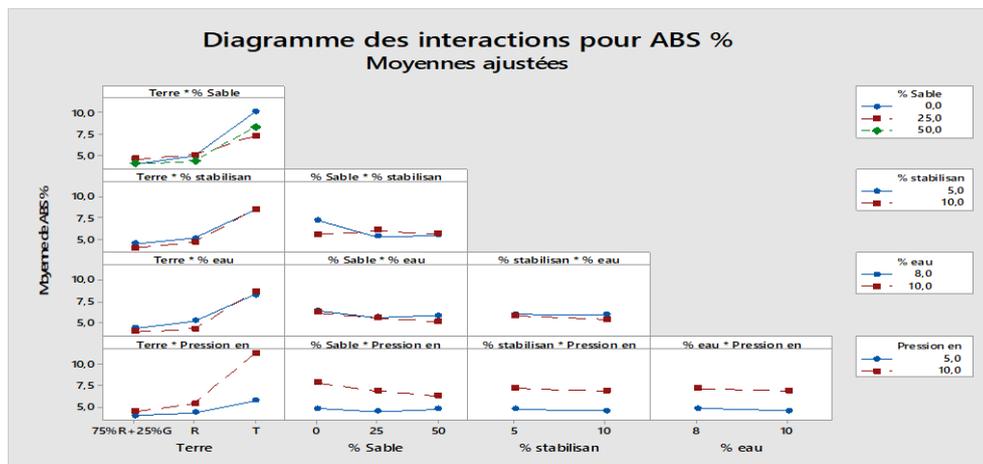


Figure 4. Absorption d'eau moyenne par la méthodologie des plans d'expérience (interaction des facteurs deux à deux)

La pression appliquée lors du moulage de la brique influence la porosité, qui varie en moyenne de 9% à 13% lorsque la pression fluctue de 5t à 10t. Cela explique l'apparition de fissures sous une pression élevée. En ce qui concerne l'absorption, une pression de 0,5 MPa permet une absorption moyenne de 4.67%, tandis qu'une pression de 1MPa permet une absorption de 7%. Ces résultats sont cohérents avec ceux de la porosité.

La valeur du coefficient de la perméabilité à l'eau pour brique de terre est de $1,93 \times 10^{-7}$ cm/s et il est plus faible dans le cas de la composition 75% de terre rouge et 25% d'argile grise par rapport à la composition terre rouge 50% et sable 50% qui est de $1,86 \times 10^{-7}$ cm/s mais il est indiqué une forte porosité par rapport à celle du béton.

5 Conclusion

Un mélange de 75% de terre rouge de type sableuse et 25% d'argile grise offre une résistance à la compression optimale, une porosité moyenne et un taux d'absorption acceptable. Il conduit à une résistance à la compression moyenne de 17 MPa, une porosité moyenne de 7.7% et un taux d'absorption moyen de 4.5%, avec une pression de moulage de 5 MPa, une teneur en eau de 10% et un taux de stabilisant de 10%.

Grâce à la méthodologie des plans d'expériences, les résultats sont facilement interprétables et fournissent des informations précieuses, à condition que les expériences soient bien préparées pour parvenir rapidement aux meilleurs résultats possibles et éviter les expériences inutiles, assurant ainsi une progression sûre.

Références :

- [1]. M.SAIDI, AS_CHERIF, E SEDIKI, B ZEGHMATI *tude comparative de la capacité de sorption des matériaux de construction à base de terre, Le printemps de l'éco-construction* pecoc2019 (2ème édition)
- [2]. Soudani, L., McGregor, F. & Morel, J-C. *Analysis of the water absorption test to assess the intrinsic permeability of earthen materials* Fabbri, A., Construction and Building Materials, vol. 199, pp. 154-162.
- [3]. Xiaofu Wang, Xiong Zhang, *Component optimization of porous permeable brick in "sponge city" based on rainfall area division*, E3S Web of Conferences 237, 03004 (2021),
- [4]. Fabbri, L. Soudani, F. McGregor, J. C. Morel, *Analysis of the water absorption test to assess the intrinsic permeability of earthen materials*, Constr. Build. Mater. 199 (2019) 154–162.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.014>
- [5]. Abdelhak MAACHI, In Philippe Devillers, Jonathan Rabary, *fluence de la terre sur les propriétés physiques de briques de terre crue*, RUGC 2020
- [6]. L. Laou, L Ulmet, S Yotte, SAA Said, P Maillard, S Rossignol , *l'évaluation des propriétés hydriques des briques en terre crue en fonction de leurs compositions et leurs microstructures*. AJCE - Special Issue
- [7]. Yacine Labiad, A Meddah, M Beddar, L Pantelidis , *Study on characterization, mechanical, and thermal properties of Alfa fiber–reinforced compressed earth blocks incorporating crushed brick waste*, Arabian Journal of Geosciences
- [8]. Imane Bouchefra, Fatima Zahra EL Bichri, Hassan Chehouani, Brahim Benhamou, *Mechanical and thermophysical properties of compressed earth brick reinforced by raw and treated doom fibers*, Construction and Building Materials
- [9]. AFNOR XP (2001) P13–901 *Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : Définitions-Spécifications-Méthodes d'essais-Conditions de réception*, French standard (In french)
- [10]. AFNOR NF EN 18-459, *Béton - Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique*
- [11]. AFNOR P 18-406, *Caractéristiques mécaniques des bétons. Essai de compression*.
- [12]. ISO 17892-11 :2019, *Essais de laboratoire sur les sols, Partie 11 : Essais de perméabilité*.

DURABILITY ASSESSMENT OF KSOUR: A CASE STUDY ON BRICKSTONE WALL CONSTRUCTION USING LOCAL MATERIALS

Youcef ABIMOULOUD, Nabil KEBAILI and Mohamed DJOUHRI

Department of Civil Engineering and Hydraulics, Faculty of applied Sciences, University Kasdi Merbah Ouargla, EVRNZA

Laboratory, Ouargla Algeria.

E-mail: youabi@hotmail.com

Abstract: The research investigates the durability aspects of Ksour, traditional fortified villages, focusing on the brick stone construction method using local source materials. The study aims to assess the long-term sustainability and resilience of these structures in the face of environmental and climatic challenges.

Even the main important aggressive agent in arid areas is the hygrometry, the present paper focus and analyses the effect of moisture on the mechanical strength of the components of masonry wall (brick stone, clay and traditional plaster called 'Timshemt').

The study show that moister of 10% can affect the strength of the wall by 28% of its initial value. So a little rate of moisture in walls can affect hardly its mechanical strength and can causes consequently the destroying of our Ksour.

Keywords: Ksour, Brick stonewall, Local materials, Sustainable construction.

Résumé: La recherche explore les aspects de durabilité des Ksour, villages fortifiés traditionnels, en se basant sur la méthode de construction en pierre de terre en utilisant des matériaux locaux. L'étude vise à évaluer la durabilité à long terme et la résistance de ces structures face aux défis environnementaux et climatiques.

Etant donné que le principal agent agressif dans les zones arides est l'hygrométrie, le présent article se concentre sur l'analyse de l'effet de l'humidité sur la résistance mécanique des composants du mur en maçonnerie (pierre, argile crue et enduit traditionnel appelé 'Timchemt').

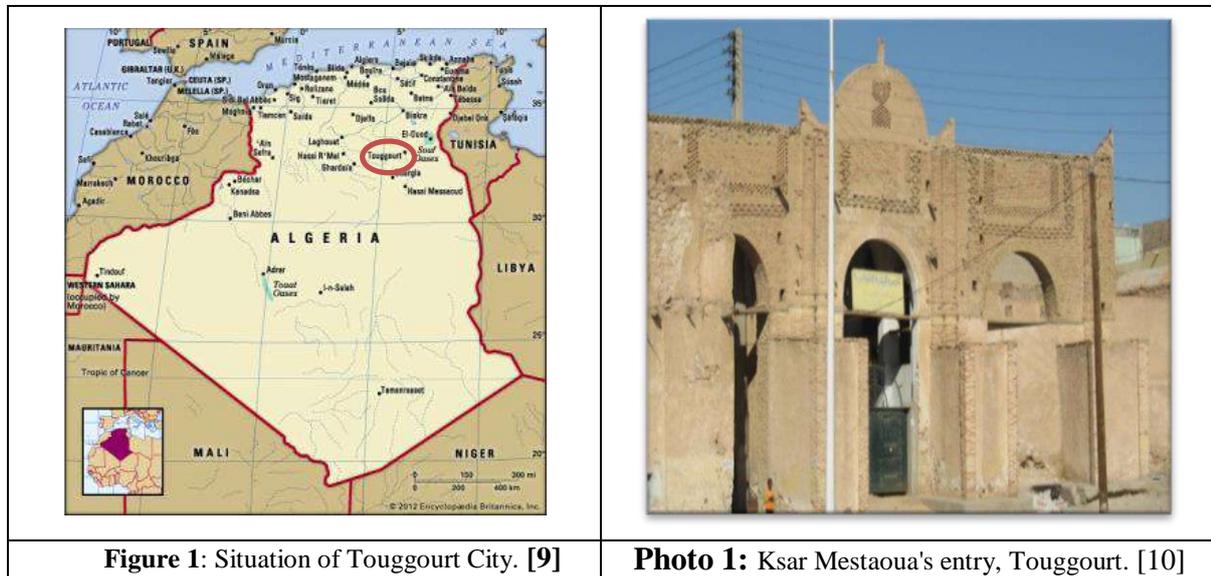
L'étude a montré qu'un faible taux d'humidité de 10% dans les murs peut affecter considérablement leur résistance mécanique de 28% et peut provoquer par conséquent la détérioration de nos Ksour.

Mot clés : Ksour, mur en pierre de terre, matériaux locaux, construction durable.

1 Introduction

Ksour, plural of Ksar, are ancient fortified villages that date back centuries. These structures have withstood the test of time, serving as historical landmarks that display the architectural prowess of the communities that built them. Ksour in Touggourt are characterized by their distinctive architecture, typically featuring compact, mud-brick buildings surrounded by high defensive walls. Local materials play a crucial role in the construction of Ksour. Mud-bricks, often made from clay sourced from the surrounding areas, are the primary building material. These bricks, when combined with traditional construction techniques, contribute to the resilience of the structures. [1-7] However, the environmental factors affect the durability of the Ksour and other agents such as: human activities, lack of regular maintenance and conservation efforts, humidity, moisture retention, and lack of sunlight in certain areas, changes in groundwater levels, soil compaction, or any kind of work, which can be simulate to seismic activity. [8]

The city of Touggourt is situated in south-east of Algeria as shown in figure (1), characterized by an oasis desert climate with a significant temperature rise, especially during the summer, reaching and even exceeding 45°C in the shade. Conversely, it can drop in the summer to around 20°C during the night. The scarcity of vegetation is limited to narrow oasis zones, rarely clouded, endowed with concentrated sunlight, heat release from the ground at night, and a decrease in humidity ranging from 20% to 40% from day to night. Rainfall is infrequent and sporadic. [9]



2 Degradation patterns in the Ksour of Touggourt

The degradation patterns observed in the Ksour of Touggourt (Algeria) can be influenced by various environmental, structural, and human factors. Understanding these degradation patterns is crucial for the preservation and conservation of these historical structures.

The natural weathering processes, including wind-driven sand abrasion and rainfall erosion, contribute to the degradation of exposed surfaces of the Ksour by changing their external surfaces, particularly those exposed to wind and rain, may exhibit signs of erosion and weathering. The exposure to moisture,

freeze-thaw cycles, and the inherent vulnerability of mud-bricks to environmental conditions contribute to their deterioration by cracking, crumbling, or disintegration.

In order to support the theoretical aspect and the hypothesis that moisture is a crucial factor in the degradation of masonry construction over time, an experimental study was conducted. This study is centered on the relationship between the water content of masonry walls (stone, 'Timshemt' and clay) over time and its mechanical strength.

3 Materials and Methods

In order to assess the effect of environmental factors on the sustainability of Ksour walls based on local materials, a set of experimental program had had taken place in the laboratory of the department and at the laboratory EVRNZA at the university of Ouargla. Even the walls are made by stones, raw clay and timchemt, so the experience are carried on these three materials and according the related standards. Materials used sources came from the same original wall material and are exposed to the same conditions. [4]

3.1 Characterization of Materials Used and Conducted Tests

3.1.1 Clay and Dune Sand Used

The clay and the dune sand used in this study were bring from the region of Touggourt deposit. The granulometric analysis through sedimentation has shown that our soil consists of approximately 20% fine sand, 70% silt and 10% of clay. The Atterberg limits are as follows: liquid limit (LL) = 64.92%, plastic limit (PL) = 20.69%, resulting in a plasticity index (PI) of 43.96%. Based on these results, the clay exhibits high plasticity according to the NF P 94-064 standard. However, the dry density is about 1.91, and the chemical analysis results of the clay are summarized in table (1) below:

Table 1: Chemical Analysis of Clay

Chemical Element	Percentage (%)
CaSO ₄ .2H ₂ O	1.84
SO ₃	0.34
CaCO ₃	16.5
Cl ⁻	0.364
NaCl	0.597
Insolubles	69.24

The sand shows a very tight grain size distribution, with a fineness modulus MF = 1.224 (NF P 18-540), indicating a fine texture. It has an absolute density (ρ_s) of 2.560 kg/m³, an apparent density (ρ_a) of 15.125 kg/m³, and a Sand Equivalent (E_s) (NF P 18-598) reaching 99.23% by the piston method and 97.86% visually. The mixing water used is naturel drink water with a chemical composition as indicated in table (2).

Table 2 : Chemical composition of the water in (mg/l)

Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	K ⁺⁺	Na ⁺	Cl ⁻	NO ³⁻	SO ₄ ⁻	HCO ₃ ⁻	pH
242	125	31	536	755	14,5	755	124	7,75

Preparation of cubic specimens the preparation of the specimens is done by processing the clay (raw material), as indicated in the figure (2) below: it is crushed by a compactor and then with the Los Angeles apparatus to become a powder.

