

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa



Faculté des Sciences et Technologies
Département Génie civil
Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER
Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie civil
Spécialité : structures
Par :
BOUHAMIDA Fatima Zahra
YAGOUB Zineb EL Ghazali
Thème

**Effet de L'ajoute de la Bentonite et du Ciment sur les Propriétés
Hydromécaniques d'un Tuf d'encrouement : Application pour
les Centres d'Enfouissement Techniques.**

Soutenu publiquement le 30/09/2020

Devant le jury :

ZERZOUR Ali	Professeur	Université de Ghardaïa	Président
DAHEUR Elhadj Guesmia	Maître de conférences	Université de Ghardaïa	Examineur
DEMDOUM Abdellah	Docteur	Université de Laghouat	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A mes chers parents

Dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines
m'ont permis de vivre de ce jour.

A mes chères frères « Abidoun, Abdelatif, Moncef ».

A ma petite sœur, Khadîdja.

A qui je souhaite un avenir radieux plein de réussite.

A toute ma grande famille, Source d'espoir et de motivation.

A ma copine, Soumia qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.

A ma chère binôme Zineb et tous mes amis de près ou de loin.

A tous mes professeurs.

A toutes celles et à tous ceux qui m'aiment.

Fatima Zahra

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents ma mère et mon père

Pour la patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.

A mes chers frères et sœurs

Menàa, Mohamed, Omelkhir, Soumia, Nassima, Habiba.

Pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mes neveux et nièces chacun à son nom.

A l'esprit de ma grande mère que dieu bénisse son âme.

A toute ma grande famille particulièrement.

A mes très chères copines Rania, Karima et Bouchra, Et à mon binôme Zhayro.

Que dieu vous bénisse tous et vous garde toujours à mes côtés.

A mes professeurs qui m'ont enseigné et à tous ceux qui me sont chers.

Zineb El Ghazali

Remerciement

Nous remercions DIEU tout puissant qui nous a protégés le long de notre cursus d'étude.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à notre encadreur Monsieur DEMDOUM Abdellah, qui nous a aidé pour faire ce travail et sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous tenons à remercier tout l'équipe de LTPS, à l'aide sur le plan expérimental notamment nos essais réalisés en laboratoire, Particulièrement Monsieur HADJ AISSA Brahim, ingénieur au sein de laboratoire des travaux publics du sud, pour sa disponibilité, son esprit de partage, sa grande conscience professionnelle et la sympathie qui le caractérise.

Nous tenons remercier vivement Monsieur le Président et les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Pour finir nous remercions vont également à tous ceux qui de près ou de loin ma apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail.

ملخص

يندرج هذا العمل في إطار استعادة المواد المحلية من منطقة غرداية (جنوب الجزائر) ، بهدف استخدامها كحواجز هندسية في مراكز ردم النفايات. في هذه الدراسة ، تم فحص الخصائص الهيدروميكانيكية لمخاليط الطف-البتونيت وخلائط الطف-البتونيت / الأسمنت بهدف توفير مادة حازمة محلية. تم إجراء سلسلة من اختبارات حد التبرارغ ، والانتفاخ الحر ، والدمج أحادي البعد ، واختبارات نفاذية الحمل المتغيرة للخصائص الهيدروليكية ، بالإضافة إلى اختبارات الضغط غير المحدود والقص المباشر للخصائص الميكانيكية على أربعة خلائط الطف-بتونيت واثنين من خليط الطف-بتونيت / الأسمنت المختلفين. تظهر نتائج الاختبارات أن سلوك الانضغاطية / الانتفاخ للخلائط يزداد مع زيادة محتوى البتونيت. تم العثور على الكمية المثلى من البتونيت لتحقيق نفاذية أقل من 9-10 م / ث ، وهو مطلب تصميم طلاء ، لتكون 8% و 10%. النتائج التي تم الحصول عليها في اختبارات القوة تشير إلى أن قوة الانضغاط غير المحصورة والتماسك الظاهر يزدادان مع زيادة محتوى البتونيت ، بينما تقل زاوية الاحتكاك الظاهرة. بالنسبة للخليط الأمثل المعالج بـ 3% و 5% أسمنت ، أظهرت نتائج الاختبار أن النفاذية وقابلية الانضغاط / سلوك الانتفاخ يتناقصان مع جرعة الأسمنت المضافة ، بينما تزداد زاوية الاحتكاك والتماسك. أخيراً ، تم الاستنتاج أن الخليط 8% بتونيت -92% طف معالج بـ 3% أسمنت يتم الاحتفاظ به كمادة حازمة سلبية في مراكز ردم النفايات للمناطق الجافة وشبه الجافة.

المفاتيح

الحواجز الهيدروليكية، بتونيت، الطف، اسمنت ، النفاذية ، مقاومة القص ، مقاومة الضغط مراكز دفن النفايات،

Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux de la région de Ghardaïa (Sud algérien), en vue de leur utilisation comme barrière passive dans les fonds et les flancs des centres d'enfouissement techniques. Dans cette étude, les caractéristiques hydromécaniques des mélanges de tuf-bentonite et de tuf-bentonite/ciment sont étudiées en vue de proposer un matériau de barrière local. Une série des essais de limite d'Atterberg, de gonflement libre, de consolidation unidimensionnelle et de perméabilité à charge variable pour les caractéristiques hydrauliques, ainsi que des essais de compression non confinée et de cisaillement direct pour les caractéristiques mécaniques ont été réalisés sur quatre mélanges tuf-bentonite et deux mélanges tuf-bentonite/ciment différents. Les résultats des essais montrent que le comportement compressibilité/gonflement des mélanges augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite. La quantité optimale de bentonite pour obtenir une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s, qui est une exigence de conception du revêtement, a été trouvée à 8 % et 10 %. Les résultats obtenus lors des essais de résistance indiquent que la résistance à la compression non confinée et la cohésion apparente augmentent avec l'augmentation de la teneur en bentonite, tandis que l'angle de frottement apparent diminue. Concernant le mélange optimal traité à 3% et 5% de ciment, les résultats des essais montrent que la perméabilité et le comportement compressibilité/gonflement diminuent avec le dosage en ciment additionné, tandis que l'angle de frottement et la cohésion augmentent. Enfin, on a conclu que le mélange 8 % bentonite-92% tuf traité à 3% de ciment est retenue comme matériau de barrière passive des CET dans les régions arides et semi-arides.

Mots-clés

Centres d'enfouissement techniques (CET), Barrière hydraulique, Tuf (T), Bentonite (B), Ciment, Conductivité hydraulique, Résistance au cisaillement, Résistance à la compression.

Abstract

This work is part of the valorization of local materials from the region of Ghardaïa (South Algeria), in order to use them as a passive barrier in the bottoms and sides of landfill sites. In this study, the hydromechanical characteristics of tuff-bentonite and tuff-bentonite/cement mixtures are investigated to propose a local barrier material. A series of Atterberg limits, free swelling, one-dimensional consolidation and falling head permeability tests for hydraulic characteristics, as well as two unconfined compression and direct shear tests for mechanical characteristics were performed on four different tuff-bentonite mixtures and two different tuff-bentonite/cement mixtures. Test results show that the compressibility/swelling behavior of the mixtures increases with increasing bentonite content. The optimum amount of bentonite to achieve a permeability of less than 10^{-9} m/s, which is a liner/barrier design requirement, was found at 8% and 10%. The results of the strength tests indicate that unconfined compressive strength and apparent cohesion increase with increasing bentonite content, while the apparent angle of friction decreases. Concerning the optimal mix treated with 3% and 5% cement, the test results show that the permeability and compressibility/swelling behavior decrease with the added cement content, while the angle of friction and cohesion increase. Finally, it was concluded that the 8% bentonite-92% tuff mixture treated with 3% cement is retained as a passive barrier material for landfill sites in arid and semi-arid regions.

Keywords

Landfills, Hydraulic Barrier, Tuff (T), Bentonite (B), Cement, Hydraulic Conductivity, Shear Strength, Compressive Strength.

Table des matières:

Introduction générale

1	CHAPITRE 1: REVUE DE LA LITTERATURE	3
1.1	<i>Généralité</i>	3
1.2	<i>Centres d'enfouissement techniques CET</i>	3
1.2.1	CET de Classe I : Déchets spéciaux	5
1.2.2	CET de Classe II : Déchets Ménagers et Assimilés	5
1.2.3	CET de Classe III : Déchets Inertes	6
1.3	<i>Critères D'étanchéité Des CET</i>	6
1.3.1	Barrière en Couverture des ISD	6
1.3.2	Barrière Active (en fond et en talus)	7
1.3.3	Barrières Passives	8
1.3.4	Critères Des Barrières Naturelles	9
1.4	<i>Détails Fondamentaux des Mélanges Sol grenu-Bentonite</i>	10
1.4.1	Bentonite	11
1.4.1.1	Caractéristiques Minéralogiques De La Bentonite	11
1.4.1.2	Interaction eau-bentonite	12
1.4.2	Caractéristiques Hydromécaniques Des Mélanges Sol Grenu-Bentonite	14
1.4.2.1	Caractéristique de compactage	14
1.4.2.2	Caractéristique de compressibilité	15
1.4.2.3	Caractéristiques de gonflement	17
1.4.2.4	Caractéristiques de perméabilité saturée	18
1.4.2.5	Caractéristiques de résistance	21
1.4.3	Caractéristiques hydromécaniques des mélanges sol grenu-bentonite améliorés au ciment :	23
1.5	<i>Réalisation De La Barrière : Réglementations Algériennes</i>	24
1.6	<i>Conclusion</i>	26
2	CHAPITRE 2: CARACTÉRISATION DES SOLS ÉTUDIÉS	28
2.1	<i>Généralité</i>	28
2.2	<i>Caractéristique des matériaux utilisés</i>	28
2.2.1	Bentonite	28
2.2.1.1	Définition	28
2.2.1.2	Origine de la bentonite utilisée	29

2.2.1.3	Essais de caractérisation.....	30
2.2.2	Tuf.....	40
2.2.2.1	Définition	40
2.2.2.2	Essais de caractérisation.....	41
2.3	<i>Caractéristiques des mélanges bentonite -Tuf</i>	44
2.3.1	Les essais de caractérisation des matériaux mélangés :	45
2.4	<i>Conclusion</i>	54
3	CHAPITRE 3 COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES MÉLANGES UTILISÉS...	55
3.1	<i>Généralité</i> :	55
3.2	<i>Comportement Hydraulique Des Mélanges Bentonite-Tuf</i>	55
3.2.1	Essai de perméabilité à charge variable (AFNOR NFX 30-441).....	55
3.2.1.1	Principe	55
3.2.1.2	Résultats et discussion	56
3.2.2	Essai œdométrique (AFNOR XP P 94-090-1, 1997) :	57
3.2.2.1	But :	57
3.2.2.2	Principe :	58
3.2.2.3	Résultats et discussion	58
3.2.2.3.1	Variation des coefficients de compressibilité et de gonflement des mélanges Tuf- bentonite :	59
3.2.2.3.2	Variation du coefficient de consolidation c_v	60
3.2.2.3.3	Variation de la conductivité hydraulique des mélanges Tuf- bentonite	63
3.3	<i>Comportement mécanique</i> :	65
3.3.1	Résistance au cisaillement directe des mélanges (Tuf – bentonite) à teneur en eau de compactage (AFNOR NF P 94-071-1)	65
3.3.1.1	Principe :	65
3.3.1.2	Résultats et discussion de cisaillement direct	66
3.3.2	Essai de compression non confinée (Rc)	71
3.3.2.1	Principe :	71
3.3.2.2	Résultats et discussion	73
3.4	<i>Conclusion</i>	75
4	CHAPITRE 4 COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DU MÉLANGE OPTIMAL TRAITÉ AU CIMENT	77
4.1	<i>Généralité</i> :	77
4.2	<i>Le ciment</i> :	77

4.2.1	Ciment utilisé	77
4.2.1.1	Propriétés physiques du ciment.....	78
4.2.1.2	Caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment.....	78
4.3	<i>Essais de caractérisation</i> :.....	79
4.3.1	Essai Proctor Normal :	79
4.3.1.1	Résultat et discussion :	79
4.3.2	Limites d'Atterberg :	80
4.3.2.1	Résultats et discussion :	80
4.3.3	Gonflement libre :	82
4.3.3.1	Résultats et discussion :	82
4.4	<i>Comportement hydraulique</i> :	84
4.4.1	Perméabilité à charge variable :	84
4.4.1.1	Principe :	84
4.4.1.2	Résultats et discussion :	84
4.4.2	Essai œdométrique :	85
4.4.2.1	Principe :	85
4.4.2.2	Résultats et discussion :	86
4.4.2.2.1	Variation des coefficients de compressibilité et de la contrainte de pré-consolidation (σ_p)	87
4.4.2.2.2	Variation du coefficient de consolidation	88
4.4.2.2.3	Variation de la conductivité hydraulique	91
4.5	<i>Comportement mécanique</i> :	92
4.5.1	Résistance au cisaillement (UU) :	92
4.5.1.1	Principe :	92
4.5.1.2	Résultats et discussion :	92
4.6	<i>Conclusion</i> :	96

Conclusion générale

Liste des Figures :

Chapitre 1

FIGURE 1:2 : CASIER D'ENFOUSSEMENT D'OULED FAYET- ALGER.	4
FIGURE 1:3 : SCHEMA GENERAL D'UN CET AVEC DES BARRIERES D'ETANCHEITES [4].	4
FIGURE 1:4 : BARRIERE REGLEMENTAIRE EN COUVERTURE DES CET CLASSE II	7
FIGURE 1:5 : DIFFERENTES COUCHES D'UNE BARRIERE PASSIVE :	8
FIGURE 1:6 : STRUCTURE DE LA MONTMORILLONITE [15].	11
FIGURE 1:7 : MECANISME DE GONFLEMENT SUR LES SURFACES DE LA MONTMORILLONITE [16].	13
FIGURE 1:8 : COURBE DE COMPACTAGE ILLUSTREE PAR [19] CHALERMYANONT ET ARRYKUL (2005).	15
FIGURE 1:9 : COURBE DE TASSEMENT EN FONCTION DU TEMPS PENDANT LA CONSOLIDATION POUR UNE CHARGE DONNEE [21].	16
FIGURE 1:10 : (A) CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN FONCTION DE LA PROPORTION DESABLE ; (B) CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN FONCTION DE LA DENSITE SECHE DE LA BENTONITE [32].	19
FIGURE 1:11 : COMPRESSION NON CONFINEE EN FONCTION D'AGE DE DURCISSEMENT DES ECHANTILLONS : (A) SABLE-BENTONITE (S-B) ET (B) SABLE-BENTONITE-CIMENT (SBC) ; (C) RESISTANCE A LA TRACTION EN FONCTION D'AGE DE DURCISSEMENT [38].	23

Chapitre 2

FIGURE 2:1: LOCALISATION DES GISEMENTS DE BENTONITE.	29
FIGURE 2:2 : BENTONITE DE MAGHNA [HAMMAM BOUGHRAA].	29
FIGURE 2:3 : MATERIEL D'ESSAI ANALYSES GRANULOMETRIQUES.	31
FIGURE 2:4 : COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA BENTONITE DE MAGHNA.	31
FIGURE 2:5: MOULE PROCTOR NORMAL AVEC LA DAME.	33
FIGURE 2:6: COURBE PROCTOR NORMAL DE LA BENTONITE DE MAGHNA.	34
FIGURE 2:7: ÉTAT DE TENEUR EN EAU (HTTP://GEOSLAB.FR/).	35
FIGURE 2:8 : CLASSIFICATION DES SOLS FINS SUR LE DIAGRAMME DE CASAGRANDE [52].	36
FIGURE 2:9: BOITE DE CASAGRANDE (LIMITE DE LIQUIDITE).	37
FIGURE 2:10: ESSAI DE LIMITE DE PLASTICITE.	37
FIGURE 2:11: LE CAS POSITIF ET NEGATIF DE L'ESSAI DE BLEU.	39
FIGURE 2:12 : GISEMENT DE TUF DE NOTRE ETUDE.	41
FIGURE 2:13: COURBE GRANULOMETRIQUE DE TUF.	41
FIGURE 2:14: COURBE PROCTOR DU TUF.	43

FIGURE 2:15: COURBE DE LIMITES D'ATTERBERG POUR LE TUF.....	43
FIGURE 2:16: COURBES DE PROCTOR NORMAL DES MELANGES.....	45
FIGURE 2:17: EFFET DU POURCENTAGE DU SABLE CALCAIRE SUR LES PARAMETRES	46
FIGURE 2:18: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) B3%	48
FIGURE 2:19: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) B6%	48
FIGURE 2:20: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) B8%	48
FIGURE 2:21: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) B10%	48
FIGURE 2:22: EFFET DE BENTONITE SUR LES LIMITES DE CONSISTANCE	49
FIGURE 2:23: EFFET DU POURCENTAGE DE BENTONITE SUR L'INDICE DE PLASTICITE	50
FIGURE 2:24: LA CELLULE GEDOMETRIQUE.	52
FIGURE 2:25: ÉVOLUTION DU GONFLEMENT LIBRE EN FONCTION DU TEMPS DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%).....	53
FIGURE 2:26 : EFFET DU POURCENTAGE DE BENTONITE SUR LE GONFLEMENT LIBRE DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%).....	54

Chapitre 3

FIGURE 3:1: ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE VARIABLE.	56
FIGURE 3:2: COURBE DE PERMEABILITE EN FONCTION DU TEMPS.	57
FIGURE 3:3 : COURBES DE COMPRESSIBILITE GEDOMETRIQUES DES MELANGES BENTONITE-TUF.	58
FIGURE 3:4: VARIATION DES COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE ET DE GONFLEMENT DES MELANGES BENTONITE-TUF.	59
FIGURE 3:5: COURBES DES TASSEMENTS EN FONCTION DU TEMPS [57].	61
FIGURE 3:6: COURBE DES CONSOLIDATIONS EN FONCTION DU TEMPS ET DE CHARGEMENT (TUF).....	61
FIGURE 3:7: COURBE DES CONSOLIDATIONS EN FONCTION DU TEMPS ET DE CHARGEMENT (B6%).....	62
FIGURE 3:8: COURBE DES CONSOLIDATIONS EN FONCTION DU TEMPS ET DE CHARGEMENT (B3%).	62
FIGURE 3:9: COURBE DES CONSOLIDATIONS EN FONCTION DU TEMPS ET DE CHARGEMENT (B10%).	62
FIGURE 3:10: COURBE DES CONSOLIDATIONS EN FONCTION DU TEMPS ET DE CHARGEMENT (B8%).	62
FIGURE 3:11: VARIATION DES COEFFICIENTS DE CONSOLIDATION (<i>cv</i>) DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%) EN FONCTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE.	63
FIGURE 3:12 : VARIATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONSOLIDATION DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%) PAR L'EAU	64
FIGURE 3:13 : ÉCHANTILLON APRES CISAILLEMENT	66
FIGURE 3:14: COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DEPLACEMENT POUR LE MELANGE DE TUF.....	66

FIGURE 3:15: COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DEPLACEMENT POUR LE MELANGE DE B6%	67
FIGURE 3:16: COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DEPLACEMENT POUR LE MELANGE DE B3%	67
FIGURE 3:17: COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DEPLACEMENT POUR LE MELANGE DE B10%	67
FIGURE 3:18: COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DEPLACEMENT POUR LE MELANGE DE B8%	67
FIGURE 3:19: COURBES INTRINSEQUES DES MELANGES TUF – BENTONITE.....	69
FIGURE 3:20: VARIATION DE LA COHESION DES MELANGES TUF – BENTONITE EN FONCTION DU POURCENTAGE DE BENTONITE.....	70
FIGURE 3:21: VARIATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES MELANGES TUF – BENTONITE FONCTION DU POURCENTAGE DE BENTONITE.....	70
FIGURE 3:22: SCHEMA DES MOULES DE COMPACTAGE UTILISES POUR EPROUVETTE DE 50 MM DE DIAMETRE ET 100 MM DE HAUTEUR.	72
FIGURE 3:23 : PHOTOS D'ECHANTILLONS DE MELANGE B8% TESTES PAR UN ESSAI DE RESISTANCE A LA COMPRESSION NON CONFINEE.	73
FIGURE 3:24: RESULTATS DE COMPRESSION NON CONFINEE DES MELANGES POUR 7 JOURS.....	74
FIGURE 3:25: RESULTATS DE COMPRESSION NON CONFINEE DES MELANGES POUR 14 JOURS	74
FIGURE 3:26: RESULTATS DE COMPRESSION NON CONFINEE DES MELANGES POUR 28 JOURS	74
FIGURE 3:27: CONTRAINTE MAXIMAL EN FONCTION LES POURCENTAGES DE BENTONITE DES MELANGES ..	75
Chapitre 4	
FIGURE 4:1 : MOKAOUEM NA 442 - CEM I 42,5 N-SR3	77
FIGURE 4:2 : COURBE PROCTOR NORMAL DES MELANGES (B8%, C3% B8% ET C5% B8%.)	79
FIGURE 4:3: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) DE MELANGE C5% B8%.....	80
FIGURE 4:4: LIMITE DE LIQUIDITE (WL%) DE MELANGE C3% B8%.....	80
FIGURE 4:5 : EFFET DE BENTONITE SUR LES LIMITES DE CONSISTANCE	81
FIGURE 4:6: EFFET DU POURCENTAGE DE BENTONITE SUR L'INDICE DE PLASTICITE	82
FIGURE 4:7: ÉVOLUTION DU GONFLEMENT LIBRE DES MELANGES C3% B8% ET C5% B8% EN FONCTION DU TEMPS.	83
FIGURE 4:8 : COURBE DE PERMEABILITE DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8%	85
FIGURE 4:9 : COURBES DE COMPRESSIBILITE GEDOMETRIQUES DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8%.	86

FIGURE 4:10 : VARIATION DES COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITES DES MELANGES, B8%, C3% B8% ET C5% B8% EN FONCTION DU DOSAGE EN CIMENT	87
FIGURE 4:11 : COURBE DES CONSOLIDATIONS DU MELANGE B8% EN FONCTION DU TEMPS ET DU CHARGEMENT	89
FIGURE 4:12 : COURBE DES CONSOLIDATIONS DU MELANGE C3%B8% EN FONCTION DU TEMPS ET DU CHARGEMENT	89
FIGURE 4:13 : COURBE DES CONSOLIDATIONS DU MELANGE C5% B8% EN FONCTION DU TEMPS ET DU CHARGEMENT	90
FIGURE 4:14 : VARIATION DES COEFFICIENTS DE CONSOLIDATION (cv) DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8% EN FONCTION DE LA PRESSION VERTICALE.....	90
FIGURE 4:15 : CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8% EN FONCTION DE LA PRESSION VERTICALE APPLIQUEE	91
FIGURE 4:16 : COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU MELANGE B8%	93
FIGURE 4:17 : COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU MELANGE C3% B8% EN FONCTION DE DEPLACEMENT LATERAL	93
FIGURE 4:18 : COURBE DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU MELANGE C5% B8% EN FONCTION DE DEPLACEMENT LATERAL	93
FIGURE 4:19 : COURBES INTRINSEQUES DES MELANGES.....	94
FIGURE 4:20 : VARIATION DE LA COHESION DES MELANGES TUF – BENTONITE ET CIMENT EN FONCTION DU POURCENTAGE	96
FIGURE 4:21 : VARIATION DE L' ANGLE DE FROTTEMENT DES MELANGES TUF – BENTONITE ET CIMENT FONCTION DU POURCENTAGE DE BENTONITE	96