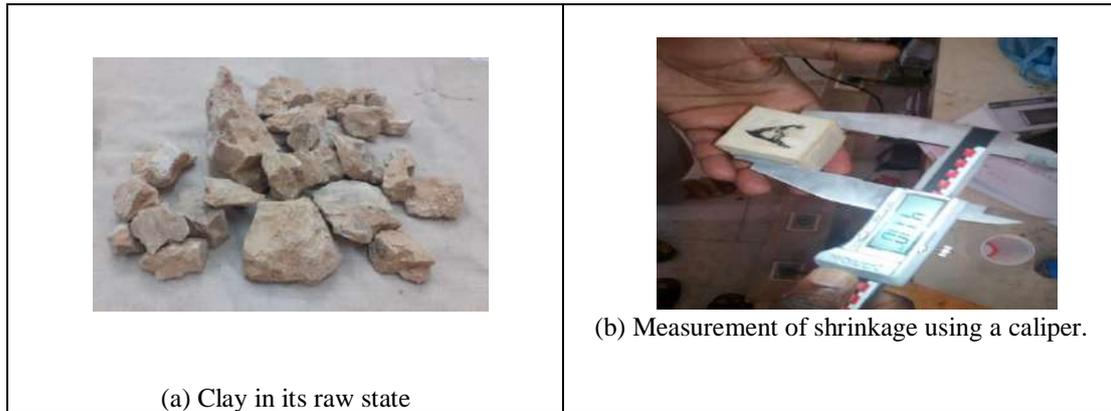


Figure 2. Stages of making raw clay specimens.

3.1.2 *Timshemt Used*

Preparation of cubic specimens of traditional plaster (Timshemt), is shown in the figure (3) below: where the naturel stone is fired then crushed before melted with water and create a number of specimens.



Figure 3. Stages of producing 'Timshemt'

The "Timshemt" used had: M_v (abs) = 2.53 (g/cm³); and M_v (app) = 1.34 (g/cm³), whereas, the percentages of component elements are shown in table (3) below.

Table 3. Components of "Timeshemt"

Components	Percentage (%)
Limestone	88
Aluminum Silicates or Clay.	11
Calcium Fluoride or Impurities.	1

3.1.3 *Stones Used*

Limestone is one of the most common types of sedimentary rocks, commonly used in the Sahara regions, prevalent after shale and sandstone. It is primarily composed of calcium carbonate (CaCO₃). Thus, hydrogen calcium carbonate transforms into soluble calcium bicarbonate (Ca(HCO₃)₂) and

precipitates. Under pressure and compaction, it transforms into stones. The characteristics of naturel stones are resumed in table (4) below.

Table 4. Characteristics of used stones

Naturel strength (Bars)	Absolute Density γ (g/cm ³)	Time to saturation absorption (hours)
70.27	2.16	25

3.2 Storage Conditions

The samples are stored in two conservation modes: under sunlight to monitor drying through exposure to sunlight, and storage in the shade to observe drying away from solar rays.

4 Results

4.1 Effect of drying mode on water content of clay

The figure (4) below shows the variation of water content trough time of exposure where the relative curves show practically the same values but the solar drying is higher than the shady drying which is obviously clear and expected.

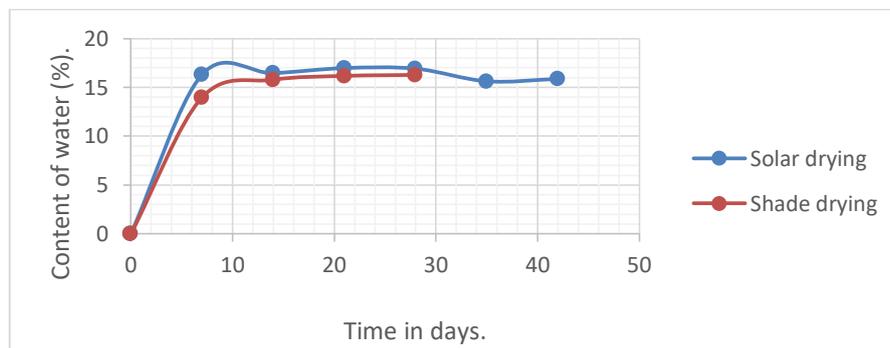


Figure 4. Effect of solar and shade drying on water loss from clay samples

Both of stone and "Timshemt" samples present in just 7 days the maximum of the lost of water content 15% and 18% under shade and sun drying which represente the 50% of the initial content water.

4.2 Effect of water content on the strength of wall-components

The figure 5 shows that both of stone and "Timshemt" samples had been so affected by water content practically with the same rate as shown by curve of results. However, stones strength is always more than "Temshemt" strength.

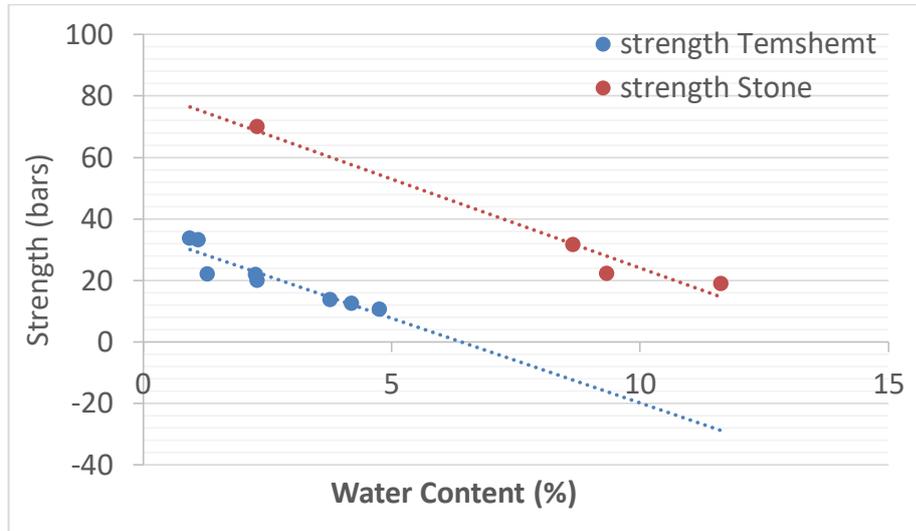


Figure 5. Effect of the content on strength

An addition of water content of just to 2% can affects mechanical strength about 10% , which is very high when compared to the rate of water content addition.

4.3 Effect of drying mode on horizontal and vertical clay samples shrinkage

By the figure 6, it is clear that the horizontal and vertical shrinkage in the samples of clay show different behaviors. The sun drying horizontal shrinkage presents the least value. However, its vertical value shows the highest one.

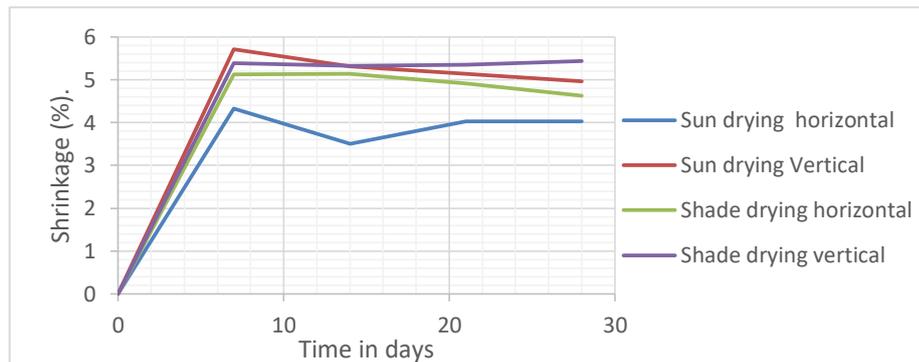


Figure 6. Effect of solar and shade drying on horizontal and vertical shrinkage in clay samples

In figure 6, the maximum value of shrinkage can be reached in just 7 days and it is between 5.5 and 4.5 % even under shadow or sun drying.

5 Discussion and Interpretation

We released that the weather conditions are so harmful for walls in our Ksour mainly after big rain in winter. Even the walls are composed by stones clay and covered externally by "Temshmet", they are so much affected by the presence of water in different rates.

The phenomenon of drying after rain stop is a big problem for the walls of Ksour, because when the sunrise starts the shrinkage of clay happen quickly and causes crakes in the walls and high level of deterioration that can causes the fall of big parts of our Ksour. These results concord with Nathalie Kouta's woks [09].

6 Conclusion

We can conclude that the moisture effect in the walls of our Ksour is very harmful and a big attention shod be taken in order to protect them.

A moister of 10% can affect the strength of the brick stonewall by 28% of its initial value.

The drying of raw clay bricks under solar rays or under shadow do not behave in the same way. The loss of water from the brick clay, presents difficulties and variable rate depending on the mode and duration.

Drying under shady places, although it is quite slow compared to sun draying, it does not present cracks.

The faster is the drying, the greater is the risk of cracks appearing.

The shrinkage recorded on the clay specimens, whether vertical or horizontal, showed different behavior during the drying modes. The mechanical behavior of brick stone walls looks to be so complicated that it is formed by three main components (stones, clay and Temchemt) which they do not behave identically and needs to be more studied.

References

- [01] Marc coté, La ville et le disert, Le Bat-Saharien algérien, Editions KHARTHALA et ILEMAMA, 2005. ISBN 2-84586-733-6.
- [02] DPPO (Direction de la programmation et de la planification de la Wilaya de Ouargla), plan du schéma directeur de l'urbanisme de Touggourt 2013.
- [03] Khelifa Abdelkader, transformation de la formation sociologique et sa relation avec le domaine urbanistiques dans les villes du Sahara algérien (étude socio-anthropologique de la ville de Touggourt (Oued-Righ), doctorate these 2011.
- [04] Mohammed Ali El-Katib, "maison pour qui ne peut pas s'en approprié un", Grande Bretagne, OGTR, guide des constructeurs pour la réhabilitation des constructions en argile et en pierre, agence générale du tourisme et des ruines 2009.
- [05] Yamina Bensghir, "les ksour sahariens en Algérie", Revue des Oasis pour les recherches et études, N°15, 2011.
- [06] Abimouloud Youcef, Kebaili Nabil, Djouhri Mohamed, Etude de l'effet de l'humidite sur les caracteristiques mecaniques de la pierre de construction des ksour sahariens (exemple du ksar Mestaoua Touggourt), Conférence Internationale surles Matériaux, le Patrimoine etl'Environnement en Zones Arides, Université Ahmed DRAIA, Adrar 17 & 18 février 2019.
- [07] Youcef Abimouloud et al., "Effet du mode de séchage sur le retrait de la brique d'argile crue", 8th Maghreb Seminar on Drying Sciences and Technologies. Drying of seramic building products, SMSTS 2023 (Sousse 18-22/10/2023).
- [08] Mekhermeche.abdessalam . "caractérisation a l'étude despropietes mécaniques et thermique des briques en terre en vue de leur utilisation dans la restauration des Ksour sahariennes", magister these, University of Ouargla, 2012.
- [09] Nathalie Kouta, "Comportement mécanique et caractérisation - durabilité de nouveaux matériaux à base d'argile", doctorate these, Bordeaux university, 2020.

Thème 5 :

Physique des sols non saturés - milieux naturels et cultivés

TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE (REGION DE AIN NOUISSY (MOSTAGANEM) PAR UN AJOUT DE SCORIE

BOUALLA N., HADJADJ F.Z., DRAOUA Z.

Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Laboratoire de Matériaux, Sol et Thermique.

Auteur Correspondant : nibrasnabila@yahoo.fr; nabila.boualla@univ-usto.dz

Résumé. Le défi majeur pour les ingénieurs géotechniciens réside dans la construction de structures sur des sols affaissables en raison de la diminution subite de leur volume lorsqu'ils sont soumis à l'humidification. Ces sols sont rencontrés surtout dans les régions arides et semi arides.

Le présent article est une contribution à l'étude du comportement des sols affaissables, et au traitement physique de ce phénomène avec la scorie, en vue d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ce type de sol et de diminuer son effondrement lors de son humidification.

Les essais pour réaliser l'efficacité du traitement utilisé sont les essais de limites d'Atterberg (NF P 94-051). Cette étude montre des résultats satisfaisants en réduisant le potentiel d'affaissement.

Abstract. The risk of structural construction on collapsible soils poses a significant challenge to geotechnical engineers due to the sudden reduction in volume provoked by wetting. These soils are found especially in arid and semi-arid regions.

The present paper is a contribution to the study of the behavior of collapsible soils, and to the physical treatment of this phenomenon with slag, in order to improve the mechanical characteristics of this type of soil and reduce its collapse potential during its humidification.

The tests used to demonstrate the effectiveness of the treatment are the Atterberg limit tests (NF P 94-051). This study shows that the scorie tested gives satisfactory results in reducing the collapse potential of the treated soil.

Mots clés: Potentiel d'affaissement, Sol de AIN NOUISSY, Traitement, Scorie.

Key words: Collapse potential, Soil of AIN NOUISSY, Treatment, Slag.

1 Introduction

Les sols affaissables sont des matériaux dits métastables. Ils présentent in-situ un indice des vides très élevé et font une variation de volume importante après leur humidification. Dans les cas où le choix d'un autre site pour la construction n'est pas possible, la solution envisageable reste la stabilisation du sol, c'est-à-dire l'amélioration de ses propriétés. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols affaissables en utilisant différentes méthodes, en tenant compte de la sensibilité et de l'importance des structures à construire au-dessus ou à proximité. Les choix de méthodes sont souvent imposés par des considérations techniques et économiques.

Pour le traitement des sols effondrables ou affaissables, plusieurs méthodes sont utilisées, en fonction de la profondeur et de la capacité portante requise par l'ouvrage. Parmi ces méthodes, on retrouve le traitement physique (utilisation de scories), les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), le pilonnage, la congélation, qui sont relativement coûteux. D'autre part, les procédés de compactage mécanique sont principalement mis en œuvre sur les chantiers.