Liste des Tableaux :

Chapitre 1

TABLEAU 1:1: IDENTIFICATION DES SOLS POUR LES BARRIERES PASSIVES [10].	9
TABLEAU 1:2 : REGLEMENTATIONS POUR L'ETANCHEITE DES FONDS DES INSTALLATIONS DE STOCKAGE DES DECHETS (ISD) [12].	10

Chapitre 2

TABLEAU 2:1 RESULTATS GRANULOMETRIQUES DE LA BENTONITE ETUDIEE.	32
TABLEAU 2:2:CLASSIFICATION DE CASAGRANDE POUR LES SOLS FINS.	35
TABLEAU 2:3 CLASSIFICATION DES SOLS EN FONCTION DE L'INDICE DE PLASTICITE (SETRA-LCPC 1992).	36
TABLEAU 2:4 LIMITES DE CONSISTANCE DE LA BENTONITE.	38
TABLEAU 2:5 CLASSIFICATION DES ARGILES SELON LA SURFACE SPECIFIQUE (SST)[45].	39
TABLEAU 2:6:SURFACE SPECIFIQUE TOTALE (SST) DE LA BENTONITE.	40
TABLEAU 2:7 RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU TUF	42
TABLEAU 2:8 ANALYSE CHIMIQUE DE TUF	42
TABLEAU 2:9 LIMITES DE CONSISTANCE DU TUF.	44
TABLEAU 2:10 QUALITES DES FINES DU TUF.	44
TABLEAU 2:11 PARAMETRES PROCTOR NORMAL DES MELANGES.	46
TABLEAU 2:12 LIMITES DE CONSISTANCE DES MELANGES.	48
TABLEAU 2:13 CLASSIFICATION DE SANGLERAT (1981).	51
TABLEAU 2:14 CLASSIFICATION DE DAKSTANA (1965).	51
TABLEAU 2:15 ESTIMATION INDIRECTE DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES MELANGES ET DU TUF.	51
TABLEAU 2:16 ESTIMATION INDIRECTE DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES MELANGES ET DU TUF.	53

Chapitre 3

TABLEAU 3:1 CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE DES MELANGES TUF-BENTONITE (KSAT).	57
TABLEAU 3:2 LES COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE ET LA CONTRAINTE DE PRE-CONSOLIDATION (Σ_p) DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%).	60
TABLEAU 3:3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MELANGES (B3%, B6%, B8% ET B10%).	69

Chapitre 4

TABLEAU 4:1 RESULTATS DES ANALYSES PHYSIQUES DU CIMENT CRS, (FICHE TECHNIQUE).	78
TABLEAU 4:2 COMPOSITIONS CHIMIQUE DU CIMENT CRS	78
TABLEAU 4:3 COMPOSTIONS MINERALOGIQUE DU CIMENT CRS	78
TABLEAU 4:4 LIMITES DE CONSISTANCE DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8%.	81
TABLEAU 4:5 GONFLEMENT LIBRE DES MELANGES B8%,C3% B8% ET C5% B8%.	83
TABLEAU 4:6 LES VALEURS DE PERMEABILITE SATUREE ($k_{20^{\circ}\text{SAT}}$).	85
TABLEAU 4:7 COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITES DES MELANGES C3% B8% ET C5% B8%.	88
TABLEAU 4:8 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MELANGES B8%, C3% B8% ET C5% B8%	95

Introduction générale

La croissance de la population dans les zones urbaines et les centres ruraux conduisent à la génération de volumes de déchets de plus en plus importants.

Les déchets sont inévitables et certains peuvent même être extrêmement dangereux. Il faut d'une part, essayer de les réduire, et d'autre part, de les gérer. Cela est possible en entreposant les déchets en surface ou en les enfouissant au sein du sol lui-même. Dans les deux cas, le risque de contamination de la nappe souterraine existe si des précautions dans le sens de l'imperméabilisation du sol encaissant ne sont pas observées. L'Algérie compte 88 % de décharges sauvages, 9 % de décharges semi-contrôlées et 3 % de décharges contrôlées respectant les règles environnementales. Les décharges sauvages occupent une surface totale de l'ordre de 150 000 hectares. Le risque de pollution de la nappe est grandissant pour les régions du sud. Ceci est dû à l'augmentation progressive du volume de déchets domestiques (expansion des villes) et industriels (exploitation des hydrocarbures).

La réglementation Algérienne impose que l'enfouissement des déchets ménagers et assimilés se fasse dans des ouvrages, dénommés techniquement des Installations de Stockage de Déchets (ISD) ou Centres d'Enfouissements Technique des déchets (CET) sont des ouvrages *de génie civil* complexes auxquels la législation demande un niveau de performance élevé ainsi qu'une pérennité, censés être respectueux de l'environnement. Le confinement des déchets et des fluides polluants, appelés lixiviats, est réalisé grâce à des structures d'étanchéité-drainage. L'efficacité des couches étanches dépend de leur comportement mécanique, de leur comportement hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination. Elles doivent résister, structurellement et dans le temps, aux attaques physiques et chimiques, et offrir de bonnes propriétés mécaniques et physico-chimiques.

Les textes législatifs imposent qu'en fond d'CET de classe II (pour déchets ménagers), le dispositif d'étanchéité soit formé d'une barrière de sécurité passive (naturelle) surmontée d'un niveau de sécurité actif (artificiel) dont la complémentarité constitue, en théorie, une technique capable d'assurer un niveau de protection maximal vis-à-vis de l'environnement.

L'expérience a montré que le fond et les flancs de l'installation de stockage des déchets (ISD) doivent répondre au minimum à une perméabilité en saturé inférieure à 10^{-9} m/s. L'angle de frottement recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les installations de stockage des déchets est de l'ordre de 30°

Les sols argileux compactés présentent des performances vis-à-vis de la perméabilité qui sont souvent intéressantes. Ils constituent de ce fait des matériaux de prédilection dans la construction de barrière de Sécurité passive. Ces mêmes sols, présentent la particularité de perdre leur résistance en présence d'eau, ce qui pose un problème de portance de la barrière étanche. En outre, ils sont présentés un fort potentiel de changement du volume en termes de cycles séchage /humidification.

Une solution technologique consiste à utiliser un mélange sol grenu– bentonite. Le choix sera guidé par des considérations économiques et pratiques comme la disponibilité de matériaux, la facilité de mise en œuvre et le savoir-faire local.

On se propose dans ce travail, et dans le but de valoriser les matériaux locaux, d'investiguer la possibilité d'utiliser une barrière de stockage des déchets ménagers et spéciaux constituée d'un mélange de tuf d'encroutement de la région de Ghardaïa et la bentonite de Maghnia.

Organisation du mémoire

L'étude présente quatre chapitres différents.

Le chapitre 1 donne une généralité sur le centre d'enfouissement technique (CET) et la revue de littérature précédente qui couvre différentes caractéristiques hydromécaniques des mélange sol grenu-bentonite et sol grenu-bentonite-ciment. **Le chapitre 2** est consacré aux matériaux et mélanges utilisés dans l'étude ainsi qu'aux tests qui sont effectués pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques. **Le chapitre 3** présente les résultats des essais de caractéristiques hydromécaniques (de perméabilité de compressibilité, de résistance au cisaillement et de résistance à la compression) des mélanges tuf-bentonite. En fin, et en se basant sur les critères de conception, on a adopté une formulation optimale pour le mélange tuf-bentonite qui sera retenu pour la suite de l'étude. **Le chapitre 4** est consacré à l'étude du comportement hydromécanique du mélange adopté traité au ciment. On fait la plupart des essais menées dans le chapitre3.

Cette étude est clôturée par une conclusion générale qui résume les principaux résultats obtenus lors de travail et des recommandations concernant les travaux futurs.

I CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTERATURE

1.1 Généralité :

Les Centres d'Enfouissement de Déchets (CET) deviennent des ouvrages de plus en plus techniques au sein desquels interagissent des matériaux naturels (argile, sable), des matériaux artificiels (géosynthétiques) et les déchets dont le comportement est variable à la fois dans le temps et dans l'espace.

Au cours des dernières décennies, le mélange de sols grenus avec une quantité adéquate d'argile active (bentonite) est devenu une pratique courante pour fournir des mélanges comme une barrière passive imperméable au fond des centres d'enfouissements [1]. La combinaison du mélange de sol grenu (p. ex., sable) et de bentonite peut fournir une très faible perméabilité en raison de la capacité de la bentonite à gonfler et à remplir les vides entre les particules de sable. Un autre avantage de ce mélange est la faible compressibilité qui est fournie par la structure du sable. En outre, il a un faible potentiel de retrait en termes de cycles séchage /humidification [2], ce qui entraîne une meilleure stabilité du volume et une plus grande résistance. Le mélange sable-bentonite semble être une solution économique pour les applications géoenvironnementales dans les endroits qui sont principalement couverts par des sols sableux.

Dans ce chapitre, on présente en premier lieu, des généralités sur les Centres d'Enfouissement de Déchets selon la réglementation algérienne. Par la suite, les mérites des mélanges : sol grenu-bentonite, sol grenu-bentonite traité au ciment, leur application géoenvironnementale et leur technique réglementaires algériennes pour la réalisation des barrières passives pour les CET seront présentés.

1.2 Centres d'enfouissement techniques CET :

D'après le Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement [3] MATE (2005), un CET est une installation (classée) qui réceptionne les déchets pour les enfouir dans des fosses appelées «Casiers d'enfouissement» (Figure 1 :1)



Figure 1:1 : Casier d'enfouissement d'Ouled Fayet- Alger.

Le CET est composé de :

- ✓ Une zone de service où le contrôle, l'admission et la pesée des déchets se font. Cette zone abrite également les bureaux, vestiaires et autres locaux ;
- ✓ La zone d'enfouissement qui comporte les casiers d'enfouissement et la station de traitement des lixiviats (liquides émanant des déchets) (Figure 1 :2).

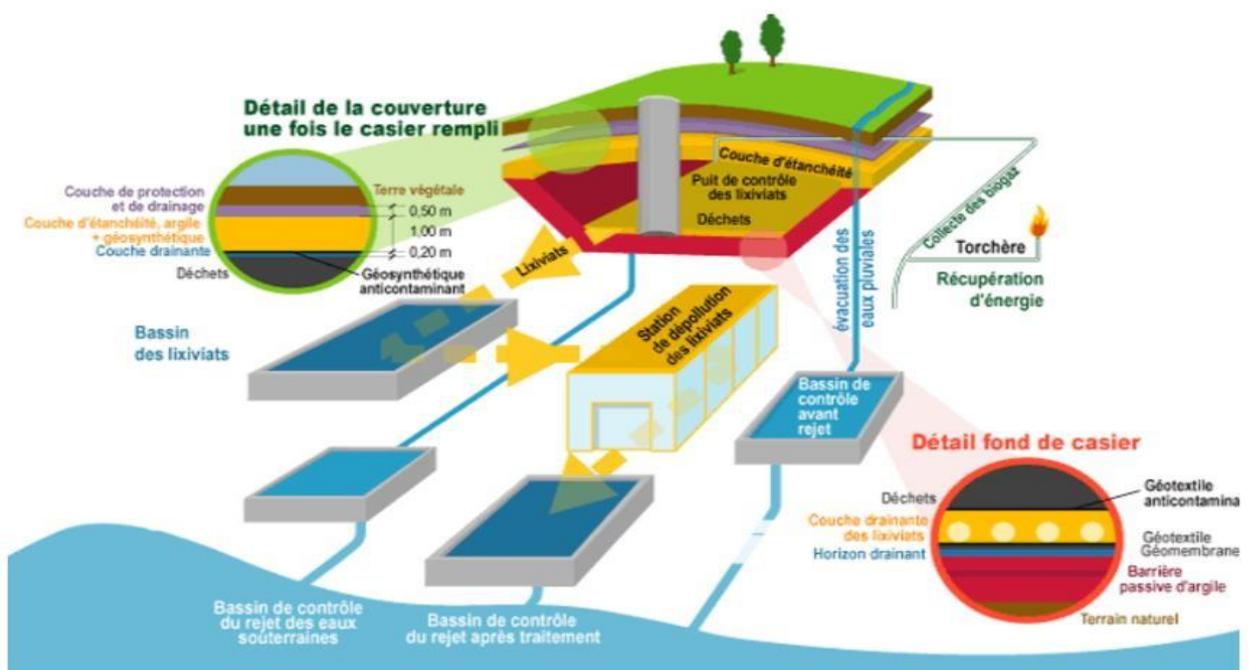


Figure 1:2 : Schéma général d'un CET avec des barrières d'étanchéités [4].

En Algérie, au sens de l'article 3 du décret exécutif n° 04-410 correspondant au 14 décembre 2004 fixant les règles générales d'aménagement et d'exploitation des installations de traitement des déchets et les conditions d'admission de ces déchets au niveau de ces installations. Sont qualifiées d'installations de traitement des déchets toutes installations destinées à la valorisation, au stockage et à l'élimination des déchets, notamment :

1.2.1 CET de Classe I : Déchets spéciaux

Catégories de déchets admissibles : En plus des déchets urbains et banals, ces décharges sont habilitées à recevoir certains déchets industriels spéciaux. Ainsi sont admis dans ces CET de classe I :

- ✓ Les déchets industriels spéciaux de catégories A qui sont : les résidus de l'incinération
- ✓ Les résidus de la sidérurgie : poussières, bous d'usinage ; les résidus de forages ; les déchets minéraux de traitement chimique : sels métalliques, sels minéraux, oxydes métalliques.
- ✓ Les déchets de catégories B qui sont : Les résidus de traitement d'effluents industriels et d'eaux industrielles, de déchets ou de sols pollués ; les résidus de peinture : déchets de peinture solide, de résine de vernis ; les résidus de recyclage d'accumulateurs et de batteries : par exemple les résidus d'amiante ; les réfractaires et autres matériaux minéraux usés et souillés.

1.2.2 CET de Classe II : Déchets Ménagers et Assimilés

Catégories de déchets admissibles : qui sont acceptés sur ces centres les déchets ménagers et assimilés. Les déchets admissibles dans ces décharges sont :

- ✓ Ordures ménagères ;
- ✓ Déchets ménagers encombrants ;
- ✓ Déblais et gravats ;
- ✓ Déchets commerciaux, artisanaux et industriels banals assimilables aux ordures ménagères ;
- ✓ Déchets d'origine agricole ne présentant pas de danger pour la santé humaine et l'environnement ;

- ✓ Pneumatiques ;
- ✓ Cendres et produits d'épuration refroidis résultants de l'incinération des ordures ménagères ;
- ✓ Boues en provenance de l'assainissement urbain.

1.2.3 CET de Classe III : Déchets Inertes

Ce sont les installations de stockage recevant essentiellement des déchets inertes. Ces décharges de la classe III, ne reçoivent que les déchets inertes d'origine domestique comme les déchets issus du bricolage familial qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II et les déblais et gravats qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II. Ils reçoivent aussi les déchets de chantiers et les déchets de carrière.

1.3 Critères D'étanchéité Des CET

Le perfectionnement de la sécurité des installations de stockage des déchets passe nécessairement par l'optimisation de l'aménagement du fond et des flancs. Ainsi, une couche imperméable est établie en vertu de chaque site d'enfouissement pour empêcher la fuite de lixiviat hors des sites d'enfouissement [5].

Le confinement des déchets dans l'CET est réalisé au moyen de deux barrières, l'une passive (naturel) et l'autre active (artificielle). Les aménagements (couches drainantes, imperméabilisation du fond et des flancs...etc) permettent la collecte des flux en vue de leur traitement (Figure 1:2).

1.3.1 Barrière en Couverture des ISD

Les couvertures des installations de stockage de déchets dangereux ou non sont réalisées par la méthode du multicouche associant des fonctions d'étanchéité et de drainage. La couverture des CET classe II dépend du type de confinement et la norme du pays. En effet dans le cas du stockage de déchets biodégradables, une couverture dite "semi-perméable" sera généralement mise en place. Ce type de couverture se compose de haut en bas par (Figure 1 :3) :

- ✓ Une couche de terre végétale permettant de favoriser l'évapotranspiration ;
- ✓ Une couche drainante collectant les eaux de ruissellement ;

- ✓ Une couche d'au moins un mètre de matériau ayant une conductivité hydraulique $k \approx 10^{-9}$ m/s, permettant de limiter l'infiltration de l'eau dans les déchets sans l'empêcher totalement ;
- ✓ Une couche drainante munie de collecteurs permettant de collecter les biogaz produits par la biodégradation des déchets.

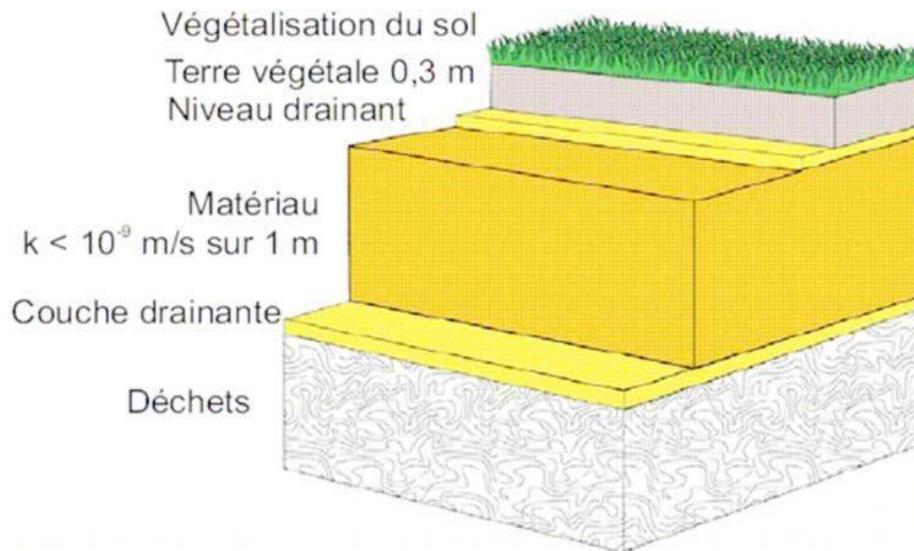


Figure 1:3 : Barrière réglementaire en couverture des CET Classe II

En Algérie, pour les CET classe I, une couverture imperméable devra être mise systématiquement en œuvre empêchant les infiltrations d'eau dans le massif de déchets à l'aide d'une géomembrane d'une conductivité hydraulique $k < 10^{-11}$ m/s, munie de son système de protection (géotextiles anti-poinçonnant) et une couche d'au moins un mètre d'argile compactée ou mélange sol sableux-bentonite compacté dont la conductivité hydraulique k est inférieure à 10^{-9} m/s.

1.3.2 Barrière Active (en fond et en talus)

Dans l'CET classe I et II, une barrière de sécurité active assure son indépendance hydraulique, le drainage et la collecte des lixiviats (Figure 1 :2) [3]. La barrière de sécurité active est constituée d'un dispositif d'étanchéité-drainage par géosynthétique comprenant de bas :

- ✓ Un géotextile de protection de la géomembrane ;

- ✓ Une géomembrane en PEHD de 2 mm d'épaisseur ;
- ✓ Un géotextile de protection de la géomembrane,
- ✓ Un réseau de drains de collecte des lixiviats,
- ✓ Une couche drainant de 0,50 m d'épaisseur en matériau granulaire siliceux naturel, de conductivité hydraulique supérieure ou égale à 10^{-4} m/s.

La géomembrane doit être étanche, compatible avec les déchets stockés et mécaniquement acceptables au regard du projet de la géotechnique. Sa mise en place doit en particulier conduire à limiter autant que possible toute sollicitation mécanique en traction et en compression dans le plan de pose, notamment après stockage des déchets.

1.3.3 Barrières Passives

La barrière passive est destinée à garantir l'étanchéité des casiers en cas de défaillance de la barrière de sécurité active sous laquelle elle se trouve. Généralement constituée d'une couche d'argile compactée (ou mélange sable/bentonite) imperméable plus ou moins épaisse selon la nature des déchets, qui est l'écran, non sollicité pendant la vie normale de l'exploitation, mais qui sert de « rempart extrême » et qui minimise les effets sur l'environnement (l'eau souterraine) en cas de défaillance des dispositifs d'étanchéité active et de drainage (d'où l'appellation de système passive) (Figure 1 :4).

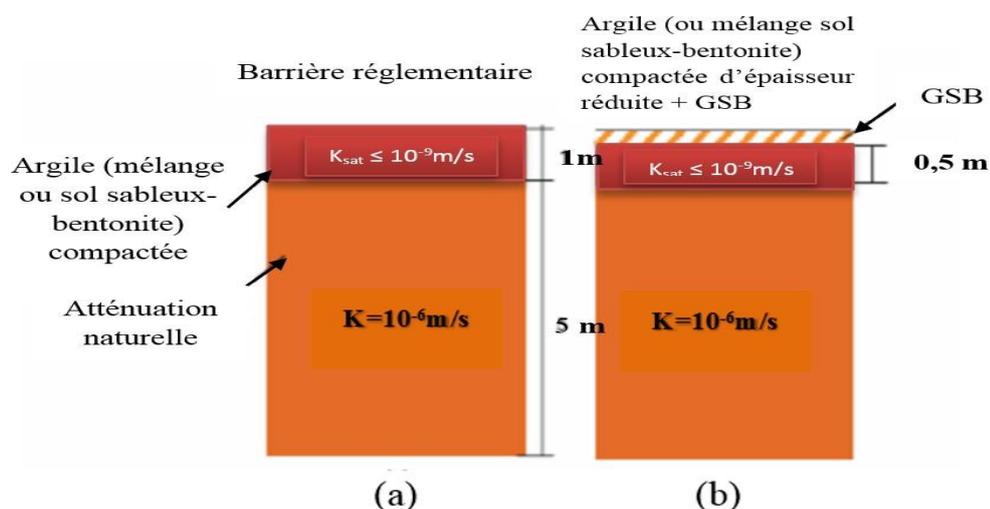


Figure 1:4 : Différentes couches d'une barrière passive : Barrière réglementaire, (b) Barrière modifiée [6]

Les GSB sont formées d'une couche d'environ 5 kg/m² de bentonite sèche (répartie sur 1m²), contenant ou pas une colle soluble à l'eau, qui est placée sur un support constitué d'un géotextile (géotextiles bentonitiques) ou d'un géofilm (géofilms bentonitiques) (épaisseur $e \leq 1\text{mm}$) [7]

Dans la plupart des cas, les GSB ne remplaçant pas les systèmes de barrière passive complets, mais ils sont installés comme ajout ou remplacement d'une partie d'un système de barrière (c'est-à-dire des composants dans un système de barrière doublée ou non) [8].

1.3.4 Critères Des Barrières Naturelles

Le souci d'obtenir un remblai très imperméable à l'aide d'un géomatériau d'une excellente stabilité à long terme a conduit à choisir les argiles comme constituants de base des barrières étanches. Cependant, les argiles (imperméables) naturelles ne sont pas toujours disponibles sur place et d'autres matériaux doivent être considérés. Dans de telles circonstances, l'utilisation constructive d'un mélange de bentonite et matériaux sableux locaux peut générer d'importants avantages économiques et environnementaux.

Le matériau doit d'abord être identifié et répondre aux critères principaux de nature, d'ouvrabilité et de perméabilité. Les critères géotechniques imposés par les réglementations algériennes [9] et européennes [10] pour les barrières passives sont présentés dans le tableau 1 :1.

Tableau 1:1: Identification des sols pour les barrières passives [10].

Critters	Réglementation Algérienne	Réglementation Européenne	Norme Américaine
Nature	Teneur en argile > 10% ; Teneur en gravier (20mm) ≤15%	Teneur en argile entre 10 et 20% ; Teneur en gravier (25-30mm) entre 20 et 30%	Teneur en argile ou limon entre 15 et 20% ; Teneur en gravier ≤ 10%
Ouvrabilité	10% ≤ Indic de plasticité $I_p \leq 65\%$; Limite de liquidité $w_L \leq 90\%$	11% ≤ $I_p \leq 30\%$ $w_L \leq 80\%$	10% ≤ $I_p \leq 30\%$
Perméabilité		$K_{Sat} \leq 10^{-9} \text{ m/s}$	
Cisaillement		$C_u \geq 40\text{kPa}$ et $v' \approx 30^\circ$	
Compression simple		$R_c \geq 200\text{kPa}$	
Gonflement	Un potentiel de gonflement qui assure un bon contact avec le sol d'accueil et permet le remplissage des vides et fissures existantes ou qui se développeront a posteriori		

Les réglementations algérienne, française et américaine intègrent des seuils de perméabilité pour les différentes installations de stockage de déchets dangereux et non dangereux. Le tableau 1 :2 présente les grandes lignes de ces réglementations [12] et montre la diversité qui existe entre les différents pays. Les sols présentant un I_p très élevé (≥ 30 à 40 %) sont collants et difficiles à travailler in situ. De plus, ils forment des mottes dures, lorsqu'ils sont secs et difficiles à décomposer pendant le compactage.

Tableau 1:2 : Réglementations pour l'étanchéité des fonds des installations de stockage des déchets (ISD) [12].

Normes	Fond des CET classe I	Fond des CET classe II
Norme Algérienne aide pour la conception deCET		
Norme FRANÇAIS Arrêté du 18 décembre 1992 Arrêté du 9 septembre 1997		
Norme Américaine Environnement Protection Agency (EPA, 2008)		

1.4 Détails Fondamentaux des Mélanges Sol grenu-Bentonite

Les barrières d'étanchéités peuvent être constitués de différents matériaux tels que l'argile compactée, le mélange sol grenu/bentonite, le géotextile, la géomembrane plastique et le ciment [12]. Ce système de protection consiste en un ou plusieurs de ces types de matériaux qui ont un comportement différent en termes de mouvement des contaminants.

Le mélange sol grenu-bentonite est une combinaison de deux matériaux différents en termes de distribution granulométrique et d'activité chimique pour produire un matériau de faible perméabilité, de faible compressibilité et de résistance appropriée. Par exemple, le principal composant des sables, dunaire et aluminaire, est le minéral de quartz. Pour le sable concassé, sa nature chimique est celle de la pierre mère (calcaires, granodiorite, andésite, granite, dolomie et basalte). D'autre part, les caractéristiques physiques de la bentonite sont basées sur les caractéristiques des minéraux de type smectite. Ces caractéristiques comprennent : un gonflement élevé, une grande capacité d'échange cationique, une faible conductivité hydraulique, et une grande surface spécifique [13].

Puisque le comportement hydraulique et mécanique des sols à grande échelle est contrôlé par les mécanismes agissant à l'échelle microscopique [14], il est important de bien comprendre les mécanismes agissant sur les constituants des mélanges sol grenu-bentonite. Ainsi, les principales caractéristiques minéralogiques de la bentonite sont présentées dans ce qui suit, avec une emphase sur les interactions entre les particules de bentonite et l'eau.

1.4.1 Bentonite

1.4.1.1 Caractéristiques Minéralogiques De La Bentonite

Les minéraux de smectite dans la bentonite contiennent principalement de la montmorillonite (type 2 :1 (SiO₄- AlO₆- SiO₄)) dans leur structure, comme le montre la figure 1 :5. Le pourcentage élevé de montmorillonite est la raison de la propriété de gonflement de la bentonite.

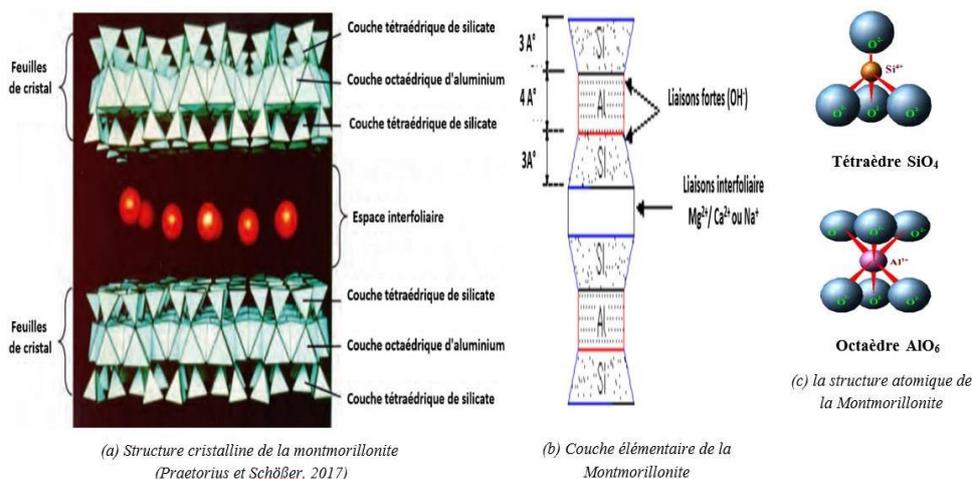


Figure 1:5 : Structure de la montmorillonite [15].

Les minéraux argileux présents dans la montmorillonite sont des aluminosilicates, présentant une structure en feuillets de cristal (Figure 1 :5a). Sa structure cristalline est constituée d'une seule couche octaédrique (O) et deux couches de tétraédrique (S), qui sont symétriquement entourées de sorte qu'à la forme des feuilles de cristal (Figure 1 :5c). Les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet octaèdre pour former la couche élémentaire de la montmorillonite (T-O-T) (Figure 1 :5b). La couche élémentaire a une épaisseur d'environ 10 Å [15]. Une seule feuille de cristal de montmorillonite est constituée de 15 à 20 couches élémentaires [17].

Dans l'état naturel, les cations (externe) comme le magnésium, calcium (Mg^{+}/Ca^{2+}) et le sodium (Na^{+}) sont liés dans les positions de l'espace interfoliaire, et neutralise la charge négative de surface extérieure des feuilles de cristal ainsi qu'entre les particules. Selon le type de cations attachés, la bentonite est différenciée en bentonites sodiques et calciques. Ces cations peuvent être échangés par d'autres cations présents dans le système et on peut ainsi définir une capacité d'échange cationique pour un échantillon donné. Cette capacité d'échange cationique (CEC) dépendant du pH de la solution, elle est en général mesurée à pH neutre, ce qui permet une comparaison fiable des différentes données expérimentales. Dans le cas des montmorillonites, la littérature rapporte des valeurs (CEC) comprises entre 85 et 160 milliéquivalents pour 100 grammes de bentonite.

1.4.1.2 Interaction eau-bentonite

Les liaisons qui unissent les couches élémentaires sont faibles, facilement brisées et en présence d'humidité, l'eau peut incorporer l'espace interfeuillet. Lors de son hydratation, la montmorillonite gonfle en raison de l'incorporation de molécules d'eau entre les feuillets T-O- T, en association avec les cations entre feuillets Na^{+} et Ca^{2+} .

Les principaux mécanismes contrôlant l'hydratation et le gonflement de la bentonite sont discutés dans plusieurs ouvrages [18]. Deux types de gonflement dû à l'hydratation sont différenciés (Figure 1 :6) :

- ✓ Le gonflement intracristallin (ou interfoliaires) : l'absorption d'excès d'eau au niveau des cations interfoliaires et des surfaces minérales de montmorillonite provoque un élargissement des couches élémentaires. Ce processus est réversible intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse et peut présenter un potentiel de gonflement très

importante. Ce premier processus est associé avec l'écoulement de l'eau au sens de la loi de Darcy ;

- ✓ Le gonflement osmotique ou le gonflement interparticulaire (le gonflement de double couche) : des couches d'ions diffusés forment à la surface du minéral de montmorillonite et de la solution des pores interstitiels en raison des différences de concentration des cations, ce qui provoque une répulsion électrostatique des particules. Ce gonflement dépend des caractéristiques des minéraux argileux, mais également du chimisme de la solution hydratante, et est influencé principalement par la pression de confinement

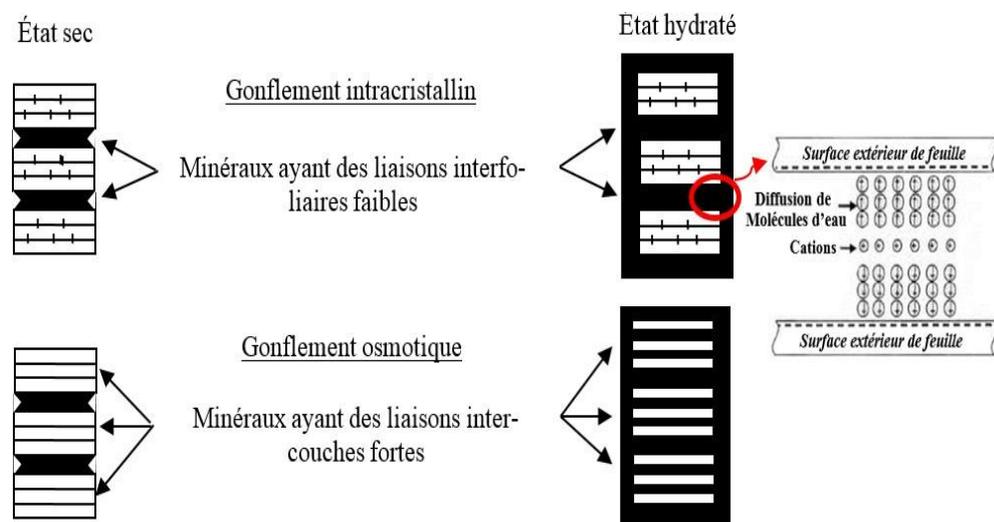


Figure 1:6 : Mécanisme de gonflement sur les surfaces de la montmorillonite [16].

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude de gonflement de la bentonite :

- ✓ Le potentiel (ou taux) de gonflement ΔG , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ en %) d'un échantillon soumis à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsque l'on le met en contact avec de l'eau à pression atmosphérique ;
- ✓ La pression de gonflement P_G , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant,
- ✓ $\Delta v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial avant l'adsorption d'eau (essai à gonflement libre) ;

- ✓ 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 ; il est défini par la pente de la courbe $e=f(\sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

En général, il y a une différence significative entre la bentonite sodique et la bentonite calcique dans leur comportement d'hydratation dû à la nature différente des cations interfoliaires. La bentonite de sodium est plus utilisée dans les pratiques d'ingénierie que la bentonite de calcium parce que la bentonite de sodium a une conductivité hydraulique plus faible et un gonflement plus important. La bentonite sodique a pour cette raison un potentiel de gonflement entre 600 et 700%, et la bentonite calcique seulement 200-300% [15].

1.4.2 Caractéristiques Hydromécaniques Des Mélanges Sol Grenu-Bentonite.

1.4.2.1 Caractéristique de compactage

Le compactage du sol peut être défini comme la méthode permettant d'augmenter la densité du sol en appliquant une énergie mécanique pour réduire les vides entre les particules du sol. Lorsqu'on augmente l'énergie de compactage, la tendance est à la diminution de la valeur de w_{opt} , quant à la densité sèche maximale (γ_{dmax}), elle est une fonction croissante de l'énergie de compactage.

Une quantité importante de données a été présentée sur le compactage du mélange sol- bentonite. Ces données ont examiné l'effet de la teneur en bentonite, des périodes de durcissement, des efforts de compactage et des procédures de mélange sur la densité sèche maximale (ou poids) et la teneur en eau optimale décrites dans la littérature suivante.

[19] Chalermyanont et Arrykul (2005) ont indiqué que lorsque la teneur en bentonite augmente, les valeurs de densité sèche maximale diminuent et la teneur en humidité optimale augmente (Figure 1:7).

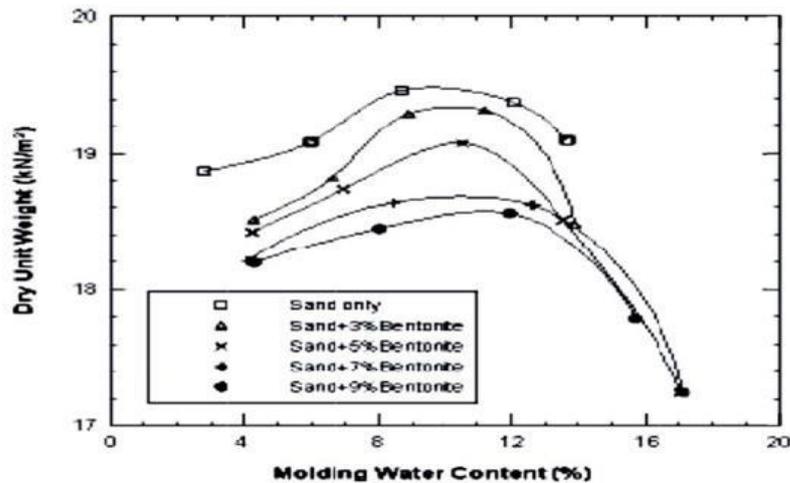


Figure 1:7 : Courbe de compactage illustrée par [19] Chalermyanont et Arrykul (2005).

[20] Kenney et al. (1992) ont effectué une série d'essais de compactage normal sur des mélanges de sable et de bentonite contenant une teneur en bentonite de 4 %, 8 %, 12 %, 16 % et 22 % en envisageant d'utiliser de l'eau potable dans les essais. La première méthode consiste à mélanger le sable et la bentonite à l'état sec avant d'ajouter de l'eau. La deuxième méthode consiste à mélanger du sable humide avec de la bentonite sèche, puis à ajouter de l'eau. Ils ont déclaré que l'ajout de bentonite jusqu'à 20% provoque une augmentation des valeurs de la densité sèche maximale et une diminution de la densité sèche maximale. La valeur de la densité sèche maximale a été estimée entre 1,70 et 1,85 Mg/m³, tandis que les valeurs correspondantes de la teneur optimale en eau étaient d'environ 12 à 15 %. [20] Kenney et al. (1992) ont constaté que les deux méthodes de malaxage aboutissaient aux mêmes résultats.

1.4.2.2 Caractéristique de compressibilité

En général, la compressibilité d'un sol est le rapport entre l'indice de vides du sol et la charge appliquée. La compressibilité d'un sol comprend trois étapes différentes. Ces étapes sont le tassement initial, la consolidation primaire et la consolidation (compression) secondaire, comme le montre la figure 1 :8 (datant de 2013). L'examen de la courbe de la consolidation de la figure permet de noter :

- ✓ La compression initiale (noté S_i) se produit immédiatement dès l'application d'une nouvelle charge ($t_i=0$), mais avant que ne commence le drainage causé par la compression du gaz à l'intérieur des vides et par la compression élastique des particules du sol ;

- ✓ La consolidation primaire (noté S_c) est un tassement dépendant du temps causé par l'expulsion de l'eau interstitielle. Au début de la consolidation correspondant à des faibles dissipations de l'eau interstitielle, la courbe présente un palier sensiblement horizontal, puis la courbe, à concavité tournée vers le bas, décroît plus rapidement au fur à mesure que l'eau s'évacue jusqu'à la fin de la consolidation primaire (point d'inflexion (A)) caractérisée par l'évacuation totale, à $t_i=t_{100}$, de l'eau interstitielle ($\Delta U=0$), et où s'achève le tassement de consolidation primaire S_c (noté aussi S_{100}) ;

La compression secondaire (noté S_s) est également un tassement dépendant du temps qui est causé par le réajustement plastique du tissu du sol et qui se produit après l'activité de dissipation de la pression d'eau interstitielle excessive. Le temps nécessaire à la dissipation de l'eau du sol pendant le processus de consolidation dépend de la perméabilité du sol. Dans les sols sans cohésion, qui ont une perméabilité élevée, le temps requis pour la dissipation de l'eau est inférieur à celui des sols cohésifs.

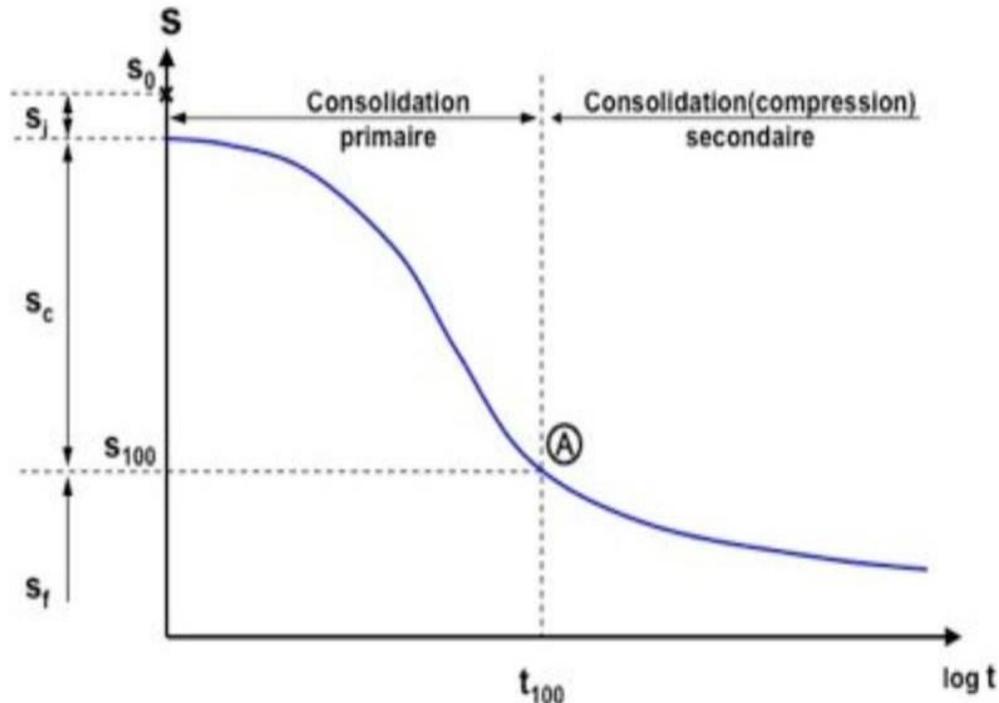


Figure 1:8 : Courbe de tassement en fonction du temps pendant la consolidation pour une charge donnée [21].

[22] Watabe et al. (2011) ont étudié l'effet des fractions de sable et de bentonite sur la propriété de compressibilité de leurs mélanges. Ils ont effectué une série des tests d'oedéomètre et d'observations microscopiques sur différents types de sols (sable-argile et sable-bentonite). Ils ont signalé que la compressibilité diminue avec l'augmentation de la fraction de sable dès que les particules de sable flottent dans le mélange. Cependant, lorsque la structure du squelette est formée par des particules de sable ayant une grande fraction de sable, la compressibilité reste presque constante même si la fraction additive du sable augmente.

[23] Faan et al. (20014) ont réalisé une série d'essais de consolidation unidimensionnelle sur des mélanges sol argileux (Kaolin)-bentonite et sable-bentonite destinés à être utilisés comme remblai aux murs de séparation verticaux. L'objectif de cette étude était de découvrir l'effet de la fracturation du sable et de la teneur en eau sur la compressibilité de ces mélanges. La granulométrie du sable était entre 0,075 et 1mm. Les teneurs en bentonite utilisées dans le mélange sol (kaolin)-bentonite et le mélange sable-bentonite étaient respectivement de (5, 10 et 15%) et (3, 5, 8 et 11%). Ils ont indiqué que la compressibilité est affectée de manière significative par la teneur en bentonite et par la teneur en eau. Cependant, la granulométrie du sable n'a pas eu d'effet significatif sur la compressibilité.

1.4.2.3 Caractéristiques de gonflement

Dans les mélanges sol grenu-bentonite, les propriétés hydrogéologiques du milieu sont principalement dictées par la capacité de la bentonite à combler les macropores lors de son hydratation [24]. Le potentiel de gonflement (G) d'une bentonite correspond à l'augmentation de volume maximale lors de son hydratation. Le gonflement maximum d'un mélange sol grenu-bentonite est atteint une fois la bentonite complètement hydratée.

Il a été déterminé que l'amplitude du gonflement des mélanges sol grenu-bentonite est significativement influencée par la densité initiale, la contrainte verticale et la quantité de bentonite contenue dans le mélange [25],[26] Wong et Haug (1991) expliquent que les mélanges sable-bentonite peuvent augmenter de volume lors de la saturation et que le gonflement est limité à moins de 1,0% pour des spécimens à 8,3% bentonite. Par contre, pour des spécimens contenant 13,0 et 25,0% bentonite, l'augmentation de volume des mélanges est de l'ordre de 3,47 et 8,82% respectivement. Des valeurs de gonflement entre 0,22 et 11,70% sont relevées pour des sols de granulométrie variable (0,25 mm à 2,00 mm) à teneur en bentonite variant de 15 à 30% [25].

1.4.2.4 Caractéristiques de perméabilité saturée

La perméabilité saturée (appelée aussi : conductivité hydraulique, k_{sat}) décrit la capacité d'un sol saturé à conduire l'eau libre et est l'une des propriétés des sols les plus importantes à déterminer lors de la conception des barrières passives.

Dans la plupart des sols saturés, l'écoulement à travers les espaces poreux peut être considéré comme laminaire (c'est-à-dire non turbulent), mais coulant d'une manière « rationalisée » régulière [27]. Basé sur des données obtenues à partir des essais en laboratoire, Darcy a proposé une équation linéaire pour l'écoulement de l'eau à travers un milieu v -poreux (écoulement laminaire). Cette équation indique que la vitesse de flux à travers une unité de surface d'un sol est proportionnelle au gradient hydraulique i (Éq. 1 :1) :

$$V = \frac{Q}{t} = A \cdot v = A \cdot K \cdot i \quad 1.1$$

Où

V : Volume de l'eau transvasant l'unité d'air normal à la direction de l'écoulement pendant l'unité de temps [m^3/s]

Q : Flux ou débit sortant ou entrant [m^3/sec]

v : vitesse superficielle de l'écoulement

K : Conductivité hydraulique [m/s].

Pour la détermination de la conductivité hydraulique saturée des sols en laboratoire, deux méthodes, applications directes de la loi de Darcy, sont utilisées en laboratoire (par perméamètre à paroi rigide) :

- ✓ La mesure sous charge constante pour les sols très perméables (comme les sols sableux) ;
- ✓ La mesure sous charge variable pour les sols peu perméables (comme les sols argileux).