L'objectif de ce travail est de démontrer qu'il est possible de réduire le potentiel d'affaissement d'un sol en remplaçant une partie du sol par des scories (12,5%, 25%, 37,5%).

2 Matériels et Méthodes

2.1. Localisation et géologie du site

Le sol étudié est situé dans la région d'Ain Nouissy Mostaganem (nord-ouest de l'Algérie), dont la superficie est de 680 Km² et qui ne dépasse guère 105 mètres d'altitude. Elle est distante de 17Km de Mostaganem. Cette région (figures 1 et 2) est considérée comme une zone semi-aride. Les précipitations annuelles moyennes dans cette région sont de 329mm. Selon la classification de Koppen-Geiger (Geiger,

1954 ; Kottek et al, 2006), La région d'étude se distingue par des étés chauds et des hivers frais à froids, caractéristiques qui lui valent d'être classée dans le type climatique BSK, ce qui implique une semi-aridité (sèche et chaude). Dans cette région, la faible pluviosité, la forte évaporation et les pratiques agricoles intensives induisent la surexploitation de l'eau d'irrigation et empêchent la lixiviation du sol.



Figure. 1. Photo satellitaire de la zone d'étude d'Ain Nouissy (Mostaganem) (Hadjadj, 2019).

2.2. La scorie

Les pierres poreuses de Scorie sont des roches volcaniques, caractérisées par un refroidissement très rapide de la lave de roche, vu le taux élevé de pores (60 à 75%), qui se forment lors de la sortie des gaz. Leur faible densité se forme sous une température de 500 à 600 ° C. Ces pierres appartiennent à la même famille géologique à laquelle appartient la pouzzolane et ont presque les mêmes propriétés sauf qu'elles sont plus légères (Poids volumique : de 0.72 à 1.57 g / cm³) et plus poreuses et ont une plus grande surface que la pouzzolane, car elles en diffèrent par les proportions des composants.

La composition chimique des scories est présentée dans le tableau 1.

Tableau 1. Composition chimique des scories.

Élément	%
SiO ₂	43.73 - 50.84
Al ₂ O ₃	17.11 - 19.73
TiO ₂	01.70- 02.20
Fe ₂ O ₃	02.20- 02.85
FeO	05.61- 07.94
MnO	00.13- 00.20
MgO	02.79 - 07.00
CaO	06.71- 09.20
Na ₂ O	03.62- 06.33
K ₂ O	00.70- 01.98
P ₂ O ₅	00.55 - 00.61
P.F.	02.70 - 04.20

L'objectif du traitement aux fines de scories est d'améliorer les sols fins excessivement humides, tels que les sols limoneux ou argileux, afin de faciliter la mise en place des couches et de permettre un compactage adéquat en vue d'améliorer la portance. Ce traitement n'est pas applicable aux sols sableux (insensible à l'eau).

Les effets du traitement aux fines de scorie sont :

- Une correction granulométrique du mélange.
- Une réduction de la teneur en eau du mélange.
- Une floculation des particules argileuses, augmentant la perméabilité et réduisant la plasticité du sol traité.

3 Résultats

3.1. Propriétés du sol étudié

Tableau 2. Propriétés du sol étudié.

Paramètre	γ	γ_s	γ_d	γ_{dmax}	Wl	Wp	Ip	ω_{opt}	VBS	CaCO ₃
	(g/cm ³)				(%)					
Valeur	1.74	2.7	1.5	1.85	42.8	22.1	20.7	17.5	6.67	23.03

L'objectif de l'analyse granulométrique est de déterminer la distribution en poids des particules constituant notre sol étudié en fonction de leur taille. Cette analyse a été réalisée en utilisant la méthode du tamisage sous l'eau pour les éléments dont la taille est supérieure à 80 μm , et par sédimentation pour les éléments dont la taille est inférieure à 80 μm . La courbe granulométrique présentée dans la figure 2 montre que l'argile représente plus de 58% des éléments de taille inférieure à 80 μm .

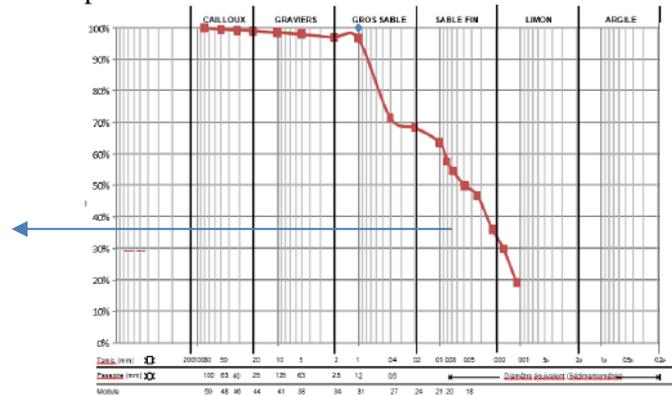


Figure.2. Courbe granulométrique du sol étudié (Hadjadj, 2019).

En se référant à l'abaque de plasticité de Casagrande (1948) (Figure 3), on peut conclure que le sol d'Ain Nouissy est classé parmi les sols argileux peu plastiques.



Figure.3. Courbe limites d'Atterberg et classification du sol étudié.

D'après la classification de Hang (1984), la valeur de bleu de cette argile est supérieure à 6, donc elle appartient du seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux. De plus, en considérant la valeur de CaCO₃, il est établi que ce sol relève de la catégorie des argiles calcaires.

3.2. Classification des sols affaissables

Jennings et Knight (1975) donnent une classification des sols affaissables en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement (Tableau 3, Figure 4).

Le coefficient Cp est déterminé par l'expression (1) à partir d'un essai oedométrique réalisé selon la méthode de Knight (1963). L'échantillon testé est chargé dans l'oedomètre à sa teneur en eau initiale jusqu'à atteindre la contrainte de 200kPa. L'échantillon est alors inondé puis laissé 24 heures dans cet état. Le tassement qui se produit sous l'effet de l'inondation est alors mesuré (Δe de la figure x) et Cp est déterminé selon l'expression (1).

$$Cp = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 = \frac{\Delta e}{1+e_0} \times 100 \quad (1)$$

Où :

C_p : potentiel de collapsé (%).

Δh : Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24h.

h_0 : Hauteur initiale de la cellule œdométrique.

Tableau 3. Classification des sols affaissables en fonction des valeurs de potentiel d'affaissement (Jennings et Knight, 1975).

C_p (%)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème (sol non collapsible)
1 à 5	Troubles les modérés (sol moyennement collapsible)
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévère (sol très collapsible)
>20	Troubles très sévères

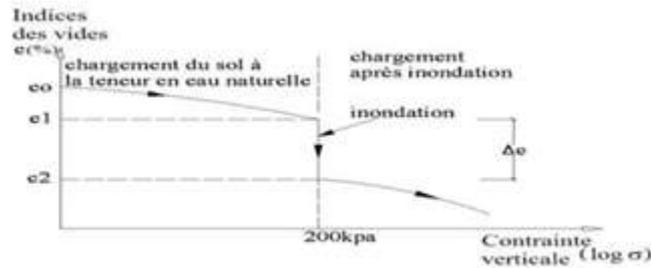


Figure.4. Courbe œdométrique (Test de Knight, 1963).

Tableau 4. Les résultats de l'essai œdométrique ($\omega=25$; $e_0=0.46$).

Contraintes (Kpa)	e	$\Delta e=e_0-e$	$C_p = \left(\frac{\Delta e}{1+e_0}\right) \times 100$
0.01	0.641	0.0181	12.4
0.25	0.636	0.176	12.05
0.5	0.626	0.166	11.7
1	0.616	0.156	10.7
2	0.606	0.146	10
4	0.546	0.086	5.9
8	0.491	0.031	2.12
4	0.501	0.041	2.80
1	0.531	0.071	2,9
0.01	0.611	0.151	10.34

3.3. Reconstitution et préparation des échantillons

Trois mélanges de sol composés des différents pourcentages de l'argile-limoneux et de la scorie ont été proposés pour le programme d'essai (Tableau 5).

Tableau 5. Composition des sols étudiés.

	Composition 1	Composition 2	Composition 3
Sol	350g	300g	250g
Scorie	50g (12.5%)	100g (25%)	150g (37.5%)

4 Discussion

Les résultats du traitement sont exprimés dans les tableaux suivant :

Tableau 6. Résultats des valeurs des limites d'Atterberg.

	W_L	W_P	I_P
--	-------	-------	-------

Sol testé	42.8	22.1	20.7
Sol 1	41.41	26.47	14.93
Sol 2	40.76	19 .1	21.69
Sol 3	36.8	23.22	13.58

Selon Ayadat et Ouali (1999), si $I_p < 20$ et $15\% \leq W_l \leq 35\%$, le sol est considéré comme affaissable (collapsible). On constate d'après les résultats présentés dans le tableau 6 que les trois mélanges représentent des sols non affaissables avec un potentiel de gonflement faible, selon les critères de Snethen (1980) (Tableau 7).

Tableau 7. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Snethen, 1980).

IP (%)	Potentiel de gonflement
>35	Très élevé
22-48	Elevé
22-32	Moyen
<18	Faible

5 Conclusion

L'argile étudiée est principalement constituée de fines de plasticité moyenne, avec un taux d'affaissement supposé notable. En présence d'eau, cette argile perd ses caractéristiques et devient médiocre, ce qui entraîne un tassement. Les analyses physiques révèlent qu'il s'agit d'un sol argile- limoneuse peu plastique, à consistance pâteuse ou très molle, avec une compressibilité moyenne et une teneur en argile calcaire.

Dans le but d'améliorer la résistance de l'argile d'Ain Nouissy, nous avons entrepris d'améliorer ses caractéristiques en ajoutant des scories dans différentes proportions. Notre étude se concentre uniquement sur les variations de consistance, car les propriétés des sols sont interdépendantes.

Selon les résultats obtenus, nous avons observé que l'argile devient de moins en moins plastique à mesure que les pourcentages de scories augmentent, entraînant une diminution de la limite de liquidité (WL) et de l'indice de plasticité (IP). Le sol devient moins cohérent, ce qui réduit le taux d'affaissement et la compressibilité, et l'argile devient plus résistante et stable.

Références

- [1] Ayadat, T., Ouali, S. : *Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg*. REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE 86, 53-56 (1999).
- [2] Hadjadj, F. Z. : Influence des constituants d'un sol sur la résistivité électrique. These de doctorat. Université Abdelhamid Ibn Badis. Mostaganem (2019).
- [3] Jennings, J.E., Knight, K.: *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*. In: 6th Regional Conference Proceedings for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 99-105 (1975).
- [4] Snethen, D.: *Expansive Soils*. American Society of Civil Engineers, New York, NY 2, 935 (1980).
- [5] Knight, K. :The origin of occurrence of collapsing soils. Proc. 3rd Regional Conf. for Africa on CSFME, (1), 127-130 (1963).
- [6] Geiger, R.: Landolt-Börnstein – Zahlenwerte und Funktionen aus Physik, Chemie, Astronomie, Geophysik und Technik, alte Serie Vol. 3, Ch. Klassifikation der Klimate nach W. Köppen. – Springer, Berlin. 603–607 (1954).
- [7] Kottek, M., Grieser, J., Beck, C., Rudolf, B., Rubel, F. : World Map of the KöppenGeiger climate classification updated. Meteorologische Zeitschrift., 15, 259-263 (2006).
- [8] Hang, S.:Identification of expansive soils by specific surface area values. Fifth International Conference on Expansive soils, Adelaide, South Australia, May 21-25 (1984).

BIOCHAR PARTICLE SIZE EFFECTS ON THE MECHANICAL CHARACTERIZATION OF RIVER SAND

Mohammed MEGROUSSE¹ | Abdellah CHERIF TAIBA^{1,2} | Youcef MAHMOUDI¹ | Zoubir ISMAIL¹ |
Madouni ELHADJ¹

¹Laboratory of Material Sciences & Environment, Hassiba Ben Bouali, university of Chlef (Algeria)

²Laboratory of Architecture, Cities and Environment, Hassiba Ben Bouali, university of Chlef (Algeria)

Correspondent author email
m.megrousse22@univ-chlef.dz

Abstract This laboratory study is proposed to investigate the influence of biochar particle size in terms of maximum diameter ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm, and 0.63 mm) on the mechanical response of granular soils. Additionally, an experimental protocol using the Casagrande shear box is performed to identify the different mechanisms governing the mechanical behavior of these materials and to confirm the existence of possible relationships between biochar characteristics and the maximum shear strength of Chlef sand-biochar mixtures considering the biochar content parameter ranging from $F_{\text{bio}} = 10\%$ to $F_{\text{bio}} = 30\%$. In general, the results confirm that increasing the maximum diameter of biochar particles (D_{\max}) induces a significant increase in the shear strength of sand-biochar mixtures. Moreover, the findings demonstrate that the maximum diameter (D_{\max}) is a very relevant factor in predicting the shearing resistance of the different sand-biochar mixtures considered.

Keywords: Sand, Biochar particle size, shear box, mechanical behaviour.

Résumé Cette étude de laboratoire est proposée pour étudier l'influence de la taille des particules de biochar en termes de diamètre maximal ($D_{\max} = 4,00$ mm, 2,00 mm et 0,63 mm) sur la réponse mécanique des sols granulaires. En outre, un protocole expérimental utilisant la boîte de cisaillement Casagrande est réalisé pour identifier les différents mécanismes régissant le comportement mécanique de ces matériaux et pour confirmer l'existence de relations possibles entre les caractéristiques du biochar et la résistance maximale au cisaillement des mélanges sable de Chlef-biochar en considérant le paramètre de la teneur en biochar allant de $F_{\text{bio}} = 10\%$ à $F_{\text{bio}} = 30\%$. En général, les résultats confirment que l'augmentation du diamètre maximal des particules de biochar (D_{\max}) induit une augmentation significative de la résistance au cisaillement des mélanges sable-biochar. En outre, les résultats démontrent que le diamètre maximal (D_{\max}) est un facteur très pertinent pour prédire la résistance au cisaillement des différents mélanges sable-biochar considérés.

Mots-clés : Sable, taille des particules de biochar, boîte de cisaillement, comportement mécanique.

1 Introduction

The particle size is among the most important factors controlling the mechanical behavior of granular soils [Azaiez et al.2021a, 2021b,] [Cherif Taiba et al.2021] and [Taibi et al.2023]. Several research studies have been conducted on this topic, such as the study by an increase in grain size leads to a significant increase in maximum shear strength and mechanical properties such as internal friction angle. Lim et al. (2012) studied the influence of grain size on the mechanical response of soils and indicated that this factor considerably affects the mechanical properties of sands. Wang et al. (2013) concluded that grain size has a primary impact on the friction angle of sandy soils following triaxial and direct shear box tests. Furthermore, they observed that the internal friction angle increases with increasing grain size. Prashanth et al. (2015) found that the peak shear strength of sands with similar morphological characteristics and a constant void ratio is affected by grain size. Cherif Taiba et al. (2016) found that decreasing grain size characteristics (D_{10} , D_{30} , D_{50} , and D_{60}) leads to a linear decrease in maximum undrained strength; they also found a logarithmic relationship between undrained shear strength and the coefficient of uniformity (C_u) parameter.

Cherif Taiba (2017) studied the effect of particle size on undrained shear strength through a series of triaxial tests on three sands with different maximum diameters. He showed that the maximum diameter ($D_{\max} = 2.00$ mm, 0.63 mm, and 0.25 mm) has a very relevant effect on undrained shear strength for an initial relative density ($Dr = 52\%$). Hazout et al. (2018) analyzed the impact of extreme diameters (D_{\max} and D_{\min}) on the undrained mechanical characterization of Chlef sand samples reconstituted by the dry pluviation technique with an initial relative density ($Dr = 25\%$). They found that the maximum diameter (D_{\max}) and minimum diameter (D_{\min}) have a notable effect on the undrained mechanical behavior of the studied soils. On the other hand, the studies cited below have focused on evaluating the effect of soil particle size on its mechanical characterization, whereas the study of grain size of other materials such as biochar remains very limited. In this context, the main objective of this paper is to study the influence of biochar particle size in terms of maximum diameter (D_{\max}) on the mechanical behavior of Chlef sand using the direct shear box. The laboratory reconstituted sand-biochar mixture samples with three maximum diameters and density (92%), considering fractions ($F_{\text{bio}} = 10\%$, 20%, and 30%), and subjected to three initial normal stresses ($\sigma_n = 100$ kPa and 300 kPa).

2 Materials and Methods

2.1 Materials

Laboratory tests were conducted on mixtures of Chlef river sand (The soil used in the present study was sand collected from the Chlef river banks in the north of Chlef (Algeria). with a maximum diameter of « $D_{\max}=2.00$ mm" and different sizes of biochar particles in terms of ($D_{\max}=0.63$ mm, $D_{\max}=2.00$ mm, and $D_{\max}=4.00$ mm), with different biochar fractions ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20%, and 30%). The properties of the tested materials are presented in Table 1.

2.2 TESTING PROCEDURE:

To evaluate the shear properties, a series of direct shear tests were performed in accordance with NF P94-071-1. The experimental program involved using one type of sand mixed with varying amounts of biochar ($F_{\text{bio}} = 10\%$, 20% and 30%). The sand-biochar mixtures were reconstituted using the dry funnel pluviation method and had a relative density ($Dr = 92\%$). The resulting sand-biochar samples were placed in a shear box with dimensions of 60 mm \times 60 mm \times 25 mm and subjected to two normal stresses ($\sigma_n = 100$ kPa and 300 kPa). The samples were in the shape of a square plate and were tested at a constant speed of 1 mm/min.

Table 1. Physical properties of Chlef sand-biochar mixtures

Physical properties	Biochar		
	[0.08 – 0.63]	[0.08 – 2]	[0.08 – 4]
Dmax (mm)	0.63	2	4
Gs	1.31	0.88	0.79
D10(mm)	0.148	0.296	0.394
D30 (mm)	0.197	0.598	1.976
D50 (mm)	0.246	1.043	2.570
D60 (mm)	0.301	1.234	2.854
Cu (-)	2.034	4.169	7.244
Cc (-)	0.871	0.979	3.472
e_{\max} (-)	2.07	2.19	2.70
e_{\min} (-)	0.93	1.42	2.08

3. SHEARING RESISTANCE OF THE USED SOILS

To analyze the influence of biochar size in terms of maximum diameter ($D_{\max}=4.00$ mm, 2.00 mm, and 0.63 mm) on the mechanical behavior of sand-biochar mixtures for a range of biochar contents ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20%, and 30%), figure (1) represents the results obtained from this study. The results clearly show that biochar size has a remarkable impact on the shear strength of sand-biochar mixtures for the tested parameters. It was found that increasing the maximum diameter (from $D_{\max}=0.63$ mm to $D_{\max}=4.00$ mm) leads to an increase in shear strength of sand-biochar mixtures. Moreover, the test results indicate that mixtures with a high maximum diameter ($D_{\max}=4.00$ mm) have higher shear strength values compared to mixtures with smaller maximum diameters (2.00 mm and 0.63 mm) for all three biochar fractions, ($\tau_{\text{pic}}=113.55$ kPa, $\tau_{\text{pic}}=101.86$ kPa, and $\tau_{\text{pic}}=96.37$ kPa) for $F_{\text{bio}}=10\%$, ($\tau_{\text{pic}}=115.05$ kPa, $\tau_{\text{pic}}=105.86$ kPa, and $\tau_{\text{pic}}=90.05$ kPa) for $F_{\text{bio}}=20\%$, and ($\tau_{\text{pic}}=115.52$ kPa, $\tau_{\text{pic}}=99.28$ kPa, and $\tau_{\text{max}}=88.64$ kPa) for $F_{\text{bio}}=30\%$. The effect of biochar size on the increase in shear strength is clearly observed for the range [4.00-2.00], with the percentage increase in mechanical behavior being (10.30%, 7.99%, and 14.06%) and becomes highly significant for the range [4.00-0.63], (15.09%, 21.73%, and 23.27%) for the considered biochar fractions ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20%, and 30%), respectively.

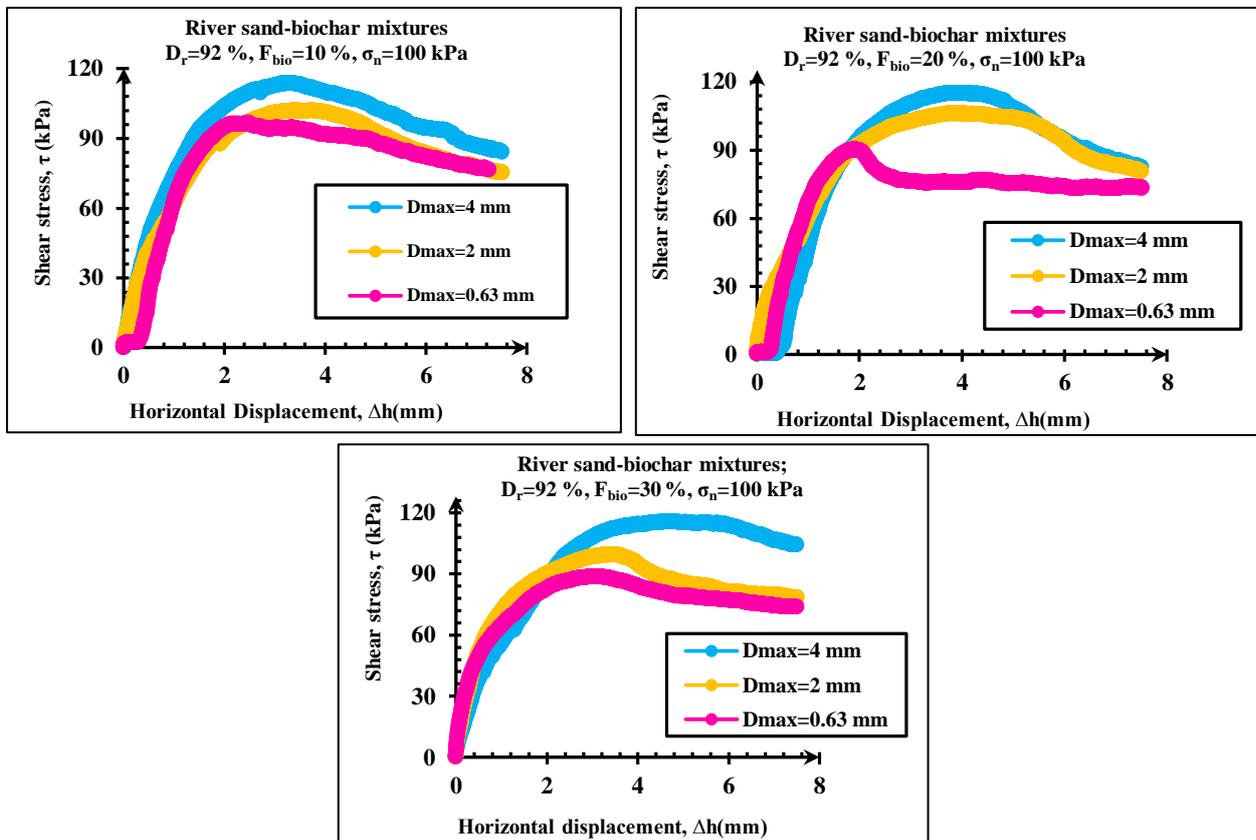


Figure 1. Mechanical behavior of sand-biochar mixtures, $\sigma_n=100$ kPa, ($D_r=92\%$). (a) $F_{\text{bio}}=10\%$, (b) $F_{\text{bio}}=20\%$, (c) $F_{\text{bio}}=30\%$

Figure 2 presents the results of direct shear tests using the Casagrande apparatus, in order to analyze the effect of biochar particle size, expressed as the maximum diameter (D_{\max}), on the mechanical response of Chlef sand-biochar mixtures. The sand specimens were mixed with biochar at different contents ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20%, and 30%) at a dense initial relative density ($D_r = 92\%$) and subjected to an initial normal stress ($\sigma_n=300$ kPa). From this figure, it can be observed that the shear strength increases

gradually with increasing biochar maximum diameter for the three biochar contents studied. Additionally, the sand-biochar mixture specimens with the maximum diameter ($D_{\max}=4.00$ mm) show an increase in maximum shear strength of (10.83%, 16.95%, and 19.78%) for biochar content ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20%, and 30%), respectively, compared to the specimens with maximum diameter ($D_{\max}=0.63$ mm).

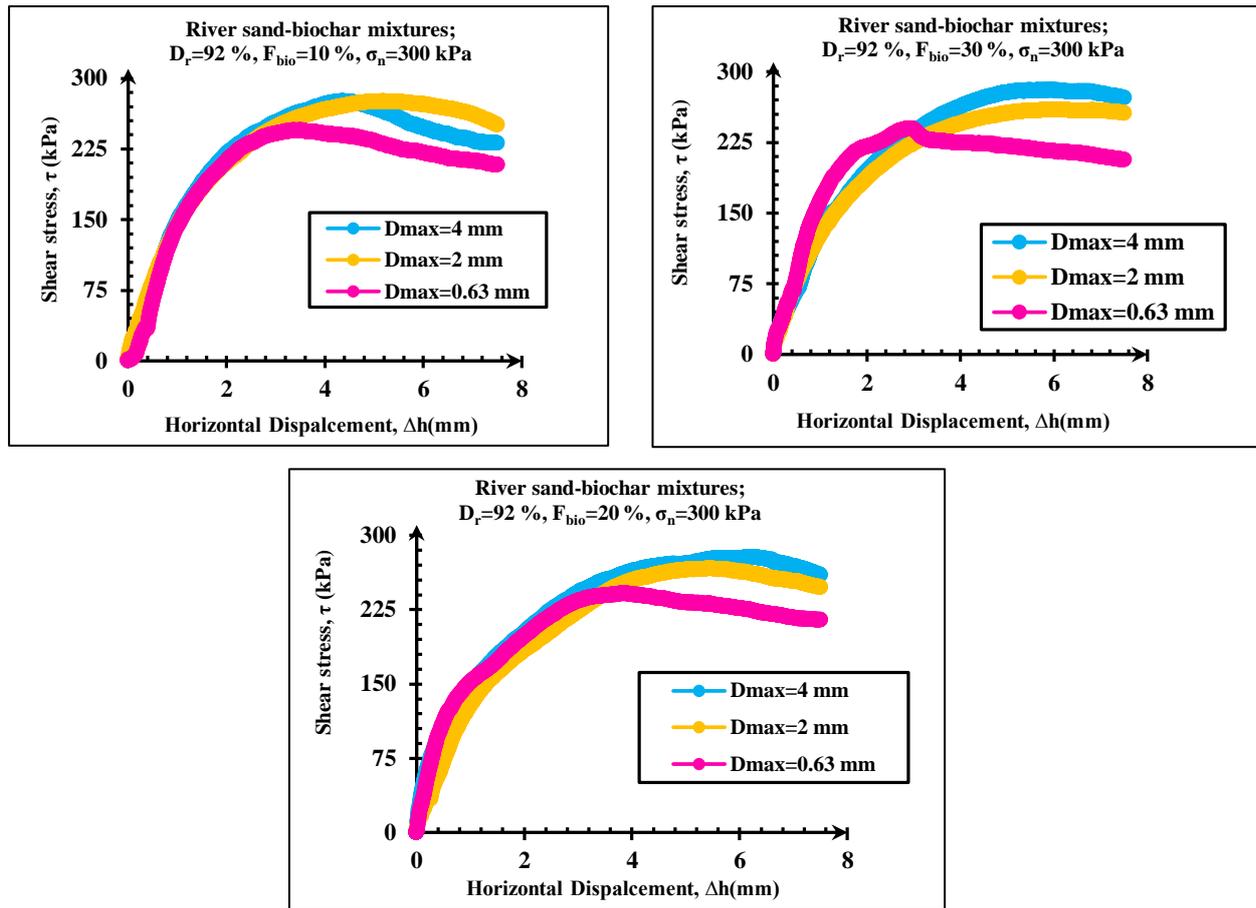


Figure 2. Mechanical behavior of sand-biochar mixtures, $\sigma_n=300$ kPa, ($D_r=92\%$), (a) $F_{\text{bio}}=10\%$, (b) $F_{\text{bio}}=20\%$, (c) $F_{\text{bio}}=30\%$

4. Effect of biochar on friction angle

The effect of biochar size in terms of maximum diameter (D_{\max}) on the friction angle (ϕ) of sand-biochar mixtures is shown in (Figure 3). In general, we notice the existence of very relevant linear relations between the internal friction angle and the maximum diameter of the biochar for the considered mixtures. The results found clearly show that the parameter of the maximum diameter of biochar has a remarkable effect on the friction angle of sand-biochar mixtures for all the studied contents ($F_{\text{bio}}=10\%$, 20% and 30%). In addition, the friction angle increases with the increase of the maximum diameter of the biological coal for the sand-biochar mixtures tested.