La validité de la loi de Darcy a été également vérifiée pour les bentonites compactées, à partir des essais de perméabilité [29]. Les caractéristiques de la perméabilité des mélanges sol grenu-bentonite ont été étudiées dans plusieurs ouvrages. Dans ces ouvrages, on a tenté d'examiner la

perméabilité des mélanges sable-bentonite ainsi que certains facteurs susceptibles d'affecter leur perméabilité. Ces facteurs sont les suivants : type de bentonite, teneur en bentonite, type de perméation, indice de vides [28], teneur en eau de compactage, degré de saturation [30], comportement de gonflement, distribution granulométrique (en particulier la teneur en fines) et gradient hydraulique [30]. Les plus importants facteurs sont recensés ci-dessous :

a) **Influence de la densité sèche et de la teneur en bentonite**

b) Globalement, l'augmentation de la teneur en bentonite et de la densité sèche conduit à la diminution significative de la conductivité hydraulique [31]. Par exemple, dans l'étude de [32] Cho et al. (2000), pour une bentonite de densité sèche $1,80 \text{ g/m}^3$, la conductivité hydraulique chute de trois ordres de grandeur lorsque la proportion de sable passe de 90 à 0% (bentonite seule) (Figure 1 :9a). Dans cette étude, la bentonite seule a une conductivité hydraulique de l'ordre de $2 \times 10^{-14} \text{ m/s}$. La dépendance de la conductivité hydraulique à la densité sèche est illustrée à la figure 1 :9b pour la même étude : elle chute de deux ordres de grandeur lorsque la densité sèche augmente de $1,4 \text{ Mg/m}^3$ à $1,8 \text{ Mg/m}^3$.

La diminution de la conductivité hydraulique avec l'augmentation de la proportion de bentonite ou de la densité sèche est attribuée à l'influence croissante du gonflement, qui induit une réduction de la surface disponible pour l'écoulement.

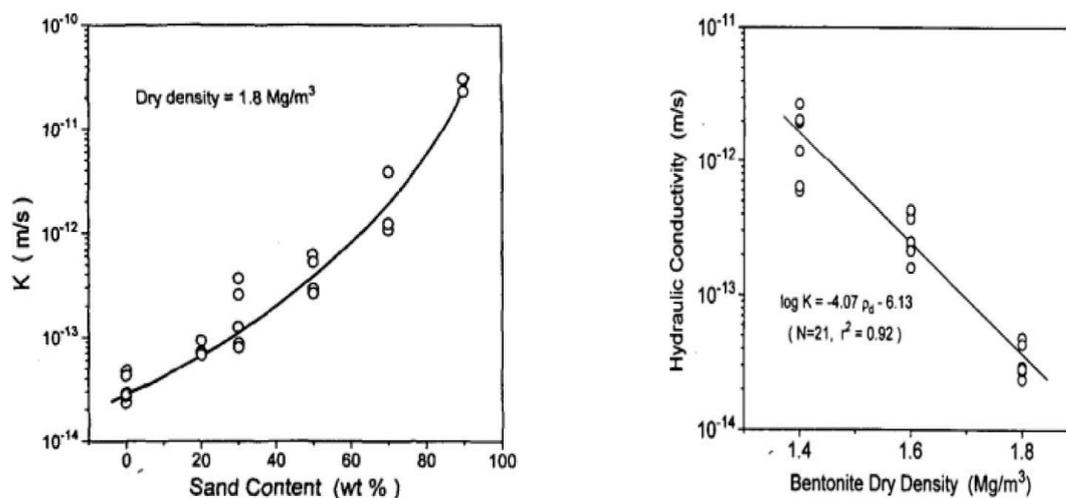


Figure 1:9 : (a) Conductivité hydraulique en fonction de la proportion de sable ; (b) Conductivité hydraulique en fonction de la densité sèche de la bentonite [32].

c) Influence de la distribution granulométrique du sol de base

Dans le cas des mélanges graviers-bentonite, des conductivités hydrauliques saturées entre 10^{-10} m/s et 10^{-8} m/s sont retrouvées pour des mélanges entre 5 et 10% bentonite. Avec l'ajout de 20 à 30% cm/s bentonite, des valeurs de k_{sat} de l'ordre de 10^{-13} m/s et 10^{-12} m/s peuvent être obtenues [30]. Dans le cas des sables propres bien étalés (SW), les conductivités hydrauliques saturées retrouvées dans la littérature varient typiquement de 10^{-9} m/s à 10^{-10} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 13 %. Certaines valeurs inférieures à 10 ont été observées à faible teneur en bentonite. Pour les sables uniformes ou serrés (SP), les valeurs de k_{sat} sont habituellement situées entre 10^{-11} m/s et 10^{-8} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 33 %. Les conductivités hydrauliques saturées sont plutôt de l'ordre de 10^{-12} m/s entre 50 et 80% bentonite pour ces matériaux [13].

En général, [38] Koerner et Daniel (1997) ont montré que les sols avec une granulométrie étalée requièrent une plus faible proportion de bentonite que les sols uniformes pour atteindre une même conductivité hydraulique saturée. [39] D'Appolonia (1980) a évalué les effets des fines (% < 200 μ m) sur la perméabilité de sol sableux-bentonite et il a constaté que pour les fines plastiques et les fines à faible plasticité, la perméabilité diminue à mesure que le pourcentage des fines a augmenté. Les valeurs de perméabilité pour les fines plastiques étaient généralement inférieures à celles des fines à faible plasticité.

d) Influence de l'indice des vides

L'indice de vide (e) est défini comme le rapport entre le volume de vides et le volume de solides (Demers, 2008). La densité et l'indice de vide sont inversement liés. La perméabilité diminue à mesure que la densité augmente ou que l'indice de vide diminue. Il a été démontré par plusieurs auteurs que, pour une teneur en bentonite donnée, il existe une relation où le log (k_{sat}) diminue linéairement avec l'indice des vides des mélanges sol grenu-bentonite [41].

e) Influence de la composition chimique du fluide interstitiel

En général, la conductivité hydraulique saturée de la bentonite est jusqu'à trois ordres de grandeur plus élevée avec de l'eau salée que de l'eau fraîche [20] ; [34] Studts et al. (1998) ont mesuré la conductivité hydraulique saturée d'échantillons de bentonite en contact avec des eaux salées à différentes concentrations. Une relation linéaire a été observée entre le logarithme de la conductivité hydraulique saturée et l'indice des vides pour chaque concentration. Ces résultats

montrent aussi que pour un indice des vides donné, la conductivité hydraulique saturée augmente avec la concentration de sels en solution. Une différence de conductivité hydraulique saturée de deux ordres de grandeur est observée entre un essai réalisé avec de l'eau distillée et avec une solution saline à 0,1 mol/l. La même tendance a été observée pour des mélanges sable-bentonite par plusieurs auteurs (p. ex. [20] Kenney et al. [35] 1992 ; Alston et al., 1997

1.4.2.5 Caractéristiques de résistance

Le comportement mécanique des mélanges sol grenu-bentonite est devenu un sujet de recherche important en géotechnique à cause du besoin de structures d'intégrité à long terme. La charge normale de déchets peut provoquer des contraintes de cisaillement (ou écrasement) dans le système d'étanchéité et conduire à la formation de fissures et donc provoquer une augmentation de la conductivité hydraulique du matériau d'étanchéité. Les changements dans les caractéristiques chimiques de ce matériau dus à la contamination par les lixiviats peuvent affecter les sols compactés (p. ex., une diminution des argiles contaminées a été observée). Donc, il est essentiel d'évaluer les propriétés mécaniques des mélanges de sol grenu-bentonite compactés.

a. Résistance au cisaillement

En général, le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols est le critère de Mohr-Coulomb. Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ». L'expression de la courbe s'écrit habituellement (Éq. 1.2):

$$\tau = C' + \sigma_v \tan(\nu') \quad 1.2$$

Où,

C' représente un paramètre de résistance appelé Cohésion ;

ν' est l'angle de frottement interne ;

σ_v est la contrainte normale appliquée au plan de rupture ; τ est la résistance au cisaillement.

Le comportement contrainte-déformation des sols est généralement déterminé à partir d'essais de compression triaxial et des essais de cisaillement direct.

Le comportement de résistance du sable propre a été étudié par Coulomb au 18^e siècle [36], tandis que le comportement de résistance des argiles pures a été étudié environ 150 ans plus tard [37]. La bentonite est un matériau hautement cohésif et a des valeurs plus faibles d'angle de frottement interne. Concernant le mélange de sable-bentonite, [42] Shafiee et al. (2008) ont rapporté que la résistance au cisaillement non drainé augmente avec l'augmentation de la teneur en sable. De même, Vallejo et Mawby (2000) ont démontré que la résistance au cisaillement est régie par la phase granulaire lorsque la teneur en sable est supérieure à 75% et par la phase cohésive lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%. La prédominance de la matrice argileuse se produit lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%, comme l'ont confirmé [43] Wood et Kumar (2000).

[40] Elkady et al. (2014) ont effectué un test de cisaillement direct sur les mélanges de sable-sol argileux compacté et de ciment (gamme de bentonite de 0 à 60%) afin de trouver le mélange le plus économique à utiliser pour les noyaux d'argile des barrages en terre et les barrières passives. La principale enquête consiste à déterminer l'influence des conditions initiales de la teneur en argile, des contraintes verticales et des conditions de saturation sur le comportement de la résistance au cisaillement. Ils ont indiqué que le mélange sable-argile, qui comprend de la bentonite à 10 % et du sable à 90 %, était le plus économique.

b. Résistance à la compression non confinée

[32] Cho et al. (2002) ont passé en revue certains documents relatifs à l'étude de la résistance à la compression non confinée et du module d'élasticité de Young des mélanges sable-bentonite compactés. Ils ont constaté que la résistance à la compression non confinée et le module de Young diminuent à mesure que la teneur en sable augmente. Ils ont également noté que le logarithme de la résistance à la compression et du module d'Young augmentait de manière linéaire avec l'augmentation de la densité sèche.

[48] Iravanian et Bilsela (2014) ont montré que la résistance à la compression non confinée atteint sa valeur maximale en 90 jours dans les mélanges de 85% sable- 15% bentonite (S-B) et de 80% sable-10% bentonite-5% ciment, dont 90% (S-B-C) des résistances sont obtenues en 28 jours de durcissement. La valeur maximale en 90 jours était d'environ 300 kPa et 1900 kPa pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement (Figure 1 :11a et 11b). Les valeurs de traction étaient d'environ 25kPa et 170kPa en 28 jours pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement (Figure 1 :11c).

Le vieillissement a fait que les échantillons de S-B sont devenus plus fragiles, avec une réduction de 47% de la déformation de rupture, tandis que les échantillons de S-B-C deviennent plus ductiles avec un double incrément de résistance à la rupture.

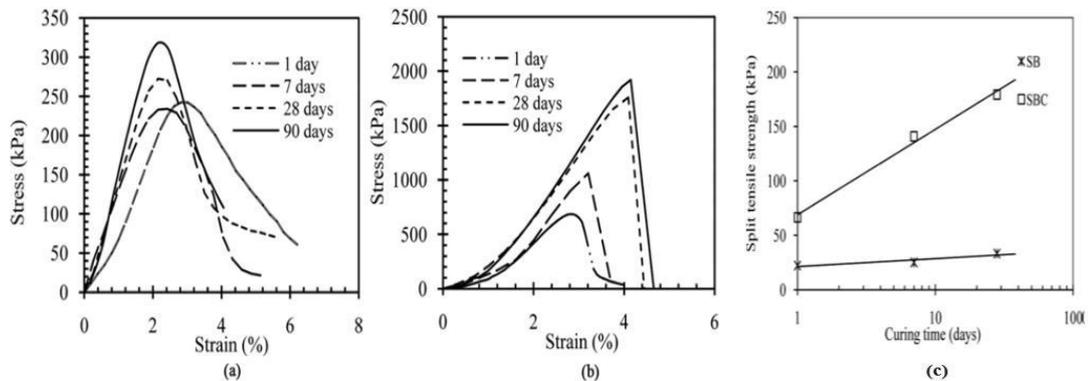


Figure 1:10 : Compression non confinée en fonction d'âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (S-B) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d'âge de durcissement [38].

1.4.3 Caractéristiques hydromécaniques des mélanges sol grenu-bentonite améliorés au ciment :

La stabilisation des sols par l'ajout de ciment est une pratique économique courante dans de nombreuses applications d'ingénierie pour améliorer les propriétés techniques des sols. La majorité des sols peuvent être stabilisés par l'ajout de 3 à 16 % de ciment en volume. Les sols granulaires ont besoin de moins de stabilisateur, tandis que les sols plastiques comme le limon et l'argile ont besoin de plus de stabilisateur. Bien que pour certains sols, des proportions supérieures à 16 % puissent être nécessaires pour satisfaire aux exigences des critères de conception (Laguros, 1962).

Généralement, si le matériau de barrière ouvragée n'est pas répondu le critère de résistance à la compression et/ou de résistance au cisaillement et/ou de faible potentiel de retrait/gonflement (présente un changement significatif du volume) nombreux auteurs ajoutent une quantité de ciment au mélange sol grenu-bentonite. De plus, les systèmes de barrière compactée peuvent être exposés aux attaques chimiques des déchets (lixiviats) et aux produits chimiques organiques concentrés, ce qui affecte la stabilité volumique des matériaux utilisés. Dans ce sens, le ciment peut être utilisé en petites quantités comme additif au mélange sol grenu-bentonite compacté pour améliorer sa

résistance chimique et réduire sa conductivité hydraulique [49]. La compatibilité avec les déchets stockés est un facteur important à prendre en compte pour la barrière passive, en sol-ciment, des décharges de déchets dangereux ou non dangereux. [50] Alaska (1985), lors d'essais sur une barrière hydraulique à échelle réelle, indiquent qu'après une exposition aux lixiviats des déchets solides municipaux tels que les préparations de pesticides toxiques, les boues de raffinerie de pétrole, les déchets pharmaceutiques toxiques et les déchets de caoutchouc et de plastique, le sol-ciment durcit considérablement et se carotte comme le béton de ciment Portland. En outre, il est devenu moins perméable pendant la période d'exposition.

[51] Bellezza et Fratolocchi (2006) ont présenté les résultats d'une étude expérimentale sur l'efficacité de 5 % de ciment dans des mélanges sol-ciment compactés en considérant un temps de durcissement de 28 jours. Ils ont indiqué que pour les sols ayant une fraction fine supérieure à 20 % et un indice de plasticité supérieur à 7 %, la conductivité hydraulique est toujours inférieure à 1×10^{-9} m/s, ce qui est la valeur minimale requise pour le confinement des déchets. Ils ont conclu que l'ajout de 5 % de ciment peut être suffisant pour garantir une faible conductivité hydraulique, à condition que le mélange in situ, la procédure de compactage et les conditions de durcissement soient proches des conditions d'essai en laboratoire. Après une semaine de durcissement, le processus d'hydratation du ciment dans le sol conduit à la formation de gels allongés de type tobermorite (silicate de calcium hydraté (CSH) est principalement responsable de la résistance des matériaux à base de ciment) autour des bords des particules du sol et, avec un durcissement supplémentaire pouvant aller jusqu'à 28 jours, les fibres de CSH augmentent et donnent une structure homogène qui combine les particules de sol et de ciment ensemble. La modification de la structure et du tissu du sol développée par ce processus se reflète dans les propriétés mécaniques du sol en termes d'augmentation de la résistance et de la durabilité. Le processus d'hydratation se déroule sur une longue période mais à un rythme qui diminue continuellement. La liaison entre les grains de sol adjacents et la cimentation est l'autre effet de l'ajout de ciment aux sols cohésifs.

1.5 Réalisation De La Barrière : Réglementations Algériennes

La réalisation d'une barrière en sol grenu-bentonite d'une manière réussie passe nécessairement par l'obtention et le maintien d'un mélange homogène en évitant la ségrégation avant et durant le placement, un bon compactage et un bon contrôle de la teneur en eau [20] et des couches uniformes lors de la pose.

Cette technique n'est pas très éloignée à celle de construction de routes. Donc, la réalisation in situ nécessite certaines procédures importantes, parmi elles, on cite :

- ✓ Pour chaque couche, il est procédé au dépôt et régalinge du matériau et au compactage avec mesure de la densité après chaque passe jusqu'à obtenir une compacité constante ;
- ✓ Des mesures d'épaisseur doivent être réalisées régulièrement : après chaque couche, l'épaisseur totale est mesurée en 5 points ;
- ✓ Par couche, des échantillons doivent être prélevés pour mesurer la teneur en eau, la masse volumique et la perméabilité ;
- ✓ La mise en place des matériaux argileux doit permettre un comportement convenable de l'ensemble de la barrière et en particulier une liaison correcte avec les autres constituants ;
- ✓ Les surfaces finies devront présenter une pente suffisante pour assurer le drainage des liquides. En aucun cas cette pente, vers l'exutoire prévu, ne sera inférieure à 1,5%.
- ✓ En général, dans le cas des barrières de fond et latérales :
- ✓ Le compactage sera réalisé avec un engin permettant d'assurer une liaison correcte entre les couches successives de la barrière sol grenu-bentonite. Pour cela, les engins de type "pied-de-mouton" seront préférés aux compacteurs lisses (avec une force centrifuge de 180 kN, ou plus). Dans tous les cas, il est nécessaire de réaliser une scarification de la surface de la couche avant le dépôt de la suivante. L'épaisseur de la couche mise en place avant compactage tiendra compte des caractéristiques de l'engin (longueur des pieds-de-mouton par exemple) afin d'assurer d'une part l'épaisseur finale voulue et d'autre part la non-détérioration des couches sous-jacentes. Le compactage à un minimum de 95% du Proctor Normal. L'épaisseur de chaque compacté est de 25 cm.
- ✓ L'état de surface de la dernière couche sera réalisé de manière que la géomembrane puisse être posée sans risque de détérioration. Pour cela :
- ✓ La dernière couche, une fois compactée, sera achevée par un ou plusieurs passages au compacteur lisse. Si la géomembrane ne peut être posée immédiatement après la mise en

forme de la dernière couche, il faudra prévoir une surépaisseur de 10 cm qui sera arasée et lissée avant la pose de la géomembrane.

- ✓ La géomembrane sera posée de manière à adhérer parfaitement au support argileux. Ceci sera réalisé par le saupoudrage d'une couche de bentonite, de 0.5cm d'épaisseur minimum sur la surface finie de la barrière argileuse juste avant la pose de la géomembrane.
- ✓ La surface supérieure de la géomembrane sera protégée par un géotextile anti perforant de façon à la protéger des matériaux constituant la couche drainante destinée à reprendre les lixiviats.

1.6 Conclusion

La législation sur les déchets a conduit le ministère de l'Aménagement du territoire, de l'Environnement et du Tourisme algérien à rédiger des arrêtés définissant les prescriptions techniques à adopter lors du stockage. Tous ces textes incluent plus ou moins directement des instructions techniques relatives aux dispositifs d'étanchéité et fixent des seuils de perméabilité.

La conception et l'étude du comportement hydromécanique du mélange sol grenu-bentonite compacté dans certaines applications géoenvironnementales doivent examiner les propriétés suivantes : perméabilité, compressibilité et résistance de ces mélanges, qui nécessitent un temps et des efforts très importants. Par conséquent, de nombreux chercheurs ont étudié ce mélange en tenant compte de certains facteurs qui ont un effet considérable sur le mélange sol grenu-bentonite économique à faible perméabilité et à résistance appropriée. Ces facteurs sont la teneur en bentonite, le gonflement de bentonite, le gradient hydraulique, la distribution granulométrique et le liquide perméable. Dans cette étude, les propriétés de perméabilité, de compressibilité et de résistance des mélanges composés de bentonite et de tuf ont été examinées. Des études ont prouvé que le contact prolongé des géomatériaux avec du lixiviat engendre une dégradation de certaines des propriétés du matériau à long terme (p. ex. le gonflement de la bentonite et la conductivité hydraulique). En outre, l'effet de deux facteurs, à savoir la teneur en ciment et la teneur en bentonite sur certaines de ces propriétés a été examiné.

Enfin, des techniques réglementaires algériennes pour la réalisation des barrières pour les CET ont été présentées. Après cela. Des dispositions techniques très importantes, et radicales, doivent être prises :

Choix de sites imperméables pour le confinement des déchets ;

Étanchéité et drainage des fonds, des côtés et de la couverture des sites ;

Forte sélection dans les catégories de déchets admis.

2 CHAPITRE 2: CARACTÉRISATION DES SOLS ÉTUDIÉS

2.1 Généralité :

Une quantité volumineuse de littératures en faveur de l'utilisation de couche minérale utilisant des matériaux disponibles localement pour la réalisation des barrières étanches. Un autre point est d'avoir une bonne disponibilité locale de matériaux en terre pour couvrir les travaux ou les différentes étapes de la décharge. Les CET nécessitent un grand volume de ces matériaux pour couvrir les déchets. Pour cela, il est possible d'utiliser des matériaux de construction inertes.

L'abondance des tufs dans notre pays couvre une superficie d'environ 300 000 km². Particulièrement dans les régions arides, semi-arides et sahariennes, le tuf présente une alternative bon marché au sable comme additif à la bentonite pour être utilisés comme une barrière passive en satisfaisant les recommandations de conception des CET [6].

Ce chapitre présente une caractérisation géotechnique de matériaux locaux à base de tuf (de la région de GHARDAIA) et de bentonite de carrière de Maghnia pour la conception des barrières passives destinées à la réalisation des fonds des CET dans les régions arides et sahariennes (sud de l'Algérie). Les mélanges bentonite -tuf ont été choisis dans un but géotechnique, environnemental régional et économique, vu la disponibilité de ce matériau dans les régions du sud.

2.2 Caractéristique des matériaux utilisés :

2.2.1 Bentonite :

2.2.1.1 Définition

Le terme BENTONITE désigne les matériaux argileux à usage industriel, tendre de couleur blanche, avec reflet grisâtre quelquefois bleuté, rose, rose rouge, éventuellement verte.

Sa plasticité est une propriété fondamentale, elle lui permet d'être utilisée dans les boues de forage (d'où son nom commercial : bentonite de forage) ou dans le domaine du génie civil (barrage en terre, barrière étanche...etc.)

2.2.1.2 Origine de la bentonite utilisée

En Algérie, les gisements de bentonite les plus importants économiquement se trouvent dans l’Oranie (ouest de l’Algérie). On relève en particulier la carrière de Maghnia (Hammam Boughrara au niveau de Tlemcen) (Figure 3.1) dont les réserves sont estimées à un million de tonnes et celle de Mostaganem avec des réserves de deux millions de tonnes (Bental, 2002) La bentonite utilisée au cours de notre travail est une argile naturelle (bentonite de Maghnia), extraite du gisement de Hammam Boughrara situé à 600 km à l’ouest de la capitale (Figure 2 :2). Elle nous a été fournie non traitée à l’état finement broyé par la société (ENOF) conditionnée dans des sacs de 50 kg (Figure 2 :2).



Figure 2:1: Localisation des gisements de bentonite.

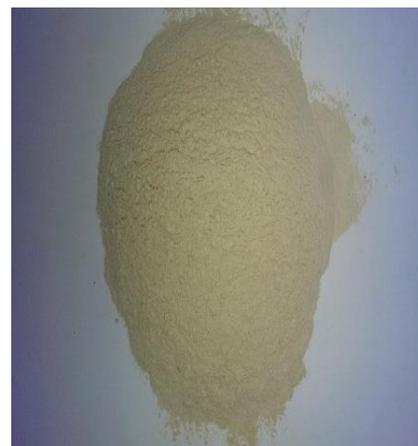


Figure 2:2 : Bentonite de Maghnia [Hammam Boughrara]

2.2.1.3 Essais de caractérisation

Le programme expérimental consiste à effectuer une série d'essais pour déterminer les paramètres qui permettent l'identification des matériaux utilisés. Les essais menés sur les différents matériaux et mélanges sont :

- ✓ Analyses granulométriques ;
- ✓ Essais de Proctor ;
- ✓ Les limites d'Atterberg ;
- ✓ Essais de gonflement et pression de gonflement

a) Analyse granulométrique

➤ Le but d'essai

L'essai a pour but de déterminer en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions.

➤ Mode opératoire

- L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives et complémentaires :
- Le tamisage sous l'eau (par voie humide) pour les particules de dimensions $\geq 80\mu\text{m}$ (0.08mm), l'essai est effectué selon la norme (NFP94-056).
- La sédimentométrie pour les particules de dimensions $< 80\mu\text{m}$ qui complète le premier. Elle est effectuée selon la norme (NFP94-057).
- Le matériau est versé le plus souvent en plusieurs fois pour ne pas surcharger les tamis supérieurs. Le tamisage à sec est recommandé pour les sols sableux ou renfermant surtout des cailloux et des graviers.

➤ Appareillage

- Balance de précision 0.1g.
- Une série des tamis.
- Appareil d'analyse granulométrique.



Figure 2:3 : matériel d’essai Analyses granulométriques.

Les résultats de cette analyse sont traduits par des courbes. La courbe granulométrique nous renseigne sur son uniformité, on caractérise un sol par la granulométrie c’est-à-dire par le coefficient d’uniformité ou coefficient de Hazen, qui est défini comme suit :

Cu : Coefficient d’uniformité

$$Cu = D_{60} / D_{10}$$

D60 : Diamètre des particules à 60% passant

D10 : Diamètre des particules à 10% passant

Si $(D_{60}/D_{10}) < 2$ le sol présente une granulométrie uniforme.

Si $(D_{60}/D_{10}) > 2$ le sol présente une granulométrie variée (étalée).

➤ **Résultats**

Les résultats des analyses granulométriques de bentonite sont représentés graphiquement dans la figure 2:4.

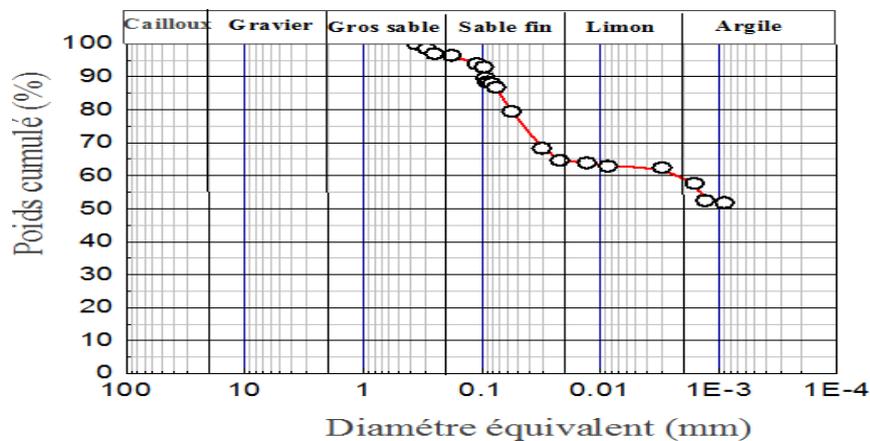


Figure 2:4 : Courbe granulométrique de la bentonite de Maghnia [72].

Les renseignements à tirer de cette analyse pour un sol gonflant sont :

- Le pourcentage des particules fines ($C_1 < 1\mu\text{m}$)
- Le pourcentage des particules fines ($C_2 < 2\mu\text{m}$)
- Le pourcentage des éléments fins ($\emptyset < 80\mu\text{m}$)

Le tableau 2 :1 résume les résultats qui sont des paramètres pour la classification des sols gonflants.

Tableau 2:1 Résultats granulométriques de la bentonite étudiée.

$\emptyset < 80\mu\text{m}$	$C_2 < 2\mu\text{m}$	$C_1 < 1\mu\text{m}$
95%	65%	60%

b) Densité des grains solides

Cet essai a pour but de mesurer le poids spécifique des sols au moyen du pycnomètre (condensateur de châtelet). Le poids spécifique d'un sol est le rapport du poids des grains solides à leur volume absolu, et les résultats sont comme suite :

$$\gamma_s = 4.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{4.62}{1.00} = 4.62 \quad \mathbf{2.1}$$

c) Essai Proctor Normal

➤ Le but de l'essai

Cet essai permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau en évaluant la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette, on distingue l'essai Proctor normal et modifié, qui conduit à des valeurs de couple différentes.

Cet essai s'applique sur la fraction granulaire des matériaux testés avec un $D_{\text{max}} \leq 50 \text{ mm}$.

➤ **Principe**

Le principe de l'essai consiste à humidifier un matériau à différentes teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la densité sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette densité en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la densité sèche du matériau $\gamma_{d,max}$ qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau W_{opt} . Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- **Essai Proctor Normal (NF P 94-093)** : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé, voir figure 2 :5 ;
- **Essai Proctor Modifié (NF P 98-231-1)** : Forte résistance souhaitée, du type chaussé autoroutière ;

➤ **Appareillage utilisé**



Figure 2:5: Moule Proctor Normal avec la dame.

➤ **Résultats**

Les résultats de l'essai Proctor normal de bentonite sont présentés sur la figure 2 :6

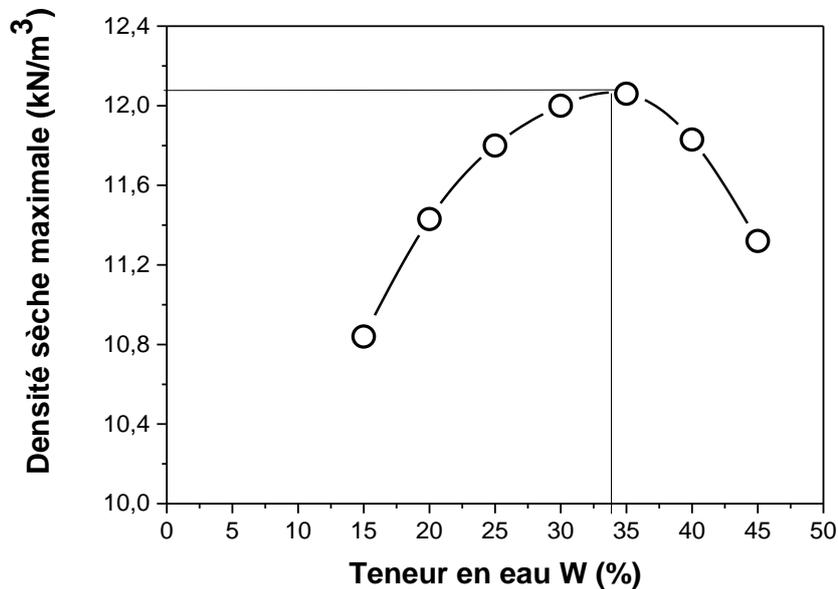


Figure 2:6: Courbe Proctor normal de la bentonite de Maghnia.

La bentonite présente une teneur en eau optimale de l'ordre de 33% et un poids volumique sec maximum de l'ordre de 12.2 kN/m³.

d) Limites d'Atterberg ou limites de consistance (NF P 94-051)

Par définition, les limites d'Atterberg sont des teneurs en eaux pondérales caractéristiques du sol, elles correspondent à des comportements particuliers, sont déterminées sur la fraction du sol passant à travers des tamis de 400µm. Ces limites séparent le passage du sol d'un état de consistance à un autre.

➤ **Principe de détermination des limites de consistance**

• **La limite de liquidité W_L**

La limite de liquidité se détermine en utilisant l'appareil de Casagrande. On étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. on imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour

fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte, bien entendu, tout l'appareillage est rigoureusement normalisé, W_L correspond à 25 coups. (Voir la figure 2 :7)

• **La limite de plasticité W_p**

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de fuseau qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité est la teneur en eau du fuseau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. On exécute en général, 2 essais pour déterminer cette limite. (Voir figure 2 :7).

• **Indice de plasticité I_p**

L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de plasticité et la limite de liquidité, il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = W_L - W_p$$

La figure 2 :7 présente l'état de sol, la limite de plasticité et de liquidité en fonction de la teneur en eau

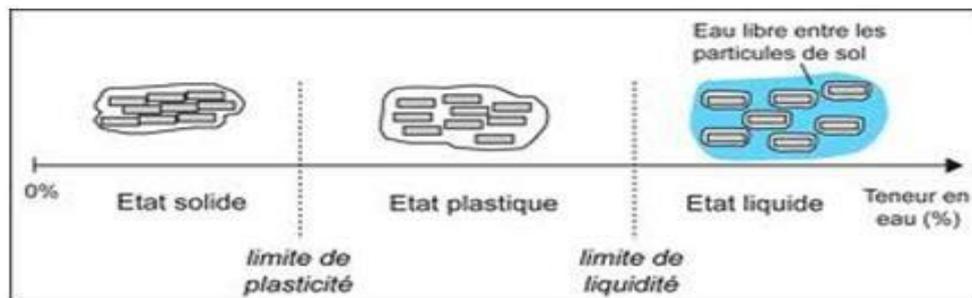


Figure 2:7: État de teneur en eau (<http://geoslab.fr/>).

La classification des sols selon la limite de liquidité et l'indice de plasticité présenté sur le tableau 2:4

Tableau 2:2:Classification de Casagrande pour les sols fins.

Sols	Limite de liquidité (W_L)	Indice de plasticité
Sable	$W_L < 35$	$I_p < 15$
Limon	$20 < W_L < 60$	$15 < I_p < 25$
Argile	$W_L \geq 60$	$I_p \geq 25$

La classification des sols en fonction de l'inde de plasticité est présentée dans le tableau 2 :5

Tableau 2:3 Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).

Indice de plasticité	Caractéristique
$I_p \leq 12$	Faiblement argileux
$12 < I_p \leq 25$	Moyennement argileux
$25 < I_p \leq 40$	Argileux
$I_p > 40$	Très argileux

La figure 2 :8 présente l'abaque de Casagrande pour la classification des sols fins

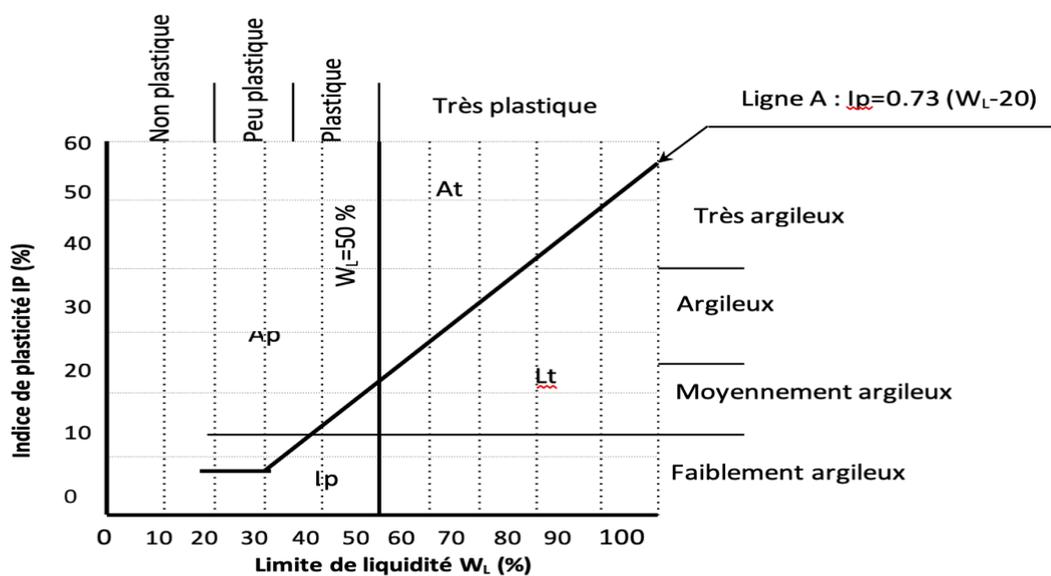


Figure 2:8 : Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande [52].

Avec :

At : argiles très plastiques. AP : argiles peu plastiques.

Lt : limons très plastiques. Lp : limons peu plastiques.

➤ **Appareillage**

- Appareil de Casagrande.
- Coupelle, spatule et l'outil à rainure en V.
- Balance électronique.

- Four électrique.



Figure 2:9: Boîte de Casagrande (limite de liquidité).



Figure 2:10: Essai de limite de plasticité.

➤ **Résultats**

Les mesures de ces limites sont indiquées dans le tableau 2:6.

Tableau 2:4 Limites de consistance de la bentonite.

W _L (%)	W _P (%)	I _P
141	48	93

La connaissance de et IP permet de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande. D'après les mesurées de ces paramètres, la bentonite de Maghnia apparaît comme une argile très plastique.

e) **Essais Bleu Méthylène (NF P 94-068)**

➤ **Principe**

Consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau.

➤ **But de l'essai**

Mesure la capacité d'adsorption d'un sol, déterminer l'argilosité d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol.

➤ **Mode opératoire**

Verser un échantillon de 30 gr de sol sec dans le Bécher et ajouter avec de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge. Agiter sans arrêt le mélange à l'aide de l'agitateur.

- Ajouter 5 cm³ de bleu de méthylène dans le Bécher.
- Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre.
- Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5cm³ jusqu'à ce que le test soit positif. On répète l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.

- Si la tache centrale est entourée d'un Gisement de Tuf de notre étude d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en Bleu de Méthylène. On recommence l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer. (Voir figure 2:11).

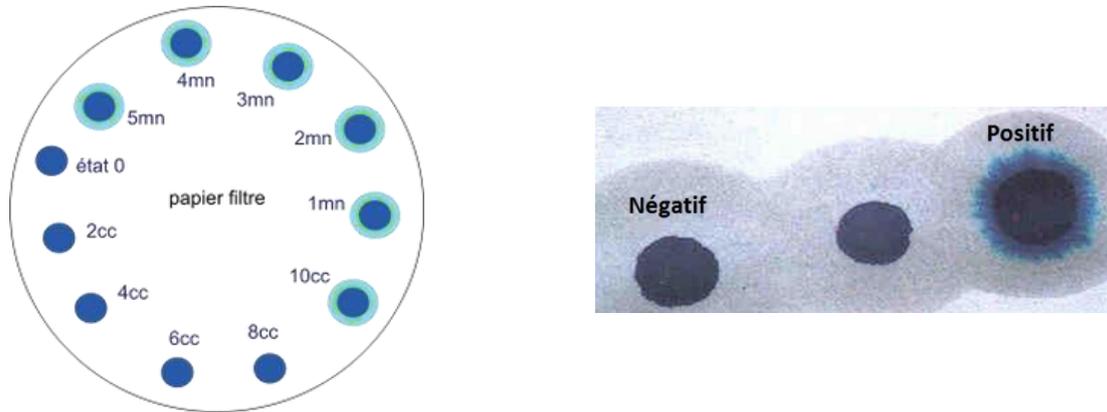


Figure 2:11: Le cas positif et négatif de l'essai de bleu.

Pour calculer la valeur au bleu du sol (VBS) en appliquant la formule suivante :

Une relation entre la surface spécifique totale (Sst) et la valeur de bleu de la phase argileuse VB (0/2 μm) a été mise en évidence par [44] Gaillabaud et Cinot (1982) :

$$Sst = 21 \text{ VB}$$

Le tableau 2:7 présente la classification des argiles selon la surface spécifique Sst.

Tableau 2:5 Classification des argiles selon la surface spécifique (Sst)[45].

Argile	Sst (m ² /g)
Montmorillonite	700 – 840
Illite	65 – 100
Kaolinite	10 – 20

➤ **Résultats**

Les résultats de la valeur au bleu de méthylène et de la surface spécifique totale de la bentonite sont indiqués dans le tableau 2:8

Tableau 2:6: Surface spécifique totale (Sst) de la bentonite.

VBS	Sst (m ² /g)
22	462

D'après la classification de [53] Tran (1981) basée sur la valeur de bleu de méthylène et la surface spécifique, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en Montmorillonite.

2.2.2 Tuf

2.2.2.1 Définition

Le tuf utilisé dans cette étude a été obtenu dans la région de Ghardaïa (Bouhraoua), qui est située à 600 km au sud de la capitale algérienne (Alger). La wilaya de Ghardaïa (Figure 2:12) se situe dans le Nord du Sahara (partie centrale). Elle se trouve limitée au Nord par les wilayas de Djelfa et Laghouat, au Sud par celle de Tamanrasset, à l'Ouest par celles d'El Bayadh et d'Adrar, et à l'Est par celle de Ouargla. Elle est classée dans la zone climatique III (hauteur de précipitation : $0 \text{ mm} < H < 100 \text{ mm/an}$) comme étant une région saharienne [46].

La région de Ghardaïa, fait partie du grand domaine de la plateforme saharienne. Ce domaine correspond à une immense assise de roche sédimentaire d'âge Secondaire et Tertiaire subhorizontale. La géologie générale est représentée par un ensemble des encroûtements et des croûtes calcaires très épaisses à la base et un ensemble gréseux et/ou sol éolien au sommet. Ces formations constituent une courbe bien visible dans le paysage où affleurent les formations essentiellement tufs d'encroûtements calcaires et/ou gypseux coiffés.

Le tuf utilisé est un matériau pulvérulent poudreux de couleur rouge. Il est extrait près de l'axe de la route Transsaharienne N°1 « Route de l'Unité africaine » (Figure 2:12)



Figure 2:12 : Gisement de Tuf de notre étude.

2.2.2.2 Essais de caractérisation

a) Analyse granulométrique

La distribution des particules du Tuf est traduite par la courbe granulométrique suivante (Figure 2:13).

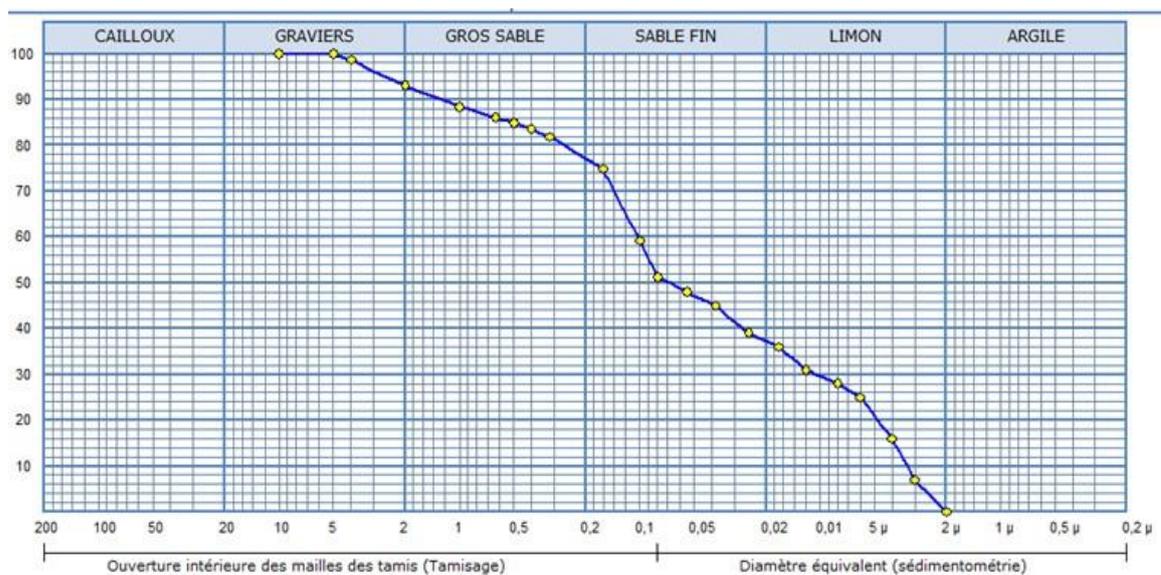


Figure 2:13: Courbe granulométrique de Tuf.

Les résultats des analyses granulométriques sont illustrés dans le tableau 2 :7

Tableau 2:7 Résultats de l'analyse granulométrique du Tuf

$\emptyset \leq 2\mu\text{m}$	$\emptyset \leq 80\mu\text{m}$	C_U	C_c
N.D	51,31%	28,57	0,41

À partir de ces résultats, et d'après la classification des sols LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), le tuf possède une courbe granulométrique étalée. Le pourcentage de particules fines (passant à 80 μm) est de l'ordre de 51 %. Les coefficients d'uniformité et de courbure du tuf sont respectivement $C_U = 28,57$ et $C_c = 0,41$. Il se classe comme un sable limoneux (SM).

b) Analyse chimique :

Les essais d'analyse chimique sommaire ont été réalisés au laboratoire des travaux publics du sud. Les résultats sont récapitulés sur le tableau 2:8.

D'après la classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (CaCO_3), le tuf se classent comme de matériau moyennement calcaire ($30 < \% \text{CaCO}_3 < 70\%$) (AFNOR NF P 94-048, 1996a). Selon la Classification de Ruellan (1970), notre tuf est classé comme un tuf d'encroûtements calcaire ($\text{CaCO}_3 > 60\%$).

Tableau 2:8 : Analyse chimique de tuf.

Éléments		Echantillon (tuf)
INSOLUBLES NF P 15-461	% Insolubles	50,9
SULFATES BS 1377	% SO_3^{2-}	3,19
CARBONATES NF P 15-461	% CaCO_3	34

c) Essai Proctor Normal

Les résultats de cet essai sont présentés la figure 2:14 dans suivante :

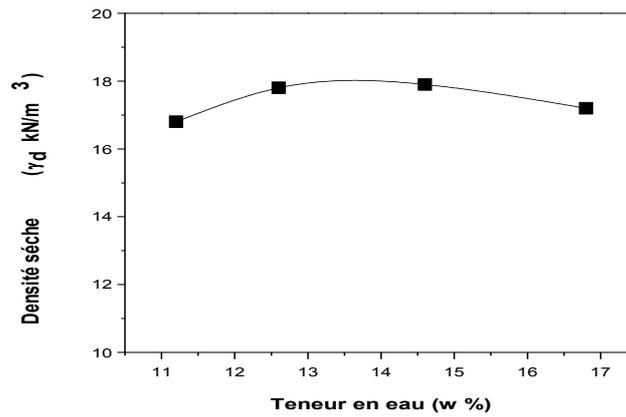


Figure 2:14: Courbe Proctor du tuf.

Le tuf présente une teneur en eau optimale de l'ordre de 13,8% et un poids volumique sec maximum de l'ordre de 17,4 kN/m³.

d) Limites d'Atterberg ou limites de consistance

Les résultats de cet essai sont présentés dans la Figure 2:15 suivantes :

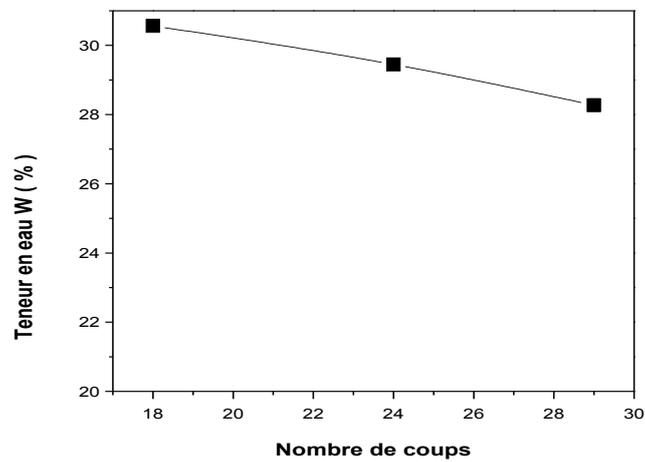


Figure 2:15: Courbe de limites d'Atterberg pour le tuf.