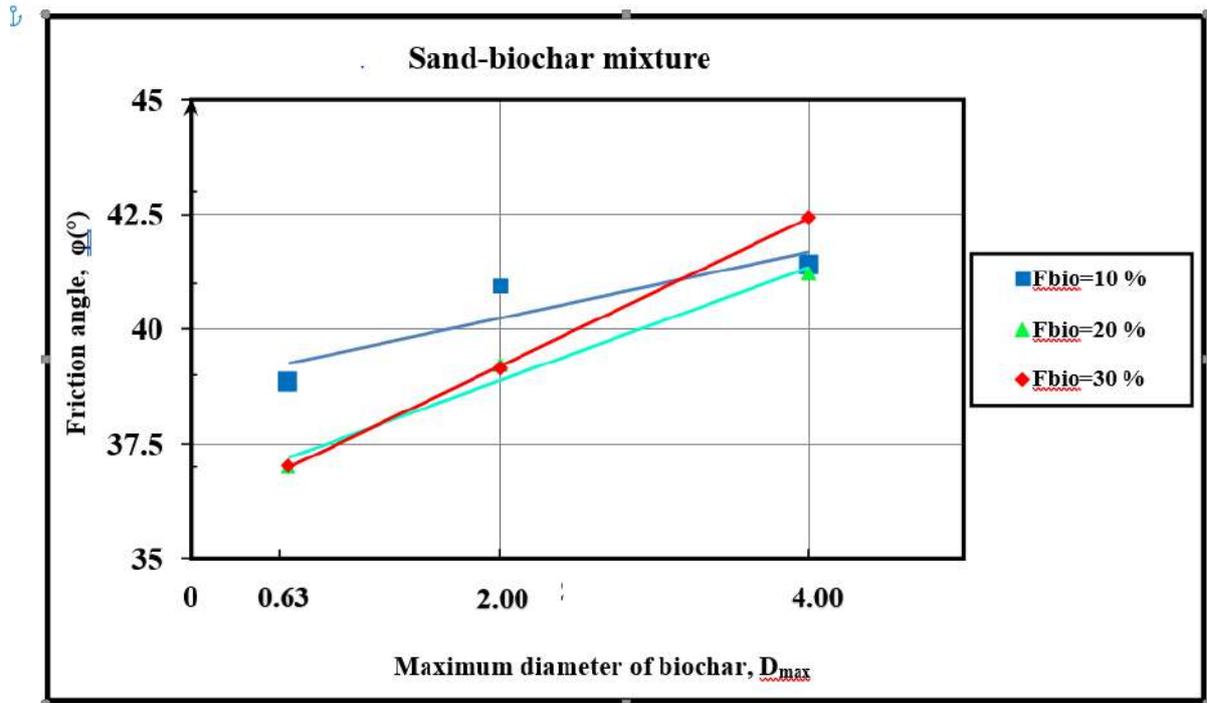


Figure 3: Friction angle as a function of the maximum diameter of the biochar (D_{max}) of sand mixtures

4 Conclusions

The results of the direct shear box tests clearly show that the biochar size parameter in terms of the maximum diameter (D_{max}) significantly controls the mechanical characterization of sand-biochar mixtures for all studied parameters. The results of direct shear tests confirm that increasing the biochar maximum diameter ($D_{max}=0.63$ mm, 2.00 mm, 4.00 mm) induces a very significant increase in the shear strength of sand-biochar mixtures. Moreover, sand-biochar mixture samples with a maximum diameter ($D_{max}=4.00$ mm) exhibit very high values of shear strength compared to sand-biochar mixture samples with maximum diameters ($D_{max}=2.00$ mm and 0.63 mm) for all biochar proportions considered and the tested initial normal stresses (100 kPa and 300 kPa) under study. The results indicate that the biochar maximum diameter is a very relevant parameter in predicting shearing resistance of sand-biochar mixtures. The results found indicate that the maximum diameter of biochar (biological coal) is a very relevant parameter in the prediction of the mechanical response in terms of the friction angle of sand-biochar mixtures.

6 REFERENCES

- [1]. Azaiez, H., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. Belkhatir, M (2021a). Characterization of Granular Materials Treated with Fly Ash for Road Infrastructure Applications. *Transp. Infrastruct. Geotech.* 8, 228–253 doi.org/10.1007/s40515-020-00135-6
- [2]. Azaiez, H., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. Belkhatir, M (2021b). Shear characteristics of fly ash improved sand as an embankment material for road infrastructure purpose. *Innov. Infrastruct. Solut.* 6, 148 doi.org/10.1007/s41062-021-00517-w
- [3]. Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., Kadri, A., Schanz, T [2016] “Insight into the effect of granulometric characteristics on static liquefaction susceptibility of silty sand soils”, *Geotech. Geol. Eng.*, DOI 10.1007/s10706-015-9951-z.

- [4]. Cherif Taiba, A. (2017) "Etude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction de Sable limoneux : Influence de la forme et taille des grains ", thèse de doctorat, Université de Chlef, Algérie.
- [5]. Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., Baille, W (2021a). Assessment of the correlation between grain angularity parameter and friction index of sand containing low plastic fines. *Geomechanics and Geoengineering*, 16 :2, 133-149, DOI : 10.1080/17486025.2019.1648881
- [6]. Hazout, L. (2018) « Contribution à l'étude de la liquéfaction statique ». Thèse de doctorat, Université de Blida 1, Algérie.
- [7]. Islam, M. N, Siddika, A. Hossain, M. B. Rahman, and Asad, M. A. (2011) "Effect of particle size on the shear strength of sand," Australian Geomechanics, vol. 46, no. 3
- [8]. NF P94-071-1 (1994). Reconnaissance Et Essais–Essai De Cisaillement Rectiligne à la boîte - Partie 1 : Cisaillement Direct. AFNOR edition.
- [9]. Prashanth Vangla, Gali Madhavi Latha (2015) "Influence of Particle Size on the Friction and Interfacial Shear Strength of Sands of Similar Morphology"; nt. J. of *Geosynth. and Ground Eng.* 1:6 DOI 10.1007/s40891-014-0008-9.
- [10]. Taibi, A., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A. et al (2023). Fly Ash Effects on the Stress-Dilatancy Relation of Coarse Soils: Particle Morphology Role. *Geotech Geol Eng.* DOI.org/10.1007/s10706-023-02412-w
- [11]. Wang, J., J., Zhang, H., P., Tang, C., C., Liang, Y. (2013) "Effects of Particle Size Distribution on Shear Strength of Accumulation Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No. 11

SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS OF A SAND-BENTONITE MIXTURE: INFLUENCE OF MINIMUM PARTICLE SIZE

Hamou Azaiez^{1,2*}, Abdellah Cherif Taiba², Youcef Mahmoudi², Amine Taibi², Mostefa Belkhatir².

¹Laboratory of Structures Geotechnics and Risks, University of Chlef, Algeria.

²Laboratory of Materials Sciences and Environment, University of Chlef, Algeria.

*Corresponding author, E-mail: ha.azaiez@univ-chlef.dz

Abstract. Sand-bentonite mixtures have a notable impact on various civil engineering activities, including the optimization for stable engineered barriers, enhancing impervious liners and earth dams. The influence minimum and mean particle sizes (D_{\min} & D_{50}) on the shear strength of sand-bentonite mixture is studied in this paper. To achieve this goal, a series of direct shear strength tests was conducted on three sand samples ($D_{\min} = 0.08$ mm, 0.63 mm, 2.00 mm; with $D_{\max} = 4.00$ mm) mixed with four bentonite contents (0%, 10%, 20%, 30%) and three normal stresses were applied. The test results showed clearly the impact of bentonite material on the mechanical behavior of the sand classes under study, where an increase in the bentonite content reduces the shear strength of the examined samples. In addition, the obtained data confirm that the minimum particle size could be considered a reliable factor in the prediction of the friction angle of the tested sand-bentonite mixtures.

Keywords: Minimum particle size, Direct shear strength, Sand-Bentonite mixture, Mean particle size, Friction angle.

Résumé. Les mélanges de sable et de bentonite ont un impact notable sur diverses activités de génie civil, notamment l'optimisation des barrières techniques stables, l'amélioration des doublures imperméables et des barrages en terre. L'influence de la taille minimale et moyenne des particules (D_{\min} & D_{50}) sur la résistance au cisaillement du mélange sable-bentonite est étudiée dans cet article. Pour atteindre cet objectif, une série de tests de résistance au cisaillement direct a été réalisée sur trois échantillons de sable ($D_{\min} = 0,08$ mm, 0,63 mm, 2,00 mm ; avec $D_{\max} = 4,00$ mm) mélangés avec quatre teneurs en bentonite (0%, 10%, 20%, 30%) et trois contraintes normales ont été appliquées. Les résultats des tests ont clairement démontré l'impact du matériau bentonitique sur le comportement mécanique des classes de sable étudiées, où une augmentation de la teneur en bentonite réduit la résistance au cisaillement des échantillons examinés. De plus, les données obtenues confirment que la taille minimale des particules pourrait être considérée comme un facteur fiable dans la prédiction de l'angle de frottement des mélanges sable-bentonite testés.

Mots-clés : Taille minimale des particules, Résistance au cisaillement direct, Mélange sable-bentonite, Taille moyenne des grains, Angle de frottement.

Introduction

The benefits of using bentonite in geotechnical engineering include improved impermeability, stability, reduced shrinkage, environmental compatibility, and versatility in application [13]. Failures caused by the shearing of sand-clay interfaces are commonly experienced in engineering applications. There is significant importance in examining the shear strength of these interfaces [11]. Particle size is an influential property that affects the mechanical behavior of granular materials. According to the published literature, there are many researches that address this topic. [1] examined the effect of grain size characteristics in terms of effective and mean particle diameters on the cyclic strength of a sand-silt mixture, they observed that the cyclic shear strength can be correlated with the effective and mean diameters (D_{10} and D_{50}). [2] stated that the particle diameter has a very significant influence on the mechanical responses of sands. [3] analyzed the effect of minimum diameter on the undrained mechanical response of sandy soils, they found that the minimum particle diameter controlled significantly the mechanical properties of granular soils. [4] concluded that the undrained shear strength, decreases with the increase of the coefficient of uniformity (C_u) from 1.1 to 20. [5] reported that the maximum undrained shear strength decreases in a linear and logarithmic manner with the decrease of D_{10} , D_{30} , D_{50} , D_{60} , and increasing coefficient of uniformity C_u . [6] confirmed that the particle size has a significant effect on the undrained behavior of sand-silt mixtures,

46 where he found that a sandy soil (mixed with silt content) having a high minimum diameter ($D_{\min} = 2.00$
 47 mm) induces a high undrained strength in comparison to medium sand ($D_{\min} = 0.63$ mm) and fine sand
 48 ($D_{\min} = 0.08$ mm). [7] investigated the influence of grain size in terms of maximum diameter (D_{\max}) on the
 49 shear strength of Chlef sand-fly ash mixtures, they found that the maximum diameter D_{\max} has a remarkable
 50 effect on the shear strength of sand-fly ash mixtures.

51 Sand-bentonite mixtures have a notable impact on various civil engineering activities, including the
 52 optimization for stable engineered barriers [8], enhancing impervious liners and earth dams [9], and
 53 examination of shrinkage properties. [10]. [15] Examined the shear strength characteristics of sand-
 54 bentonite mixtures under different compaction conditions. They found that increasing the bentonite content
 55 can lead to a decrease in shear strength due to reduced particle interlock and the lubricating effect of
 56 bentonite particles. This decrease in shear strength is attributed solely to changes in the mixture composition
 57 without the addition of any external factors. [13] investigated the evolution of fabric and particle
 58 interactions in sand-kaolin mixtures subjected to shear. It examines how the arrangement of particles and
 59 their interactions change under different stress conditions, shedding light on the mechanisms influencing
 60 shear strength.

61 The main objective of this paper is to study the effect of grain size in terms of minimum and mean grain
 62 diameters on the mechanical response of sand-bentonite mixtures. A series of shear resistance tests have
 63 been performed on Chlef sand mixed with bentonite contents (BC = 0%, 10%, 20%, 30%), a dense initial
 64 relative density was adopted to prepare the samples: $D_r = 90\%$, with the application of three normal stresses
 65 100, 200, 300 kPa throughout the testing program.

66 2 Materials and methods

67 2.1 Materials used

68 The laboratory tests were carried out on clean sand from Chlef having different grain sizes in terms of
 69 minimum diameter ($D_{\min} = 2.00$ mm, $D_{\min} = 0.63$ mm, $D_{\min} = 0.08$ mm) and one maximum diameter (D_{\max}
 70 = 4.00 mm), four fractions of bentonite (BC = 0%, 10%, 20% and 30%) were added to each class of sand.

71 The materials used in this experimental study are shown in Fig. 1. Table 1 shows the chemical
 72 composition of bentonite. The physical properties of used materials are presented in Table 2. The
 73 granulometric curves of the test materials are shown in Fig. 2.

74

Table 1. Chemical components of bentonite

Component	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	Mn ₂ O ₃
(%)	16.39	60.61	5.04	1.72	0.04	0.06

75

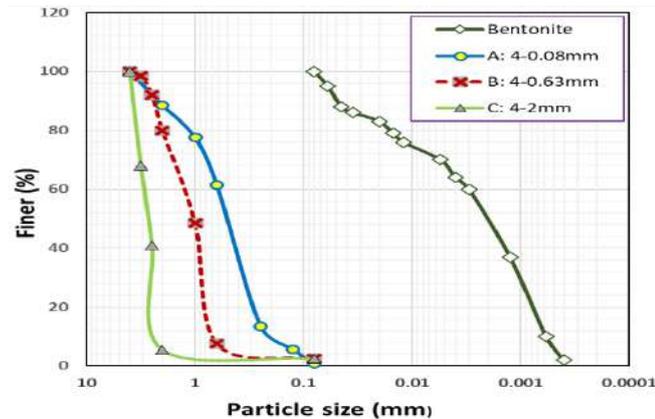
Table 2. Physical properties of used materials

	G_s	D_{10}	D_{50}	C_u	C_c	e_{max}	e_{min}
Class A (4-0.08)	2.632	0.195	0.540	3.174	1.202	0.750	0.507
Class B (4-0.63)	2.670	0.653	1.048	2.09	0.778	0.808	0.610
Class C (4-2)	2.680	2.063	2.717	1.43	0.901	0.850	0.567
Bentonite	2.700	0.0006	0.002	5	0.55	2.55	1.63

76



77
78 **Figure 1.** Test materials: (a) $D_{\min} = 0.08$ mm; (b) $D_{\min} = 0.63$ mm; (c) $D_{\min} = 2.00$ mm; (d) Bentonite.
79



80
81 **Figure 2.** Gradation curves of the examined materials.

82 **2.2 Testing procedure**

83 The shear strength characteristics of a soil can be determined from a Casagrande box shear test. A soil
84 sample is poured into a cubic box (6 cm × 6 cm × 2.5 cm) which is placed between two half boxes. A
85 normal compression force N and a horizontal tensile force T are applied along the plane of symmetry of
86 the box.

87 The examined mixtures were reconstituted in the laboratory with bentonite fractions (BC = 0%, 10%,
88 20% and 30%). In addition, the samples were prepared by the dry method with a dense relative density (D_r
89 = 90%) and subjected to the three normal stresses ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa and 300 kPa).

90 **3. Results and discussion**

91 **3.1. Minimum particle size effect**

92 Fig. 3 presents the variation of maximum shear stress as a function of normal stress of the sand classes
93 mixed with various bentonite contents. As seen in this figure, the parameter of minimum particle diameter
94 has a very remarkable influence on the shear strength of sand-bentonite mixtures. It is observed that the
95 increase of the minimum particle diameter ($D_{\min} = 0.08$ mm, 0.63 mm, 2.00 mm) induces an increase of the
96 shear strength of the sand-bentonite mixtures. The obtained results indicate that the samples of the mixtures
97 having a minimum particle diameter ($D_{\min} = 2.00$ mm) show higher shear strength ($\tau_{\max} = 140.21$ kPa, 137.
98 11 kPa, 132.66 kPa, 120.03 kPa) in comparison with specimens with the minimum diameter ($D_{\min} = 0.63$
99 mm) ($\tau_{\max} = 109.81$ kPa, 104.52 kPa, 104.25 kPa, 100. 51 kPa) and specimens with the minimum diameter
100 ($D_{\min} = 0.08$ mm) ($\tau_{\max} = 101.71$ kPa, 97.76 kPa, 95.38 kPa, 94.77 kPa) for the different bentonite contents
101 (BC = 0%, 10%, 20% and 30%) respectively.

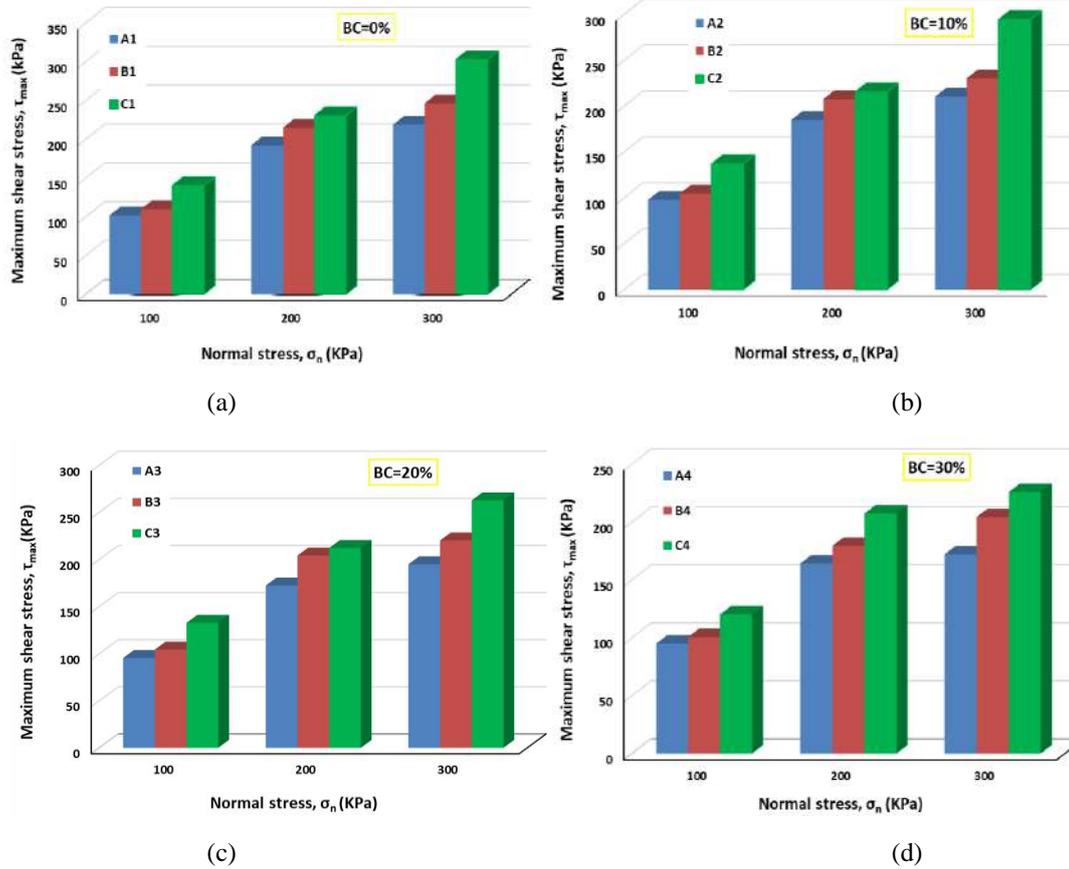


Figure 3. Maximum shear stress as a function of initial normal stress: (a) BC = 0%; (b) BC = 10%; (c) BC = 20%; (d) BC = 30%.

3. 2. Influence of minimum particle size on the angle of internal friction

The effect of grain size in terms of minimum diameter (D_{min}) on the angle of internal friction of sand-bentonite mixtures is illustrated in Fig. 4. The results found clearly show that the grain size parameter in terms of the minimum particle diameter has a pertinent effect on the angle of internal friction of the sand-bentonite mixtures for the range of BC = 0% to BC = 30%, where, the increase of minimum particle size induces a noticeable increase in the angle of internal friction for a given bentonite content. The interaction between sand and bentonite particles plays a crucial role in determining the shear strength of the mixture. the bonding between sand grains and bentonite particles contributes to cohesion and can significantly influence shear strength [15][16][17]. Moreover, the obtained results also indicate the existence of an exponential relationship between the friction angle and minimum diameter for the tested mixtures. On the other hand, the data obtained indicate that the friction angle present high values for the minimum diameter ($D_{min} = 2.00$ mm) compared to the minimum diameters ($D_{min} = 0.63$ mm and 0.08 mm) which indicate low friction angle values as illustrated in Fig. 4.

The following equation is suggested to express the relationship between the friction angle " ϕ " and the minimum diameter " D_{min} " for the samples of the current study:

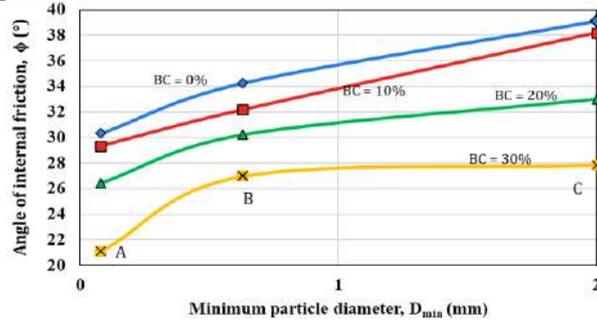
$$\phi = a \times e^{b \times D_{min}} \quad (1)$$

124 The coefficients a, b and the coefficients of determination R² of the tested materials are given in the
 125 following table:

126

Table 3. Coefficients a, b and R² for equation 1

BC (%)	a	b	R ²
0	4.37	30.60	0.97
10	4.562	29.11	0.99
20	3.162	27.02	0.90
30	2.958	22.63	0.64



127

128

Figure 4. Angle of internal friction as a function of minimum particle size (D_{min}) of sand-bentonite mixtures.

129 **3. 3. Effect of the mean particle size**

130 The variation of maximum shear stress as a function of mean particle size (D₅₀) is presented in fig. 5. As
 131 seen in this figure, the shear stress of the sand mixtures increased with the increase of the mean particle
 132 size as well as the minimum particle size, while an increase is observed in the mean particle size as the
 133 bentonite content decreases from 30 to 0%. The following logarithmic equation is suggested to correlate
 134 the relation between maximum shear stress of sand-bentonite mixtures with the mean particle size
 135 parameter:

$$136 \tau_{max} = a \times \ln(D_{50}) + b \quad (2)$$

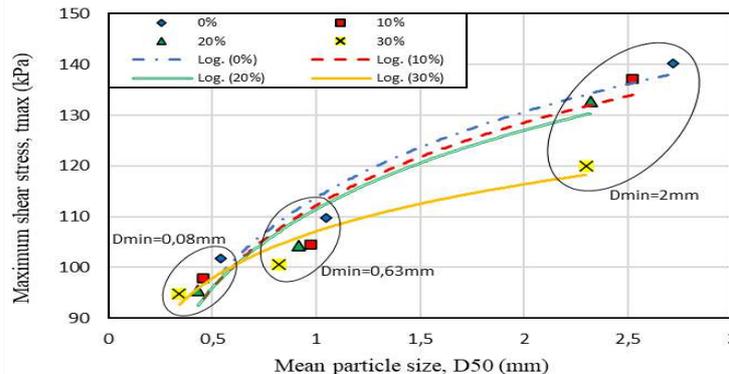
137 Table 4 shows the values of coefficients a, b and R for equation (2):

138

Table 4. Coefficients a, b and R² for equation 2

BC (%)	a	b	R ²
0	24.392	113.75	0.95
10	23.496	112.21	0.91
20	22.439	111.45	0.94
30	13.378	107.08	0.93

139



140

141

Figure 5. Mean particle size (D₅₀) effect on the maximum shear stress of sand-bentonite mixtures.

142 4. Conclusion

143 The main conclusions are as follows:

144 The results of the direct shear tests obtained clearly show that the grain size parameter in terms of
145 minimum particle diameter (D_{\min}) pertinently controls the mechanical response of the sand-bentonite
146 mixtures for all the tested parameters.

147 The increment of the minimum diameter ($D_{\min} = 0.08$ mm, 0.63 mm, 2.00 mm) induces a significant
148 increase in the shear strength of the sand-bentonite mixtures. This significant increase in maximum shear
149 strength with increasing minimum diameter is due to the absence of fine grain fractions (between 0.08 mm
150 to 0.63 mm) and (between 0.08 mm to 2.00 mm) that play a role in increasing the maximum shear strength
151 of the granular classes (between $D_{\min} = 0.63$ mm to $D_{\max} = 4.00$ mm) and (between $D_{\min} = 2.00$ mm to $D_{\max} =$
152 4.00 mm), respectively.

153 An increase in the mean particle diameter resulted in a remarkable increase in the shear strength of the
154 materials under study.

155 The internal friction angle increases with the increase of minimum diameter of sand particles. In
156 addition, the results found indicate that the minimum diameter is a very relevant parameter in predicting
157 the mechanical behavior in terms of friction angle of sand-bentonite mixtures.