Les mesures de ces limites sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 2:8 Limites de consistance du Tuf.

W _L %	W _P %	I _P
29.19	21.30	7.89

La connaissance de w_L et I_P permet de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande. Placé dans le diagramme de plasticité, le tuf de région de Ghardaïa est classé comme un sol faiblement argileux, peu plastique.

e) Essai au bleu de méthylène

L'essai est réalisé selon la norme AFNOR NF P 94-068 (1998). Les résultats des essais sont présentés dans le tableau 38. Selon la classification Colombier (1988), le tuf est classé comme un sol sablo-limoneux ($0,2 < VBS < 1,5$)

Tableau 2:10 Qualités des fines du tuf.

Paramètre	Tuf
V _B (0/2)	1,4
S (m ² /g)	29.4

2.3 Caractéristiques des mélanges bentonite -Tuf

Dans la pratique, l'on cherchera à obtenir le mélange le moins coûteux, qui satisfasse les conditions hydrauliques tout en n'assurant aucune perte de particules par lessivage. La valeur de 10^{-9} m/s représente l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique maximale habituellement requise pour les sites d'enfouissement. D'autres auteurs suggèrent que la conductivité hydraulique doit être comprise entre 10^{-9} et 10^{-10} m/s [30] ;[55].

Les pourcentages de bentonite utilisés varient généralement entre 3 % et 15 % [56]. [13] Sällfors et Öberg-Högsta (2002) parlent plutôt d'une proportion située entre 4% et 13%.

Dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux, le tuf, de la région de Ghardaïa, quatre mélanges sont utilisés dans cette étude. Les matériaux utilisés sont nommés comme suit : bentonite par B et le tuf par T. Les mélanges sont :

- ✓ 1^{ère} Mélange : 3% bentonite + 97% tuf, B3% ;

- ✓ 2^{ème} Mélange : 6% bentonite + 94% tuf, B6% ;
- ✓ 3^{ème} Mélange : 8% bentonite + 92% tuf, B8% ;
- ✓ 4^{ème} Mélange : 10% bentonite + 90% tuf. B10%.

Les essais de caractérisations menés sur les différents mélanges sont :

- ✓ Essais de Proctor ;
- ✓ Limites d'Atterberg ;
- ✓ Essais de gonflement.

2.3.1 Les essais de caractérisation des matériaux mélangés :

a) Essai Proctor Normal :

L'essai Proctor Normal est réalisé sur les différents mélanges (tuf-bentonite). Les résultats sont présentés dans la figure 2:16.

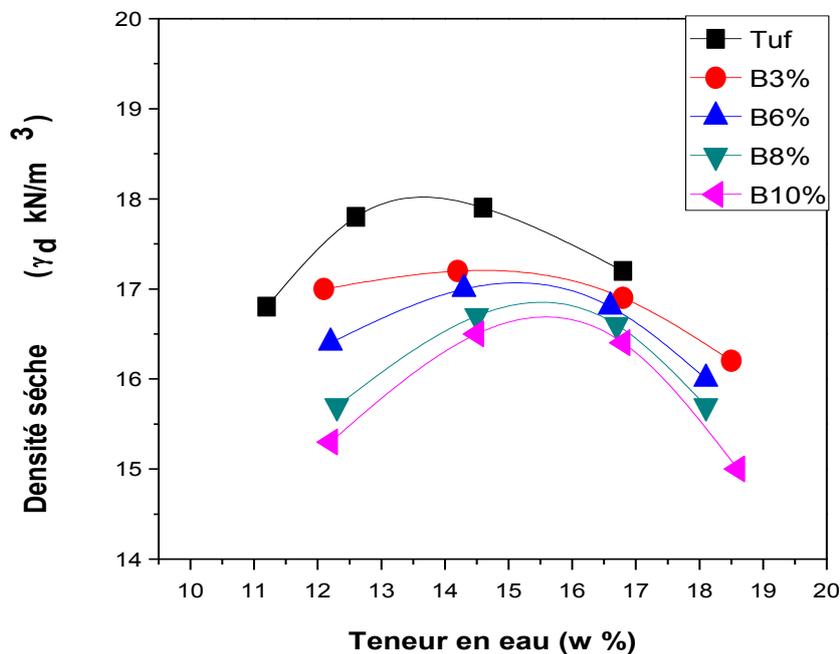


Figure 2:16: Courbes de Proctor Normal des mélanges.

À partir de ces résultats, on détermine les deux paramètres importants qui sont : la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{Opt}). Les résultats de ces essais sont indiqués dans le tableau 2 :11

Tableau 2:11 Paramètres Proctor Normal des mélanges.

N°	Types d'échantillons	Code	La densité séchée Maximale (kN/m ³)	La teneur en eau Optimale %
0	Tuf	TUF	17,40	13,80
1	Bentonite 3%-Tuf 97%	B3%	17,20	14,95
2	Bentonite 6%-Tuf 94%	B6%	17,00	15,35
3	Bentonite 8%-Tuf 92%	B8%	16,85	15,61
4	Bentonite 10%-Tuf 90%	B10%	16,62	15,81

D'après la figure 2:16, les résultats montrent une diminution du poids volumique sec maximum des mélanges tuf-bentonite avec l'augmentation du pourcentage de bentonite ajouté. Le poids volumique sec maximum diminue de 17,4 à 16,62 kN/m³ pour un pourcentage de bentonite variant de 0 % à 10 %.

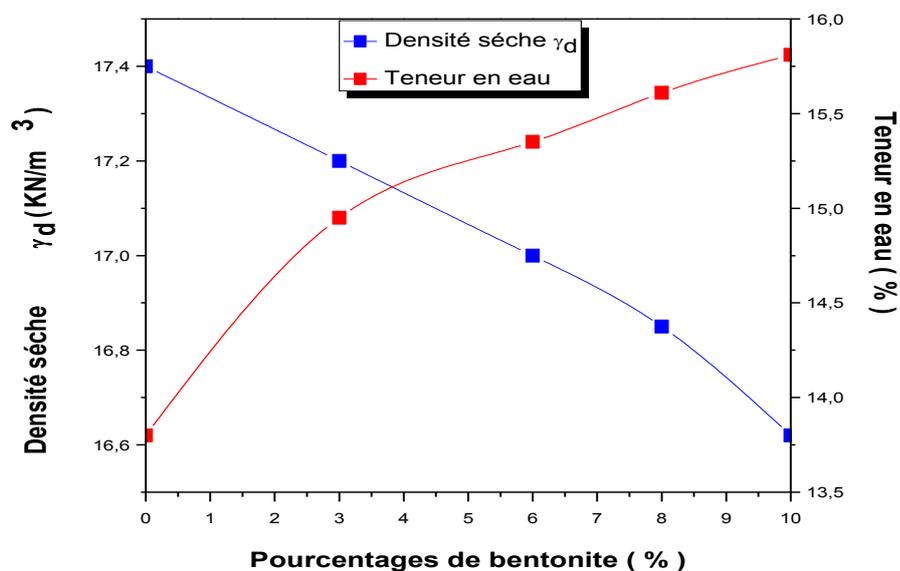


Figure 2:17: Effet du pourcentage du sable calcaire sur les paramètres Proctor Normal des mélanges.

L'effet du pourcentage de bentonite sur les deux paramètres Proctor Normal (teneur en eau optimale et masse volumique sèche) sur des mélanges tuf – bentonite est représenté sur la figure 2:17 On remarque bien que la teneur en eau augmente avec le pourcentage de bentonite, par contre le poids volumique sec maximum diminue.

b) Limites d'Atterberg

Les valeurs obtenues des limites de consistances représentent la moyenne de trois essais. Les résultats des limites de liquidité sont présentés dans les figures suivantes :

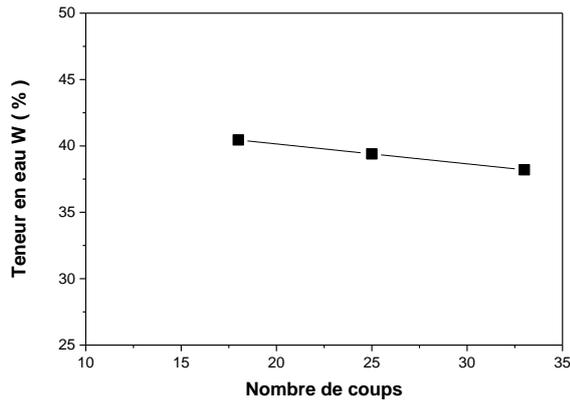


Figure 2:18: Limite de liquidité (WL%) B3%

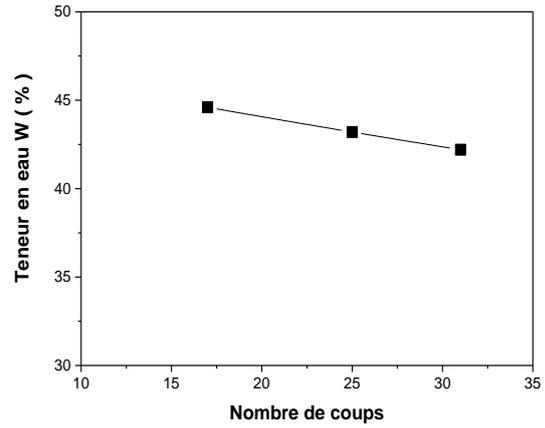


Figure 2:19: Limite de liquidité (WL%) B6%

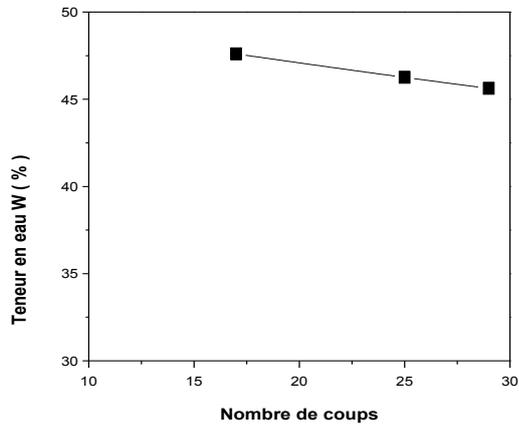


Figure 2:20: Limite de liquidité (WL%) B8%

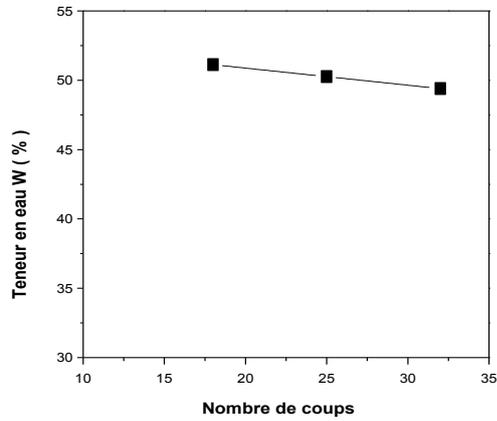


Figure 2:21: Limite de liquidité (WL%) B10%

Les résultats des limites de consistance sont illustrés dans le tableau 2:12 suivant :

Tableau 2:12 Limites de consistance des mélanges.

Mélanges	w _L (%)	w _P (%)	I _p
B3%	39.32	25.43	13.39
B6%	43.19	27.97	16.12
B8%	46.35	28.56	18.08
B10%	50.26	29.56	20.70

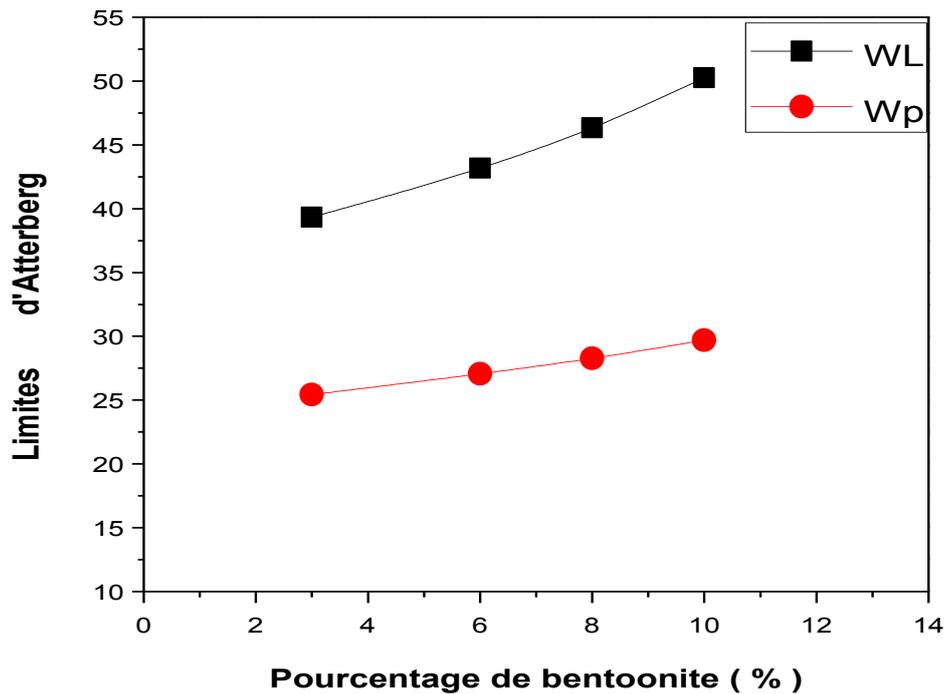


Figure 2:22: Effet de bentonite sur les limites de consistance des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%).

D'après les résultats obtenus (figure 2 :18,2 :19,2 :20et 2 :21, tableau 2 :12) on constate que, les limites de consistance des différents mélanges augmentent avec la croissance du pourcentage de bentonite ajoutée. Les limites de liquidité des mélanges passent de 40 à 50 % pour des pourcentages de bentonite variant de 3 à 10 %, cela est dû à l'augmentation du taux des particules fines.

Pour l'indice de plasticité, et par définition, il représente la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, nous avons calculé cet indice pour les différents mélanges. Les résultats sont représentés graphiquement sur la figure 2:23. D'après cette figure, on remarque une augmentation de l'indice de plasticité avec l'ajout de bentonite.

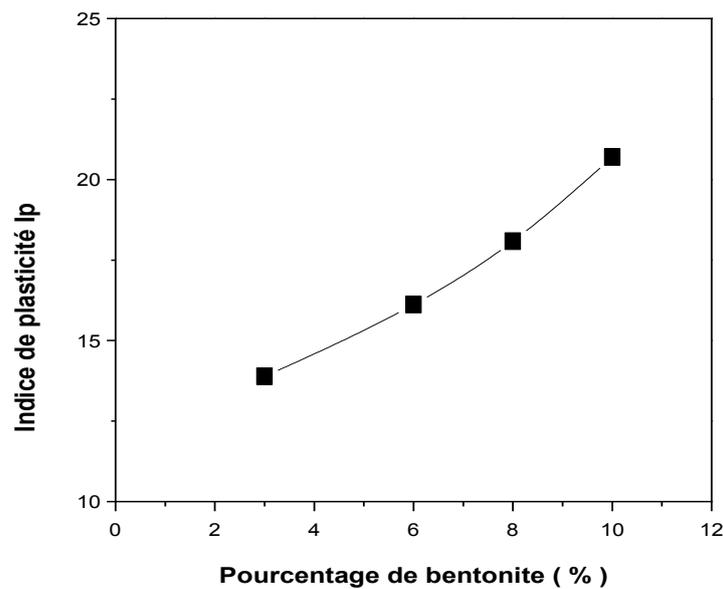


Figure 2:23: Effet du pourcentage de bentonite sur l'indice de plasticité des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%).

Dans la plage de WL ($wL \leq 80\%$) et d'IP ($11\% \leq I_p \leq 30\%$) requise pour les applications de CET, comme le suggère le tableau 1:1 (Chapitre 1, page 8) et comme le montre également la figure 2 :23, les mélanges (ayant une teneur en bentonite de 3 à 10 %) rempliraient tous deux ces conditions.

c) Estimation indirecte du gonflement libre

Un nombre considérable d'approches empiriques introduites par différents auteurs basés sur des caractéristiques du sol qui sont très simples à déterminer en laboratoire sont utilisées pour l'évaluation du potentiel de gonflement. Certaines approches sont basées sur un seul paramètre, et d'autres sur la combinaison de deux paramètres ou plus, et plus le nombre des paramètres est grand, plus l'évaluation du potentiel de gonflement est meilleure [58].

Dans ce qui suit, nous allons considérer deux classifications pour évaluer le potentiel de gonflement des sols en fonction de l'indice de plasticité et la limite de liquidité, il s'agit de (tableau 2 :12) :

- Classification de Sanglerat (1981).
- Classification de Dakstana (1965).
-

Tableau 2:13 Classification de Sanglerat (1981).

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité (%)
Bas (b)	0 – 15
Moyen (M)	10 – 35
Haut (H)	35 – 55
Très haut (TH)	> 55

Tableau 2:14 Classification de Dakstana (1965).

Limite de liquidité (%)	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	>90
Potentiel de gonflement(%)	Non Gonflant (NG)	Faible (F)	Moyen (M)	élevé (E)	Très élevé (TE)	Extrêmement élevé(EE)

Le tableau 2:14 classe nos mélanges d’après leurs amplitudes au gonflement. L’estimation indirecte du potentiel de gonflement, à partir des caractéristiques physiques, montre que ces mélanges présentent des potentiels de gonflement moyen.

Tableau 2:15 Estimation indirecte du potentiel de gonflement des mélanges et du tuf

Les auteurs	Paramètres	B3%	B6%	B8%	B10%	Tuf
Sanglerat (1981)	Ip	M	M	M	M	b
Dakstana (1965)	WL	M	M	M	M	F

Les caractéristiques physiques sont de bons indicateurs pour l’estimation du gonflement des sols. Néanmoins, il reste à confirmer cette évaluation par les mesures directes du potentiel et de la pression de gonflement.

d) Essai de Gonflement libre

➤ **Essai**

Les essais de gonflement libre dans cette étude sont effectués dans un œdomètre classique, dont les dimensions des échantillons sont 20 mm de hauteur et 50 mm de diamètre.

L’essai est réalisé selon la méthode du gonflement libre. En premier lieu, on procède à la préparation de l’échantillon suivi d’un compactage statique à des teneurs en eau et densités sèches correspondant à l’Optimum Proctor Normal. L’échantillon est placé dans une cellule cylindrique entre deux pierres

poreuses, après qu'il est lissé et arasé au niveau supérieur et inférieur. Puis, suite à l'inondation, il est autorisé de gonfler verticalement sous la pression du piston durant plusieurs jours, jusqu'à la stabilisation. Le gonflement total (G%) est déterminé d'après la relation suivante :

$$G(\%) = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad 2.3$$

Avec :

- $\Delta H = H_f - H_0$;
- H_0 : hauteur initiale ;
- H_f : hauteur finale après stabilisation.

La cellule œdométrique utilisée pour la mesure de gonflement libre est représentée sur la figure 2 :24



Figure 2:24: La cellule œdométrique.

➤ Résultats

Les résultats du gonflement libre des différents mélanges sont indiqués dans le tableau 2:16 L'évolution du gonflement libre des différents mélanges en fonction de logarithme du temps sera représentée graphiquement sur les figures 2:26 En général, le potentiel de gonflement de tous les mélanges est faible.

La tendance de la variation du gonflement libre dans le temps est la même pour tous les mélanges. D'après les courbes, plus le pourcentage de bentonite ajoutée augmente, plus le potentiel de

gonflement augmente. Le gonflement libre de la bentonite est l'ordre de 120%. Le potentiel de gonflement des mélanges varie entre 0,08 et 0,64 % pour les pourcentages de bentonite ajoutée allant de 3 à 10%.

Tableau 2:16 Estimation indirecte du potentiel de gonflement des mélanges et du tuf

Mélanges	G (%)
100% Tuf	0,03
3%B + 97%T	0,08
6%B + 94%T	0,39
8%B + 92%T	0,42
10%B+90%T	0,64
100% B	118,25

Et la présentation graphique de l'effet de mélanger la bentonite avec le tuf en fonction de temps est illustrée dans la figure 2:25.

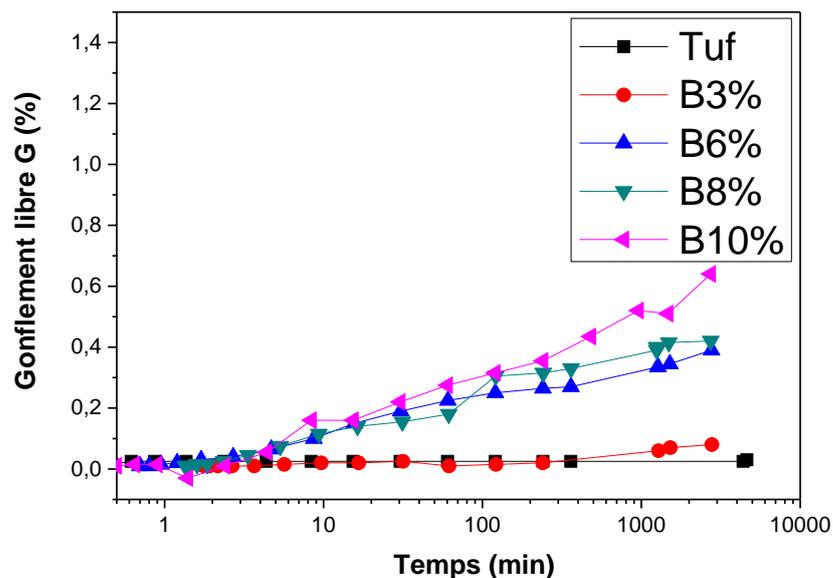


Figure 2:25: Évolution du gonflement libre en fonction du temps des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%).

La figure 2 :26 montre que le gonflement libre des mélanges augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite. Ces résultats sont en accord avec ceux de [19] Chalermyanont et Arrykul, (2005).

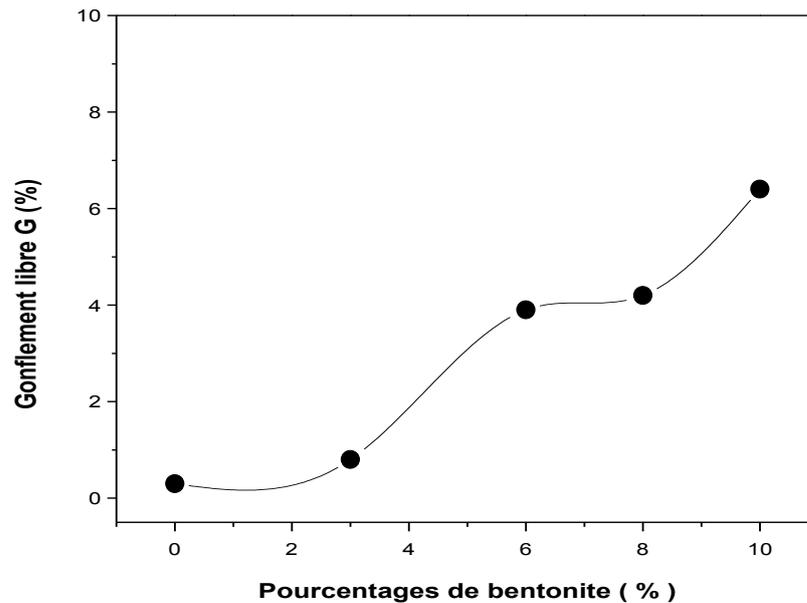


Figure 2:26 :Effet du pourcentage de bentonite sur le gonflement libre des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%).