158 References

- 159 [1] Belkhatir .M, Arab, A. Schanz, T, Missoum, H, Della, N., Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-
160 silt mixtures: effect of grading characteristics", *Granular Matter* 13:599–609, 2011
- 161 [2] Lim MS, Wijeyesekera DC, Zainorabidin A, Bakar I., The effects of particle morphology (shape and sizes)
162 characteristics on its engineering behaviour and sustainable engineering performance of sand". *Int J Integr. Eng.*
163 4:27–37, 2012
- 164 [3] Hazout, L,Zitouni, Z.A, Belkhatir.M & Schanz, T., Evaluation of static liquefaction characteristics of saturated
165 loose sand through the mean grain size and extreme grain sizes" *geotechnical and geological engineering an*
166 *international journal*, doi 10.1007/s10706-017-0230-z, 2017
- 167 [4] Liu, Y, N, Gang Li , Yin, Z. Y, Dano, D, Hicher, P.Y , Xia, X.H , Wang, J.H., Influence of grading on the undrained
168 behavior of granular materials". *Competes Rendus Mecanique*. DOI.org/10.1016/j.crme.2013.11.001, 2014
- 169 [5] Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., Kadri, A., Schanz, T., Insight into the effect of granulometric
170 characteristics on static liquefaction susceptibility of silty sand soils", *Geotech. Geol. Eng.*, DOI 10.1007/s10706-
171 015-9951-z, 2016
- 172 [6] Cherif Taiba, A., Etude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction de sable limoneux : Influence de la
173 forme et taille des grains", thèse de doctorat, Université de Chlef, Algérie, 2017
- 174 [7] Merni & Elezzaar, Etude expérimentale de la réponse mécanique d'un mélange sable-cendre volante : Influence
175 de la taille des grains. Mémoire de master géotechnique université Hassiba Ben Bouali-Chlef, 2019
- 176 [8] Farooq, K., ur Rehman, Z., Shahzadi, M. et al. Optimization of Sand-Bentonite Mixture for the Stable Engineered
177 Barriers using Desirability Optimization Methodology: A Macro-Micro-Evaluation. *KSCE J Civ Eng* 27, 40–52
178 (2023). <https://doi.org/10.1007/s12205-022-2088-8>
- 179 [9] Setianto SaminganAgusS.S. Agus, TomSchanzT. Schanz, and Delwyn G.FredlundD.G. Fredlund. 2010.
180 Measurements of suction versus water content for bentonite–sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*.
181 47(5): 583-594. <https://doi.org/10.1139/T09-120>
- 182 [10] Wang, DW., Zhu, C., Tang, CS. et al. Experimental study on shrinkage characteristics of compacted bentonite–
183 sand mixtures. *Bull Eng Geol Environ* 83, 43 (2024). <https://doi.org/10.1007/s10064-023-03521-9>
- 184 [11] Zhang, ZL., Cui, ZD. & Zhao, LZ. Shear Strength of Sand–Clay Interfaces Through Large-Scale Direct Shear
185 Tests. *Arab J Sci Eng* 45, 4343–4357 (2020). <https://doi.org/10.1007/s13369-020-04459-w>
- 186 [12] <https://supplements.selfdecode.com/blog/what-is-bentonite-clay/>
- 187 [13] Ouhadi, V. R., & Santamarina, J. C. (2007). "Clay Fabric Evolution and Particle Interaction in Sheared Sand–
188 Kaolin Mixtures." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 357-365.
- 189 [14] Ghazavi, M., et al. (2016). "Effect of different variables on the shear strength of sand-bentonite mixtures."
190 *Arabian Journal of Geosciences*, 9(14), 1-12.
- 191 [15] Sridharan, A., & Nagaraj, T. S. (2000). "Shear strength characteristics of sand–bentonite mixtures." *Geotechnical*
192 *and Geological Engineering*, 18(2), 137-148.
- 193 [16] Elhamid, M. I. A., & Elgamal, S. M. (2003). "Shear strength of sand-bentonite mixtures." *Journal of Geotechnical*
194 *and Geoenvironmental Engineering*, 129(6), 531-534.
- 195 [17] Makusa, G. E., Juma, J. M., & Aderinboye, R. Y. (2019). The interaction between sand and bentonite particles:
196 Its role in determining the shear strength of the mixture. *Journal of Geotechnical Engineering*, 45(2), 211-224.
- 197

HYDROMECHANICAL BEHAVIOR OF SUDDEN COLLAPSE SOILS IN THE METLILI REGION, ALGERIA

Ali FERNANE¹, Mohamed Salah LAOUAR¹, Salah MESSAST², Samir BENMOUSSA³, Nafaa AYE⁴,
Saida GUERAIDIA¹, Abderrahim MIHOUBI¹

¹ Department of Civil Engineering, Larbi Tebessi University, Tebessa, Mining Laboratory

² Department of Civil Engineering, University 20 August 1955 -Skikda, Algeria

³ Department of Civil Engineering, University Batna 2, NMISSI Laboratory, University of Biskra

⁴ National Engineering School of Tunis El Manar, LR14ES03, Tunisia

Abstract Unsaturated soils undergo various solicitations, such as drying, wetting due to climate changes, precipitation, evapotranspiration, and fluctuations in groundwater levels. These factors lead to continuous variations in their suction capacity. Recent research has demonstrated that retention curves allow the characterization of stress in an unsaturated soil and the evaluation of its strength parameters. This study aims to analyze the additional contribution of shear strength due to suction variations and its impact on the soil settlement process. Soil samples were collected from the Metlili Valley, an arid region located southwest of Ghardaïa. These soils were subjected to compressibility and shear tests, as well as suction measurements. To cover a wide range of suction values, different measurement and imposition techniques were used, including the filter paper method for wetting and the saline solutions method for suction imposition. Several approaches, such as the Wathman 42 filter paper method ASTM D 5298-10[1]. Were employed to indirectly measure suction. The results obtained highlight significant volume changes and settlement deformations associated with a decrease in suction.

Keywords: Collapse potentials, Suction, Unsaturated soil, Shear strength.

1 Introduction

The drying and wetting phenomena of soils the cause of numerous problems for geotechnical structures. It is important to note that fluctuations in water content can lead to either collapse or swelling of unsaturated soil. These volume variations in the soil result in damage to geotechnical works. Such volume variations in the soil result in damage to geotechnical structures. Such damages represent significant costs and are observed worldwide. In unsaturated soils with an open structure, the decrease in suction due to saturation resulting from environmental changes can lead to volume reduction and collapse. The nullification of capillary forces can explain soil collapse during flooding, as observed by Alonso et al. 1987[2]. The suction developed in clayey bonds may differ from those developed between silt grains. To date, there is no method to measure these differences [3]. In order to investigate the effect of suctions on the collapse potential and mechanical characteristics of the tested soils, a comprehensive testing protocol is proposed, it includes collapse tests, shear tests, and suction tests. The results highlight the impact of suction values on the collapse potential and shear strength parameters of the tested soils.

2 Materials and Methods

2.1 Materials and Study Area

The soil under investigation is from the Metlili region, situated 40 kilometers to South of Ghardaia in the Northern Algerian Sahara, at 32.18°N latitude and 3.33°E longitude, with an average elevation of 455 meters. south of Ghardaia in the northern Algerian Sahara, at a latitude of 32.18°N and a longitude of 3.33°E, with an average altitude of 455 meters. The climate is recognized as an important factor influencing the formation and evolution of soils in this region. Specifically, the study area is generally characterized by a desert climate marked by low and irregular precipitation, as well as a significant

hydrographic network that remains dry for most of the year. Given these climatic conditions, The study region is classified as an arid zone according to the aridity index, which is a useful indicator to characterize this phenomenon: $AI = P/ETP$, where P is the average annual precipitation and ETP is the potential evapotranspiration [4]. For the Ghardaia region, $AI = 0.048$, which corresponds to an arid zone Table1. Three soil specimens were extracted and subjected to identification and compaction tests. Parameters of the soils are given in Table 2.

Table.1. Classification of climatic zones by aridity index (Lloyd, 1986; Middleton & Thomas, 1997)[20,21]

Classification	Aridity Index AI	Precipitation (mm/Year)
Dry Sub-humid	0,5 – 0,65	-
Semi-aride	0,2 – 0,5	200 – 500
Arde	0,05 – 0,2	50 - 200
Hyper-arid	< 0,02	0 - 50

Table. 2. Engineering properties of studied soils

property	Soil1	Soil2	Soil3
Initial Moisture Content , w_0 (%)	5,1	3,5	4,5
Spécific Gravity , G_s	2,66	2,62	2,64
Liquid Limit, LL(%)	26	30	28
PlasticLimit ,PL (%)	17	21	18
Maximum dry unit weight (Standard Proctor, (g/m^3))	1,91	1,82	1,86
Optimum Moisture Content, w_{op} (%)	13	12	12,6
CaCO ₃	22,5	28,7	24,5
Methylene blue value (MBV)	0,42	0,95	0,74

2.2 Main tests

An experimental program is conducted to study the impact of variations in matrix suction values on collapse potential and shear strength. It includes a series of collapse tests, shear test and suction tests through the humidification path. The parameters selected for each test series, as well as the specific characteristics of each category, are detailed in Figure 1.

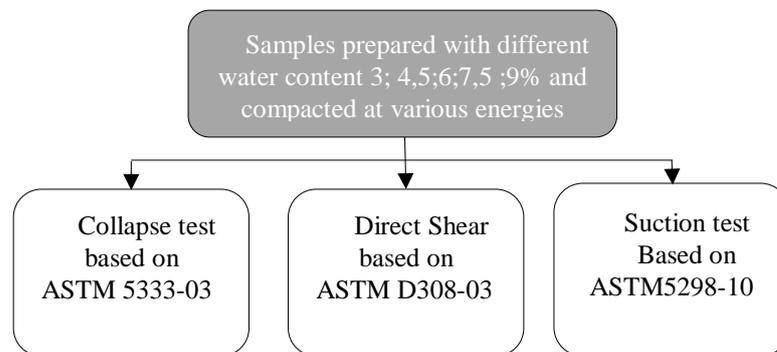


Figure.1. Main test program

The collapse potential is determined by measuring the difference in axial strain at a vertical stress of 200 kPa after and before immersion. The collapse potential is calculated for each test using the following expression:

$$CP = \frac{\Delta e_c}{(1+e_0)} 100\%$$

with: $\Delta e_c = [e_1 (200\text{kPa}) - e_2 (200\text{kPa}, \text{flooded})]$, and e_0 : initial void ratio.

Consolidated drained shear tests were conducted on a direct shear machine. The shear box had dimensions of 60 mm x 60 mm with a thickness of 25 mm. Vertical normal stress was applied to consolidate the specimen. Shearing was performed at a constant horizontal velocity of 0.3 mm/min. For suction tests, and in order to cover a wide range of suctions, two methods of measuring and imposing suctions are considered: the filter paper method according to the ASTM D5298-10 standard [1], figure 1, and the vapor phase method. The soil samples are compacted using the compaction hammer described in Laouar et al. 2010[5].



Figure. 2. Experimental procedure for measuring suction using the filter paper and collapse test

3 Results

The collapse test results highlight the significant impact of water content and compaction energy on collapse potential. Specifically, the collapse potential decreases from 12.71% to 6.83% for Soil 1, from 11.48% to 5.5% for Soil 2, and from 12.92% to 7.2% for Soil 3 with an initial water content of 3%. When the initial water content is 6%, the collapse potential decreases from 8.41% to 3.28% for Soil 1, from 7.7% to 2.55% for Soil 2, and from 8.93% to 3.70% for Soil 3. These values clearly indicate a tendency of the soil to collapse, corresponding to a transition from severe to moderate trouble according to the ASTM 53333-03 classification [7], as shown in figure 2. In Figure 3, it can clearly be seen that the soil shear strength increased with suction.

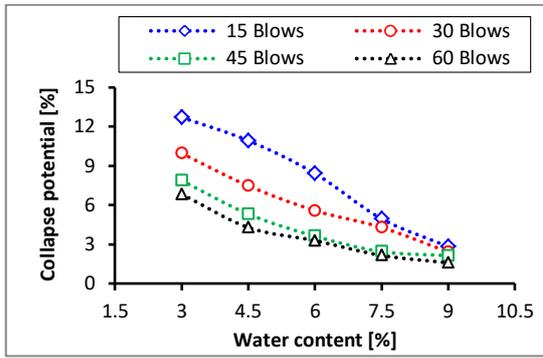


Figure. 2. Collapse potential versus water content, soil

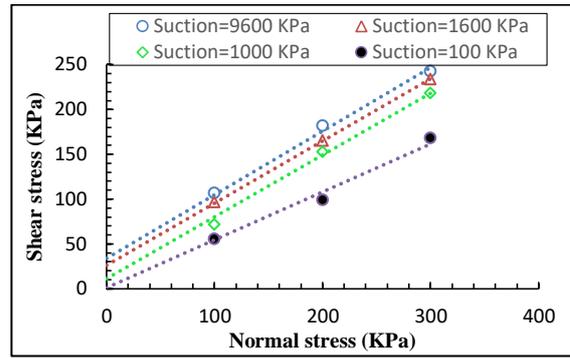


Figure. 3. Shear stress versus Matric suction, soil

Regarding the shear tests, Figures 4 and 5 demonstrate that the outcomes revealed low cohesion values ranging from 12 to 27 KPa, attributed to the soil's limited plasticity. Notably, cohesion increases with suction, figure 6.

The influence of suction on the friction angle is not clear and constitutes a source of uncertainty in establishing a precise relationship between shear resistance and suction. Indeed, the friction angle does not necessarily appear to increase with suction, figure 7.