2.4 Conclusion

Une série des essais suivants : essai Granulométrique, essai Proctor Normal, essai de Limites d'Atterberg essai Bleu Méthylène et essai de gonflement libre a été réalisée sur la bentonite, le tuf et les mélanges tuf/bentonite afin d'étudier leurs caractéristiques géotechniques. Les mélanges étaient constitués de tuf de Ghardaïa mélangés à 3, 6, 8 et 10 % de bentonite provenant de la carrière de Maghnia, en Tlemcen.

Les essais préliminaires montrent que les mélanges sélectionnés satisfont l'exigence de l'indice de plasticité des barrières passives. Ils ont également montré un gonflement faible, indiquant un changement de volume négligeable, ce qui constitue un comportement souhaitable en ce qui concerne les barrières passives dans les climats semi-arides et arides. La suite du travail consiste à mesurer la conductivité hydraulique saturée (par des méthodes directe et indirecte), la compressibilité, la résistance au cisaillement, la résistance à la compression et choisir la formulation optimale.

3 CHAPITRE 3 COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES MÉLANGES UTILISÉS

3.1 Généralité :

Dans ce chapitre, l'effet de la teneur en bentonite dans les mélanges tuf-bentonite sur différents aspects concernant la perméabilité, la compressibilité, la résistance au cisaillement et la résistance à la compression est examiné. Ces aspects sont la conductivité hydraulique, les coefficients de compressibilité, la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la compression à 28 jours.

3.2 Comportement Hydraulique Des Mélanges Bentonite-Tuf

3.2.1 Essai de perméabilité à charge variable (AFNOR NFX 30-441)

3.2.1.1 Principe

Cet essai est généralement employé pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7}$ m/s). Le dispositif est constitué d'une bague en acier inoxydable de diamètre intérieur 101,6 mm et d'une hauteur de 116 mm (Figure 3.1). Cette bague permet une mise en place du sol argileux par compactage statique direct dans la bague à l'aide d'une presse hydraulique ou par compactage dynamique (selon les conditions Proctor). Elle est comprise entre une embase et un couvercle avec deux pierres poreuses de 101,5 mm de diamètre.

Après le compactage, on immerge le moule dans l'eau pendant 48h pour permettre la saturation de l'échantillon, puis, il est soumis un gradient hydraulique de 22kPa pendant 24 heures afin d'assurer la saturation. Après la saturation, le moule est plein d'eau et relie au tube gradue. L'essai est réalisé à charge hydraulique variable sous une pression initiale définie. On refaire l'opération pour plusieurs hauteurs.

On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy modifiée pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t + dt$). La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$K_v = 2,3 \frac{aL}{AT} \text{Log} \frac{h_1}{h_2} \quad 3.1$$

Où :

d : diamètre du tuyau=2.01cm ;

a : section du tuyau; $a=3.17\text{cm}^2$;

D : diamètre de l'échantillon= 10.1cm ;

A : section de l'échantillon ; $A=80.07\text{cm}^2$;

T : l'intervalle de temps entre h_1 et h_2 ;

L : longueur de l'échantillon.

Pour la détermination de la perméabilité on procède à charge variable dont l'échantillon est préparé à bas des données de l'OPN puis placée ces deux bases avec des pierres poreuses avec une vitesse de compactage constante 1.27 mm/min . D'après le compactage statique, en immerger le moule dans l'eau pendant 48h pour saturation des mélanges (Figure 3.1).

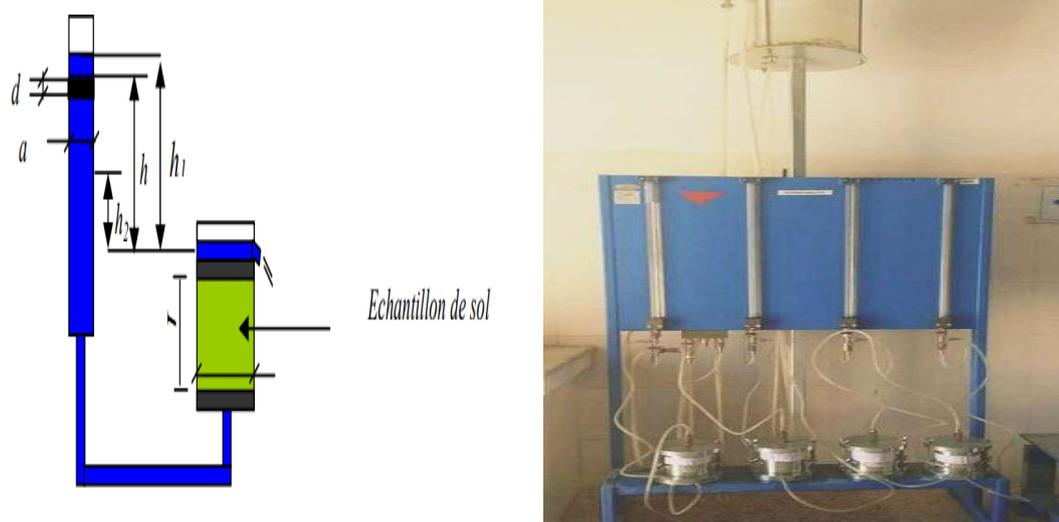


Figure 3.1: Essai de perméabilité à charge variable.

3.2.1.2 Résultats et discussion

Figure 3.2 montre l'évolution de la conductivité hydraulique saturée à charge variable avec l'ajout de la bentonite. D'après cette figure, on remarque que la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation de la teneur en bentonite dans les mélanges bentonite-tuf. De plus, les courbes de perméabilité des mélanges montrent une évaluation constante dans le temps qui indiquant une bonne saturation des échantillons.

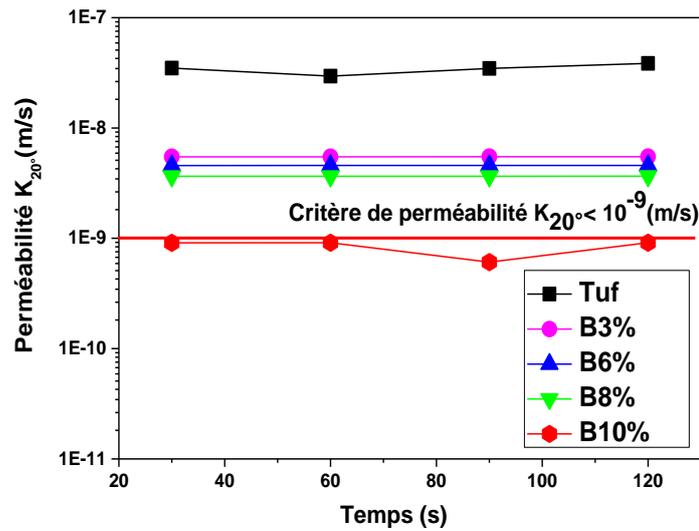


Figure 3:2: Courbe de perméabilité en fonction du temps.

Les conductivités hydrauliques saturées ($K_{20^{\circ}\text{Sat}}$) mesurées vont de $5,50\text{E-}9$ m/s à $6,00\text{E-}10$ m/s pour les mélanges de 3,0 et 10,0 % bentonite respectivement (tableau 3.1). Le mélange satisfaisant le critère de la conductivité hydraulique des barrières passivées ($k_{\text{sat}} = 6,9\text{E-}10 \leq 10^{-9}$ m/s) est le 10 bentonite—90% tuf (tableau 3:1).

Tableau 3:1 Conductivité hydraulique saturée des mélanges tuf-bentonite (k_{sat}).

Les mélanges	Tuf	B3%	B6%	B8%	B10%
$K_{20^{\circ}\text{Sat}}$ (m/s)	3,44E-08	5,50E-09	4,56E-09	3,65E-09	6,00E-10

3.2.2 Essai œdométrique (AFNOR XP P 94-090-1, 1997) :

3.2.2.1 But :

L'essai œdométrique permet d'évaluer le tassement du matériau au cours du temps, Il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité. En plus, comme son nom l'indique, c'est un perméamètre à paroi rigide est constitué d'un moule indéformable enveloppant l'échantillon de sol. Du fait de la simplicité de la procédure d'essai, ce perméamètre reste le plus couramment utilisé en laboratoire. Plusieurs types de perméamétries à parois rigides sont utilisés pour la détermination du coefficient de perméabilité des sols fins, parmi eux la cellule œdométrique.

Les essais de consolidation effectués dans cette partie de notre étude ont permis d'estimer les coefficients de perméabilité « k_{sat} » pour chaque incrément de chargement en suivant la procédure d'essai citée ci-dessous. Cette méthode indirecte consiste à calculer ces coefficients de perméabilité

en se basant sur les coefficients de compressibilité volumique m_v et les coefficients de consolidation C_v de la théorie de Terzaghi.

3.2.2.2 Principe :

On mesure les déformations à charge constante d'une éprouvette cylindrique avec déformation latérale nulle et drainage sur les faces inférieures et supérieures.

On recommence l'expérience pour plusieurs charges. L'échantillon est saturé avant d'être soumis à des paliers de charges successives et croissantes suivant une progression géométrique $\sigma_{i+1} / \sigma_i = 2$. On mesure le tassement en fonction du temps pour chacun des paliers durant une période qui est habituellement de 24 heures, qui représente le tassement total pour la charge considérée.

Cet essai permet d'établir pour un échantillon donné deux types de courbes, une courbe qui définit l'évolution des tassements en fonction du temps appelée « courbe de consolidation » et l'autre courbe montrent le comportement déformable du sol en fonction des contraintes appliquées appelée « courbe de compressibilité ».

3.2.2.3 Résultats et discussion

Les courbes de compressibilité pour les différents mélanges sont représentées dans la Figure 3.3. On constate, d'après cette figure, que l'indice des vides est pratiquement constant pour des contraintes verticales faibles (<100kPa), au-delà de cette contrainte, l'indice des vides diminue. On remarque que l'indice des vides initial croît avec le pourcentage de bentonite additionné (> 3%). Il passe de 0,54 à 0,6 pour les pourcentages de bentonite variant de 3 à 10%.

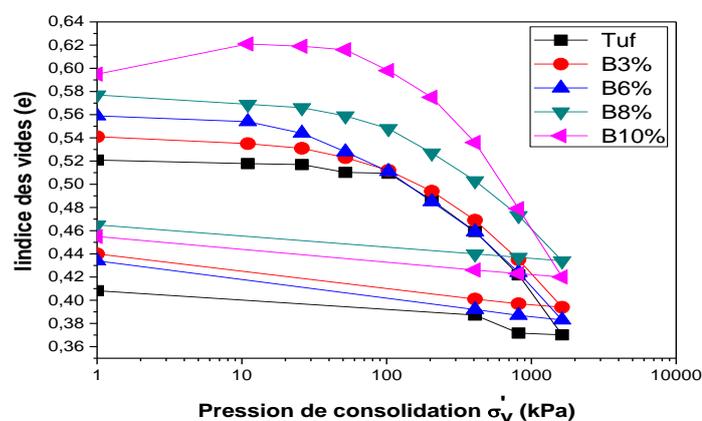


Figure 3.3 : Courbes de compressibilité œnométriques des mélanges bentonite-tuf.

3.2.2.3.1 Variation des coefficients de compressibilité et de gonflement des mélanges

Tuf-bentonite :

À partir des courbes de compressibilité, on peut déterminer les coefficients de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s) graphiquement dans le plan ($e-\log\sigma'$) qui représentent les pentes de chargement et déchargement (utilisé logiciel SolTests- Laboratoire LTPS). Les variations des coefficients de compressibilité et de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite ajouté aux mélanges sont représentées graphiquement sur la figure 3.4.

$$c_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad \& \quad c_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad 3.2$$

Avec :

$\Delta \log \sigma'$: Variation de σ' pour le dernier intervalle de chargement ou déchargement.

Δe : Variation de e pour le dernier intervalle de chargement.

D'après la figure 3.4, on remarque que les coefficients de compressibilité augmentent avec le pourcentage de bentonite. Les mêmes interprétations sont obtenues pour la variation des coefficients de gonflement (C_s) des mélanges bentonite-tuf (Tableau 3.2). Selon la classification des sols vis-à-vis de la compressibilité (apprécie à partir du rapport $C_c / 1+e_0$; AFNOR XP P 94-090-1), les mélanges sont classés comme un sol moyennement compressible ($0.05 < (C_c / 1+e_0) = 0.156 < 0.20$).

Le coefficient de compressibilité augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en bentonite pour les mélanges tuf-bentonite.

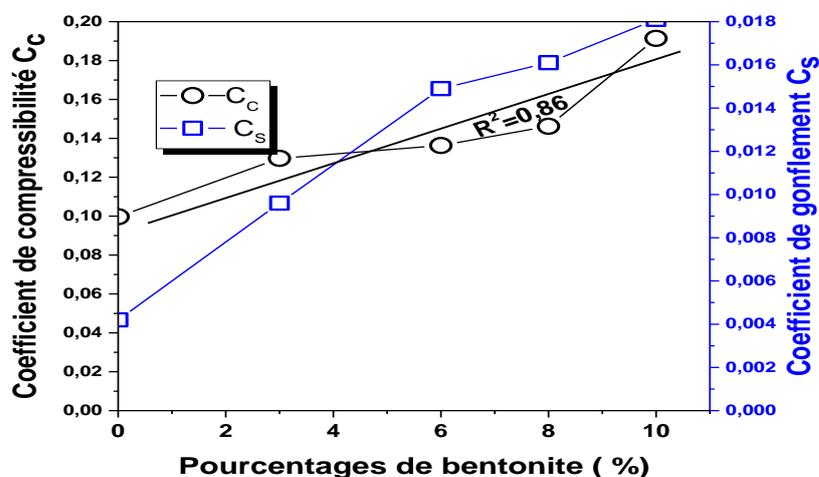


Figure 3:4: variation des coefficients de compressibilité et de gonflement des mélanges bentonite-tuf.

D'après le tableau 3.2, on remarque que la contrainte de préconsolidation des mélanges diminue avec la teneur en bentonite.

Tableau 3:2 Les coefficients de compressibilité et la contrainte de pré-consolidation (σ_p) des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%)

Les mélanges	C_c	C_g	σ_p (Bar)
Tuf	0,099	0,042	3,04
B3%	0,1297	0,096	2,51
B6%	0,1363	0,0149	2,42
B8%	0,1462	0,0161	2,15
B10%	0,162	0,0181	2,14

3.2.2.3.2 Variation du coefficient de consolidation c_v

a) Méthode de TAYLOR :

La méthode de TAYLOR utilise, quant à elle, le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90% ($U=0,9$) sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps pour une charge constante ; la procédure de méthode est représentée dans la figure 3:5 :

- Tracer la courbe
- De compression (δ) en fonction Log de temps pour chaque incrément de chargement
- Tracer une ligne à travers la partie droite initiale de la courbe de compression ; l'intersection de la ligne avec l'axe de compression représente la compression à 0% de consolidation primaire et avec l'abscisse représente A.
- Estimer le point B sur l'abscisse qui indique une distance de $(1.15\sqrt{t_A})$
- Tracer une autre ligne entre le point de consolidation principal à 0% et le point B ; l'intersection avec la courbe de compression indique la compression à 90% de consolidation primaire.
- Estimer le temps nécessaire pour une consolidation primaire à 90%.

Calculer le coefficient de consolidation à l'aide de l'Équation suivante :

$$C_v = \frac{0.848H^2}{t_{90}} \quad 3.3$$

D'où :

H_0 : hauteur de l'échantillon ($H_0 = 0,02$ m).

t_{90} : temps à 90% de la consolidation primaire.

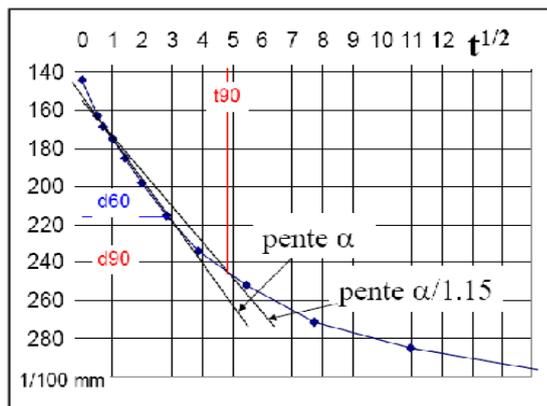


Figure 3:5: courbes des tassements en fonction du temps [57].

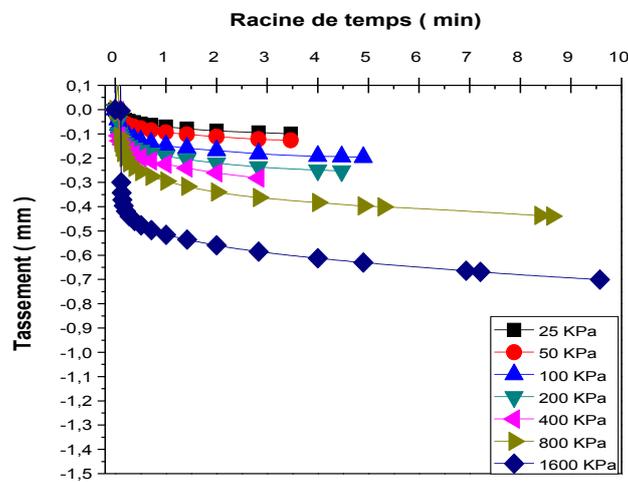


Figure 3:6: courbe des consolidations en fonction du temps et de chargement (TUF).

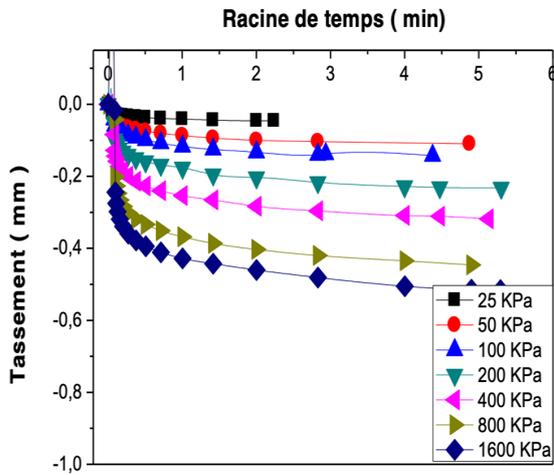


Figure 3:8: courbe des consolidations en fonction du temps et de chargement (B3%).

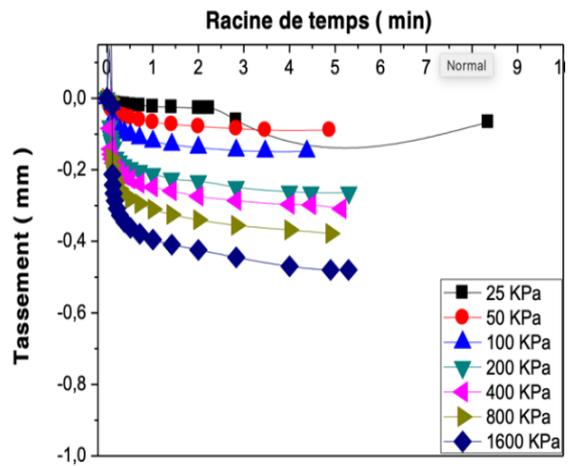


Figure 3:7: courbe des consolidations en fonction du temps et de chargement (B6%).

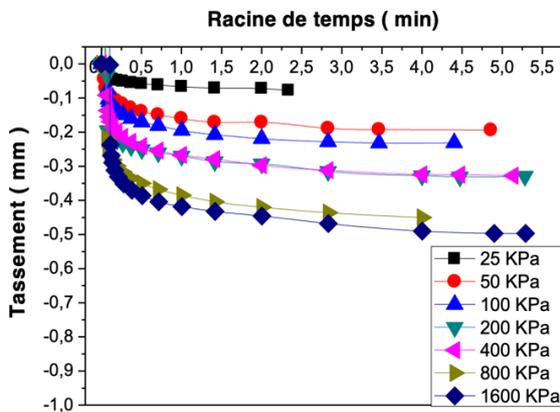


Figure 3:10: courbe des consolidations en fonction du temps et de chargement (B8%).

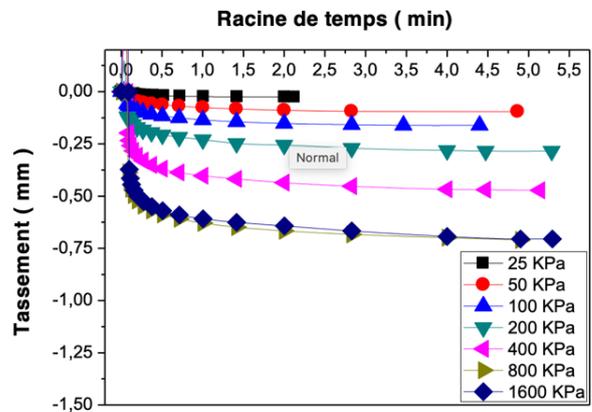


Figure 3:9: courbe des consolidations en fonction du temps et de chargement (B10%).

Les résultats de la variation de coefficients de consolidation des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%) en fonction de la contrainte verticale appliquée sont représentés graphiquement sur la figure 3 :11.

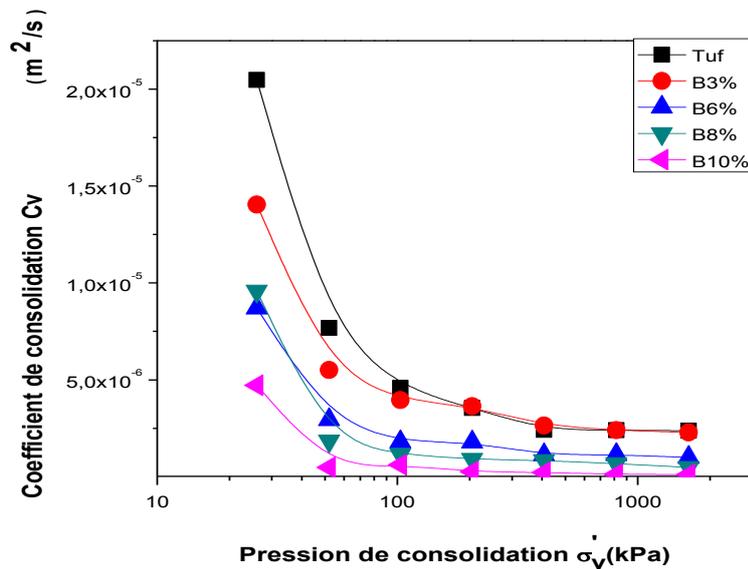


Figure 3:11: variation des coefficients de consolidation (c_v) des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%) en Fonction de la contrainte verticale.

Le coefficient de consolidation (C_v) est inversement proportionnel au pourcentage de bentonite additionné. Pour des pressions verticales inférieures ou égales à 100 kPa, la variation de C_v est appréciable, tandis que pour des contraintes verticales supérieures à 100 kPa, cette variation semble être négligeable (c-à-d, les valeurs de C_v sont presque constantes).