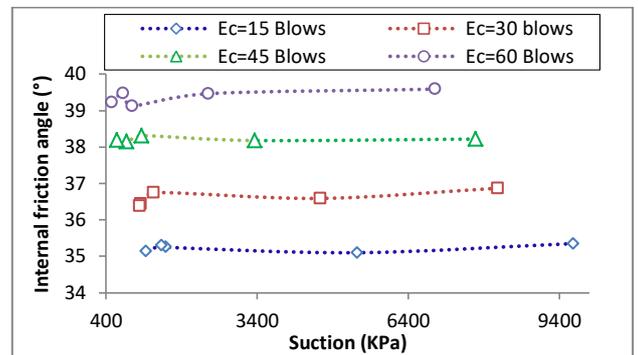
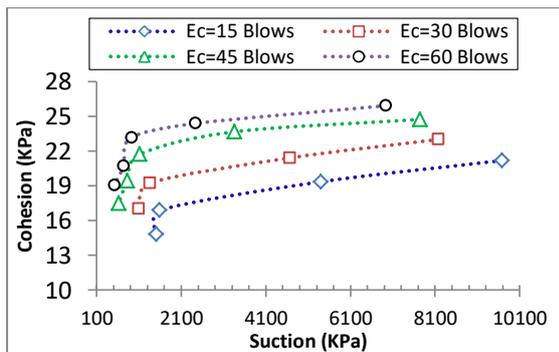


Figure. 4. Relationship between internal friction angle and initial suction, soil

Figure. 5. Relationship between internal cohesion and initial suction, soil



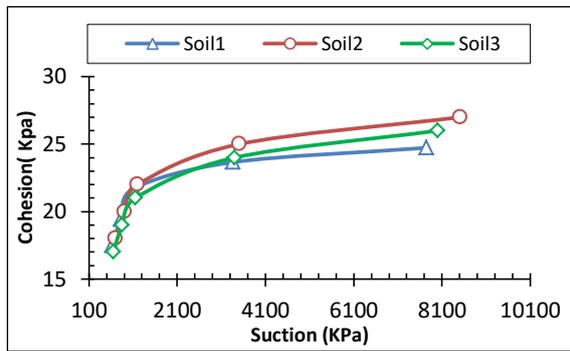


Figure. 7. Cohesion versus initial suction of soil samples compacted under 45 blows

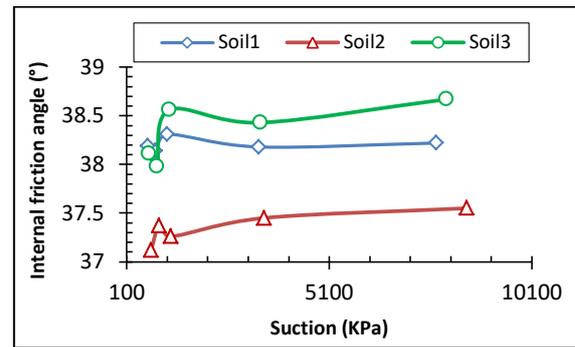


Figure. 6. Internal friction angle versus initial suction of soil samples compacted under 45 blows

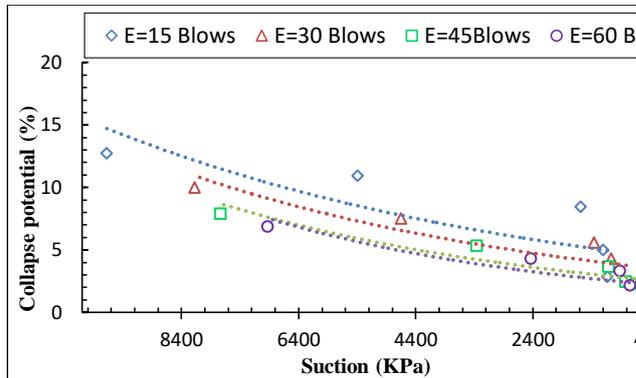


Figure. 8. Relationship between collapse potential and initial suction, soil 1

It should be noted that the collapse potential is affected by the initial suction value and the degree of compaction, as shown in Figure 8. The test results show that specimens prepared with lower compaction energy and a higher initial suction value generally have higher collapse potentials.

4 Conclusion

- This paper studied the behavior of samples compacted of collapsible soil from the region tested under varied moisture condition and compaction energy.

-The study revealed that the internal friction angle was not significantly affected by suction. However, an increase in the apparent cohesion of the soil is observed with an increase in suction.

-The collapse and shear tests conducted on unsaturated samples with different suction values allowed the characterization of the collapse and shear properties of the soils studied at different suction levels.

The study of the hydromechanical behavior of unsaturated soils allows us to optimize the design of geotechnical infrastructures and improve their performance and durability

Reference

- [1] ASTM D5298-10. 2010. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper, annual book of ASTM standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- [2] Alonso E., et Al. (1987), General report. Proc. 9th conf. Soil Mech. Dublin., 3, pp. 1087-1146
- [3] Fredlund, D. G., et H. Rahardjo. 1993. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: Wiley
- [4] Smith O.B et Koala S. 1999-La desertification : Mythes et réalités . Assemblée générale annuelle de l'association canadienne des rédacteurs scientifiques ; 27- 29 Mai 1999
- [5] Laouar Mohamed Salah et al. Ultrasonic and Cone Penetrometer Tests for Predicting the Collapsible Soils. IREMOS 2010, Vol. 3. n. 2, pp. 194-20. www.praiseworthyprize.com
- [6] ASTM D308-03 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions annual book of ASTM standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- [7] ASTM D5333-03 Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils annual book of ASTM standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA
- [8] Dudley J H. Review of Collapsing Soils [J]. (1970), Journal of Soil Mechanics and foundation div ASCE, 96, n° SM3. 925-947.
- [9] Fleureau et al, 2002 Fleureau J.M. Taibi S., Soemito R., et Indarto., Prise en compte de la pression interstitielle négative du sol dans l'estimation du gonflement, Sympo. Inter. De la mécanique des sols, Tlemcen.
- [10] Jennings J.E, Knight K. 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.
- [11] Ashour M, Abbas A, Altahrany A, Alaaeldin A. Modelling the behavior of inundated collapsible soils. *Engineering Reports*. 2020;2:e12156. <https://doi.org/10.1002/eng2.12156>
- [12] Alonso E., et Al. (1987), General report. Proc. 9th conf. Soil Mech. Dublin., 3, pp. 1087-1146
- [13] Schrefler B. & Delage P., 2001. Géomécanique environnementale, risques naturels et patrimoine
- [14] Traité MIM, série géomatériaux), Hermès Science publications, 334 p.
- [15] Benkadja. R. Influence de l'essence sur le degré de l'affaissement des sols. The Geological Society of London. IAEG2006 Paper number 742.
- [16] Escario, V., et J. Saez. 1986. « The shear strength of partly saturated soils ». *Géotechnique* 36 (3).
- [17] Smith O.B and Koala S. 1999 - Desertification: Myths and Realities. Annual General Assembly of the Canadian Association of Science Writers; May 27-29, 1999.
- [18] Middleton, N., and D. S. G. Thomas, 1997: World Atlas of Desertification. 2nd ed. Wiley, 182 pp.
- [19] Lloyd, J.W. 1986. A review of aridity and groundwater. *Jl. Hydrological Processes*, 1, 1, 63-78.

ANNUAIRE DES AUTEURS CORRESPONDANTS DES ARTICLES

	Nom et Prénom		Université d'origine	Adresse mail
1	ABIMOULOUD	Youcef	University of Ouargla	youabi@hotmail.com
2	ADJAL	Leila	Bouira university	l.adjal@univ-bouira.dz
3	AIT SALEM	Abdelmadjid	Université de TLEMCEM	aits.madjid@gmail.com
4	AMRANE	Moussa	University of Batna 2	mousaigue2000@yahoo.fr
5	ARAB	Maria	Université de Chlef	m.arab22@univ-chlef.dz
6	ASSELI	Aymen Elouanas	Université de Chlef	a.asseli@univ-chlef.dz
7	AYEB	Nafaa	Univ. of Tunis El Manar	ayebnafaa@gmail.com
8	AZAI EZ	Hamou	Université de Chlef	ha.Azaiez@univ-chlef.dz
9	BADID	Nawel Zakia	Usto oran	n.z.badid@gmail.com
10	BEKAKRA	Sofiane	Annaba University	bekakra.sofiane@gmail.com
11	BELHAMIDE CHE	Kheira	Université Mostaganem	belhamideche1805@gmail.com
12	BELLIL	Soumia	Université Batna 2	Bellil.soumia88@gmail.com
13	BENCHEIKH	Karim	université annaba	koukou_bencheikh@yahoo.fr
14	BENMOUSSA	Samir	batna2 university	s.benmoussa@univ-batna2.dz
15	BENNACEUR	Djihad	Mostaganem University	djihed28@gmail.com
16	BENREBOUH	Imed	Unvierty Ferhat Abbas Setif 1	imedbeen@gmail.com
17	BOUACHA	Nadjet	université de souk-ahras	n.bouacha@yahoo.fr
18	BOUAFIA	Abdelhak	Souk-Ahras university	a.bouafia@univ-soukahras.dz
19	BOUALLA	Nabila	USTO MB	nibrasnabila@yahoo.fr
20	BOUCHEMELLA	Salima	University of Souk Ahras	salima.bouchemella@univ-soukahras.dz
21	BOUDRA	Hafida	université des sciences et de la technologie d'Oran	boudrahafida@yahoo.fr
22	BOUKEFFOUSSA EL ROUL	Abdelnacer	Universite Hassiba Benbouali Chlef	ab.boukeffoussa-elroul@univ-chlef.dz
23	BOUNOUARA	Zohra	USTO Oran	bounouarazahra@gmail.com
24	CHAMMA	Fatma Zohra	Université de Chlef	f.chamma22@univ-chlef.dz
25	CHEGROUCHE	Rabab	Université de Tebessa	chegroucherabab@gmail.com
26	DAHEUR	Elhadj Guesmia	Université de Ghardaia	daheur86@yahoo.fr
27	DEBOUCHA	Sadek	University of Bordj Bou Arreridj	s.deboucha@univ-bba.dz
28	DJELLOUL	Ramzi	Usto - Oran	ramzi.djelloul@univ-usto.dz
29	FARAH OMAR	Faiza	Université du Havre Normandie	faiza.farah-omar@etu.univ-lehavre.fr
30	FERNANE	Ali	Université de Tebessa	ali.fernane@univ-tebessa.dz
31	GHEMBAZA	Moulay Smaine	Université de Sidi Bel-Abbès	amelz.cherifi@gmail.com
32	HAFHOUF	Ilyas	University de Setif	ilyas.hafhouf@gmail.com
33	HAOUARI	Leila	University of Saida	haouarileila4@gmail.com
34	HIDJAZI	Abdessamed	Unversity oh Bechar	hidjazi.abdo@gmail.com
35	JAMLI	Raja	Université le Havre /L'école d'ingénieurs de Tunis	raja.jamli@etu.univ-lehavre.fr
36	KATTI	Atmane	INSA ROUEN NORMANDIE	atmane.katti@insa-rouen.fr
37	KELLOUCHE	Yasmina	Chlef University	y.kellouche@univ-chlef.dz
38	KHELLIFI	Mossedek	AFITEX ALGERIE	farid.cherifi@afitexalgerie.com
39	LAMMARI	Meriem	Université de Msila	meriem.lammari@univ-msila.dz
40	MEGROUSSE	Mohammed	University of Chlef	m.megrousse22@univ-chlef.dz
41	MEKAIDE CHE	Khalfallah	University of Tlemcen	mekaidecheoussama@gmail.com
42	MIHOUBI	Abderrahim	University-Tebessa	abderrahim.mhbi@gmail.com

43	MOBAREK	Houria	Université de Tizi-Ouzou	houria.mobarek@ummtto.dz
44	MOULAY OMAR	Hassan	Université d'Adrar	hassan.mh@univ-adrar.edu.dz
45	NOUAOURIA	Abdessalam	Université de Guelma	nouaouria.abdessalam@gmail.com
46	OUMRICH	Kamel	Université Souk-Ahras	k.oumrich@univ-soukahras.dz
47	SAADI	Smail	Université de Msila	smail.saadi@univ-msila.dz
48	SERBAH	Boumediene	université de Tiaret	boumediene.serbah@univ-tiaret.dz
49	SHAMAS	Youssef	INSA Rouen Normandie et Université Le Havre Normandie	youssef.shamas@gmail.com
50	TOUAHRIA	Sabah	Université Msila	sabah.touahria@univ-msila.dz
51	ZERROUK	Abdelkader	Université de Chlef	abdzerrouk@yahoo.fr
52	ZIANI	Hocine	Univ. Bordj Bou Arréridj	hocine.ziani@univ-bba.dz

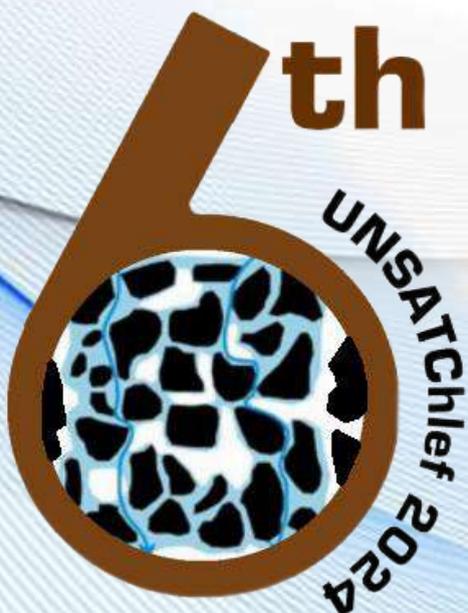
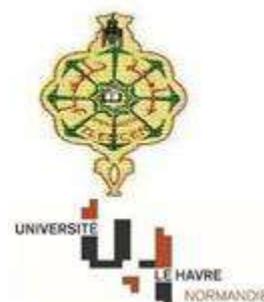
Liste des sponsors

N	Sponsor	Logo	Téléphone	Adresse mail	Adresse	Site web
01	Société ENTEC	 <p>انتيك ENGINEERING ENTE TECHNICS</p>	031 60 13 77 031 60 13 79	contact@entec-dz.com	N° 03 Lotissement Abdelhafid BOUSSOUF 2ème Tranche, Canstantine, Algérie	https://entec-dz.com/
02	Société AFITEX Algérie	 <p>AFITEX ALGERIE Drainage - Soutènement - Etanchéité</p>	021 21 19 59	contact@afitexalgerie.com	Cité les Castors Villa N°41, Bordj El Kiffan 16120 - Alger	https://www.afitexalgerie.com/
03	Société SINAL	 <p><i>Sinal</i> Equipements Scientifique & Didactique</p>	041 41 15 09 041 40 40 50	sinaldg@sinaldz.com	El Moudjahid PB 5139 Oran – Algérie	https://www.sinaldz.com/#/



6^{EME} COLLOQUE INTERNATIONAL SUR LES SOLS NON SATURES

Sols Non Saturés et Sismique



Société
AFITEXE Algérie



Société
ENTEC



Société
SINAL