3.2.2.3.3 Variation de la conductivité hydraulique des mélanges Tuf- bentonite

L'application principalement visée est l'enfouissement des déchets ménagers et industriels qui nécessite suivant la réglementation, sur le fond et les flancs de l'installation de stockage, une barrière étanche de perméabilité à la saturation inférieure ou égale à 10^{-9} m/s.

L'estimation indirecte de la conductivité hydraulique à partir de l'essai œdométrique sur des échantillons remaniés basée sur des résultats graphiques (courbes de compressibilité et de

consolidation) peut donner une estimation de la valeur de la conductivité hydraulique « k_{sat} » par l'équation suivante :

$$k_{sat} = c_v m_v \gamma_w \quad 3.4$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma (1+e_0)} \quad 3.5$$

Les résultats de la conductivité hydraulique des mélanges tuf- bentonite en fonction des pressions de consolidations appliquées sont présentés graphiquement dans la figure 3 :12.

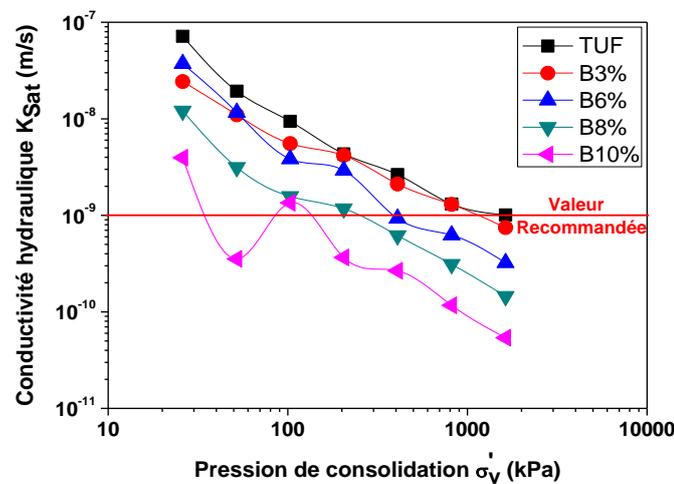


Figure 3:12 : variation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression de consolidation des mélanges (B3%, B6%, B8%et B10%) par l'eau

Les résultats de la conductivité hydraulique (k_{sat}) ci-dessus montrent que :

- La conductivité hydraulique saturée diminue avec l'augmentation de la contrainte appliquée ;
- Pour une même pression appliquée ; la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du pourcentage de bentonite ;
- Pour le même mélange, la pression appliquée et la conductivité hydraulique sont inversement proportionnelles ;
- Pour des pressions de consolidations ($<100\text{kPa}$), les mélanges satisfaisant le critère de perméabilité des barrières passives sont les B8% et B10%, qui présentent une conductivité hydraulique varie entre 1×10^{-8} et 3×10^{-10} m/s, respectivement ; Pour un pourcentage de

bentonite de 10 %, la conductivité hydraulique varie de 3×10^{-9} à 5×10^{-11} m/s pour des pressions verticales variant entre 25 à 1600 kPa.

3.3 Comportement mécanique :

3.3.1 Résistance au cisaillement directe des mélanges (Tuf – bentonite) à teneur en eau de compactage (AFNOR NF P 94-071-1)

3.3.1.1 Principe :

L'objectif de cette partie expérimentale, dans un premier temps, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement pour les différents mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%), qui sont l'angle de frottement et la cohésion.

L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol. En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture τ (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée σ .

L'essai utilisé pour la détermination de ces paramètres est l'essai de cisaillement direct non consolidé non drainé (U.U).

✓ Préparation des échantillons

Après passage des deux constituants (Tuf – bentonite) à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, une proportion massique des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%) sont mélangés manuellement avant d'ajouter la quantité d'eau de gâchage. La densité sèche correspond à la densité sèche maximale Proctor Normal pour chaque mélange. Le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux.

Le mélange humide est soumis par la suite à un compactage statique dans le moule de dimension (forme cylindrique, de diamètre 6 cm et de hauteur 2,5 cm). Pour s'assurer que la surface de contact est plane, on procède au rasage et au lissage de l'échantillon dans les deux côtés, supérieur et inférieur, avec remplissage des vides. Après la phase de préparation de l'échantillon, il est mis dans la boîte de cisaillement appelée aussi boîte de Casagrande.

Les échantillons des mélanges tuf-bentonite sont cisailés à leurs teneurs en eau de compactage. Ces échantillons sont immédiatement cisailés en appliquant trois contraintes normales (100, 200 et 400 kPa). Un taux de déformation de 0,5 mm/min est appliqué pour le cisaillement de tous les échantillons.

3.3.1.2 Résultats et discussion de cisaillement direct

La figure 3:13 présente l'état des échantillons après cisaillement.

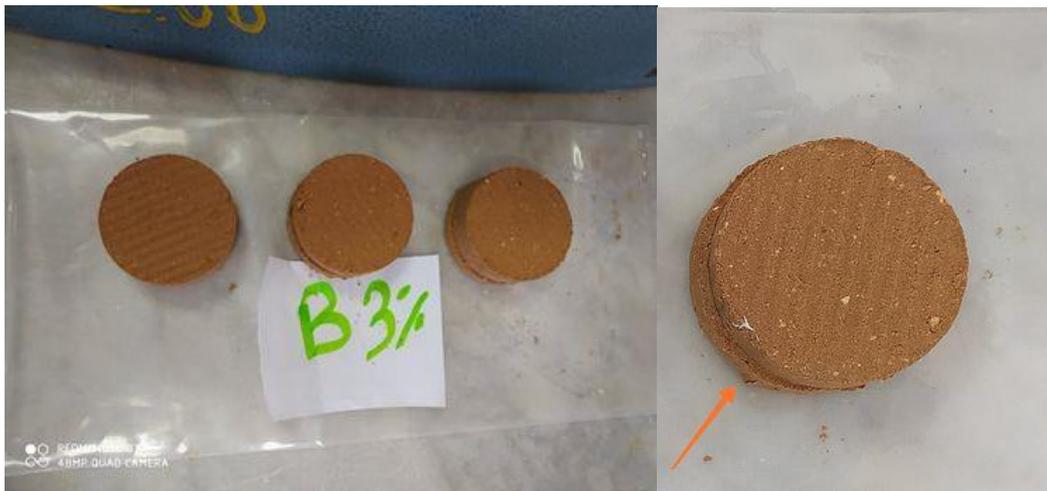


Figure 3:13 : Échantillon après cisaillement

Les résultats de l'essai cisaillement direct des mélanges tuf – bentonite sont présente dans les figures suivantes :

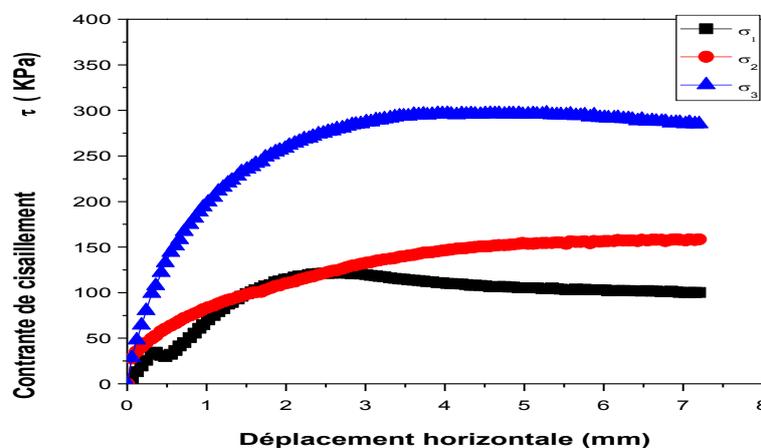


Figure 3:14: courbe de contrainte de cisaillement en fonction déplacement pour le mélange de TUF

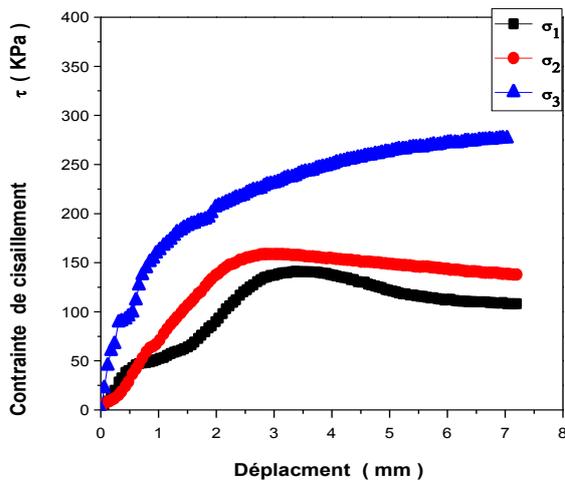


Figure 3:16: courbe de contrainte de cisaillement en fonction déplacement pour le mélange de B3%

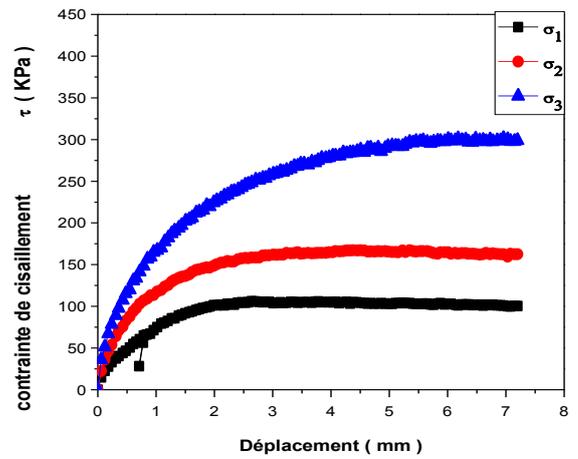


Figure 3:15: courbe de contrainte de cisaillement en fonction déplacement pour le mélange de B6%

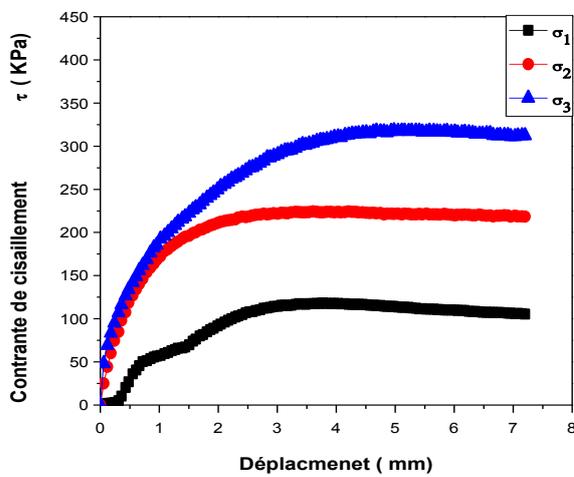


Figure 3:18: courbe de contrainte de cisaillement en fonction déplacement pour le mélange de B8%

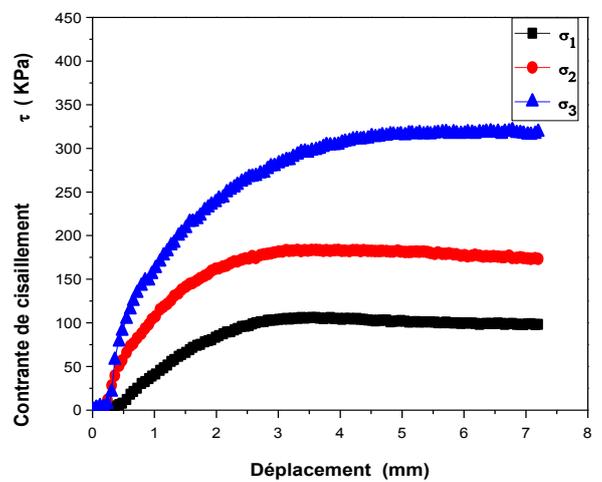


Figure 3:17: courbe de contrainte de cisaillement en fonction déplacement pour le mélange de B10%

D'après les résultats obtenus dans les courbes contraintes – déformation les figures (3:14, 3:15, 3:16, 3:17 et 3:18), on peut tirer les constatations suivantes :

- ✓ La contrainte de cisaillement τ_{max} augmente avec le pourcentage de bentonite ;
- ✓ La contrainte de cisaillement τ_{max} augmente avec la charge verticale ;
- ✓ Pour chaque charge, la contrainte de cisaillement augmente avec la déformation latérale jusqu'à un optimum ; et après cet optimum, cette variation semble être négligeable (c.-à-d., les valeurs de τ sont presque constantes) et la contrainte τ tend vers un palier.
- ✓ Ce comportement est similaire à celui d'un échantillon normalement consolidé.

Les caractéristiques mécaniques des mélanges tuf - bentonite s'obtient en traçant les droites de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisses les contraintes verticales (σ_i) et en ordonnées les contraintes de cisaillements maximales (τ_{max}), (figure 3.19).

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottement ϕ_{uu} des mélanges tuf-bentonite, d'une part, d'autre part, les cohésions C_{uu} s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées. Les résultats sont résumés dans le tableau 3.3. Les valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion sont obtenues analytiquement d'après la loi de coulomb :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad 3.6$$

D'après la figure 3 :19, on remarque que la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) augmente linéairement avec les contraintes normales.

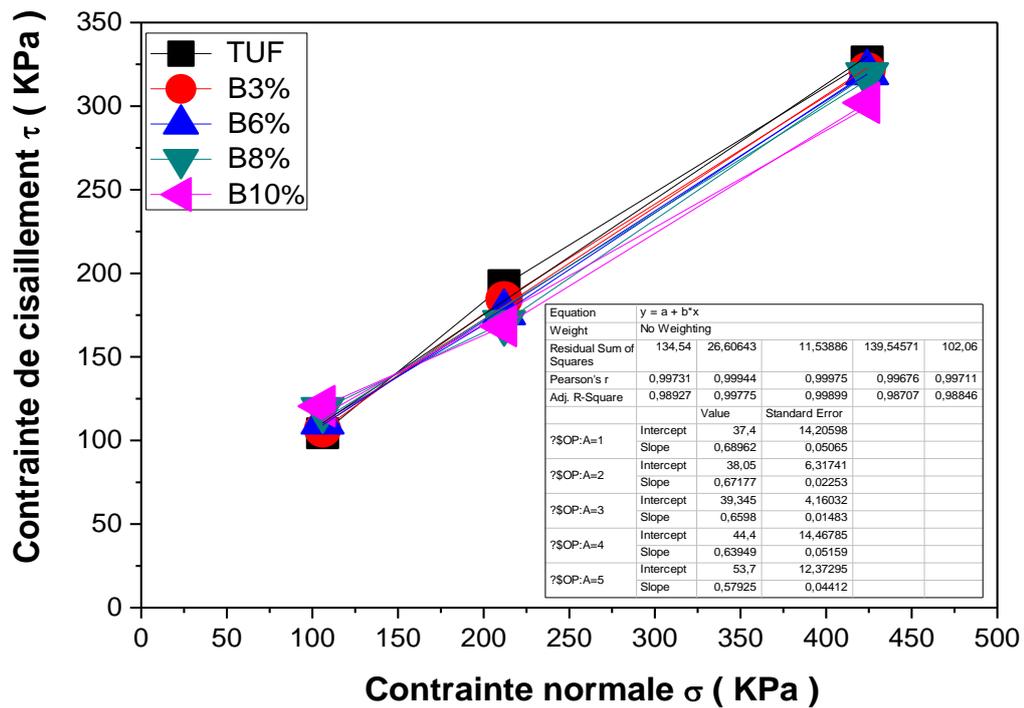


Figure 3:19: courbes intrinsèques des mélanges tuf – bentonite

Tableau 3:3 Caractéristiques mécaniques des mélanges (B3%, B6%, B8% et B10%).

Les mélanges	Tuf	B3%	B6%	B8%	B10%
Cohésion C_{UU} (KPa)	37,4	38,05	39,35	44,4	53,70
Angle de frottement φ_{UU} (Degré)	35°	34°	33°	32°	30°

Les variations de la cohésion apparente et de l'angle de frottement apparent des mélanges bentonite-tuf en fonction du pourcentage de bentonite sont présentées graphiquement sur les figures 3 :20 et 3 :21, respectivement.

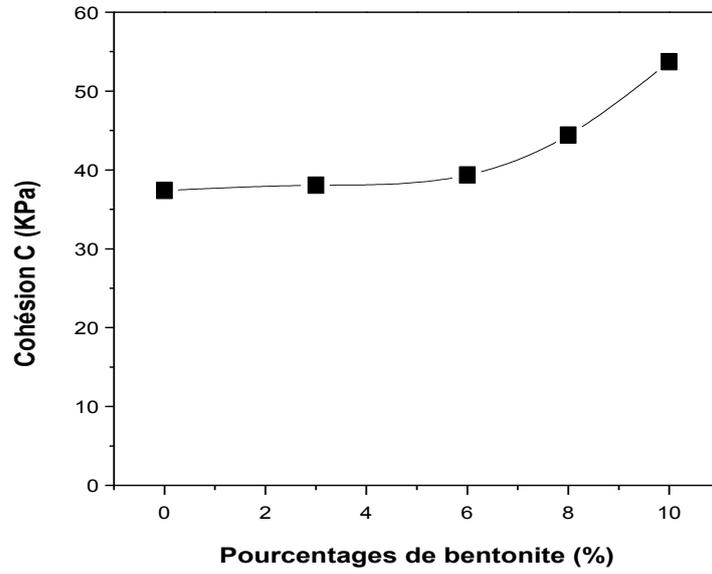


Figure 3:20: Variation de la cohésion des mélanges tuf – bentonite en fonction du pourcentage de bentonite

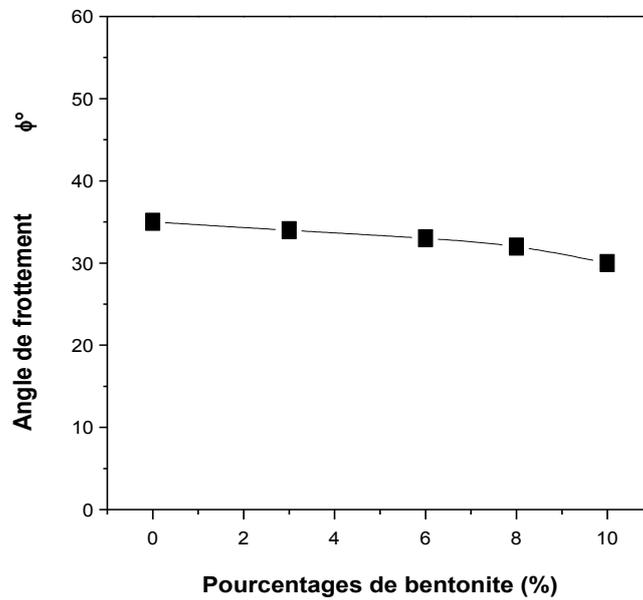


Figure 3:21: Variation de l'angle de frottement des mélanges tuf – bentonite fonction du pourcentage de bentonite

L'angle de frottement des mélanges diminue avec le pourcentage de bentonite additionné, par contre la cohésion augmente. La diminution continue de l'angle de frottement s'explique par la décroissance de la fraction sableuse (génératrice de frottement) ainsi que par l'augmentation de la quantité d'eau qui réduit les frottements.

3.3.2 Essai de compression non confinée (R_c)

3.3.2.1 Principe :

La résistance à la compression de $R_c \geq 200$ kPa est requise dans la conception des barrières ouvragées par différentes littératures dans le monde entier [59]. Si le sol est lentement drainé, un essai de compression (triaxial) non drainé peut être entrepris sans utiliser de membrane environnante ou de pression de confinement si le chargement est appliqué rapidement[61]. Cet essai est rapide, simple et peu coûteux.

La résistance à la compression non confinée a été déterminée selon la méthode d'essai standard NF pour la résistance à la compression non confinée du sol (NF P 98-230-2, 1993). Pour la préparation des échantillons, la méthode de compactage et les solutions de saturations sont considérées comme les mêmes méthodes de mesure de la perméabilité et de la résistance au cisaillement, avec les mêmes caractéristiques, dans un moule de diamètre 50 mm et un et une hauteur de 100mm (Figure 3 :22). Cet essai a été adapté aussi aux matériaux sahariens algériens pour leur exploitation en techniques routières par [62] Fenzy (1966).

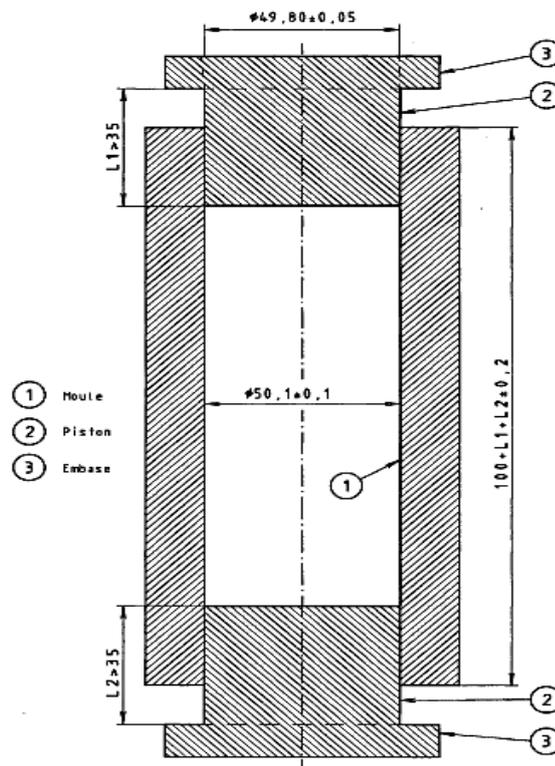


Figure 3:22: Schéma des moules de compactage utilisés pour éprouvette de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur.

L'essai consiste à écraser l'échantillon sous les conditions suivantes :

Échantillon préparé à l'aide du compactage statique à double piston à une vitesse de 1,27mm/min ;

L'échantillon est mis dans la presse (sans confinement), c.-à-d., $\sigma_3 = 0$, d'où, la contrainte déviatorique (q) (force axiale) sera égale à σ_1 ($q = \sigma_1$);

Cisaillement de l'échantillon à une vitesse de 1,27 mm/min ;

Détermination de la valeur de la résistance maximale (σ_1) à partir de la courbe de variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales.



Figure 3:23 : Photos d'échantillons de mélange B8% testés par un essai de résistance à la compression non confinée.

3.3.2.2 Résultats et discussion

Les courbes contrainte-déformation des différents mélanges en fonction de l'âge (7, 14 et 28 jours) de durcissement sont présentées dans les figures 3:24,3:25 ,3:26. On constate l'accroissement de la contrainte axiale qui se traduit par des pics de résistance dans le plan $[\epsilon_1-F]$, suivis de chutes brusques du déviateur. Ceci traduit le plan glissement plan sur plan le long de la discontinuité. Ces résultats montrent que la résistance à la compression croît d'une manière rapide au jeune âge (à 7 jours), ceci s'explique par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage rapide des zones de surface avec l'augmentation de succion dans les échantillons au cours de durcissement.

En général, les mélanges présentent une résistance à la compression non confinée maximale à 14 jours, dont 90% de leurs résistances sont obtenues en 7 jours de durcissement. La valeur en 28 jours est d'environ 2.25 MPa et 2.47 MPa pour le mélange B8% et B10%, respectivement.

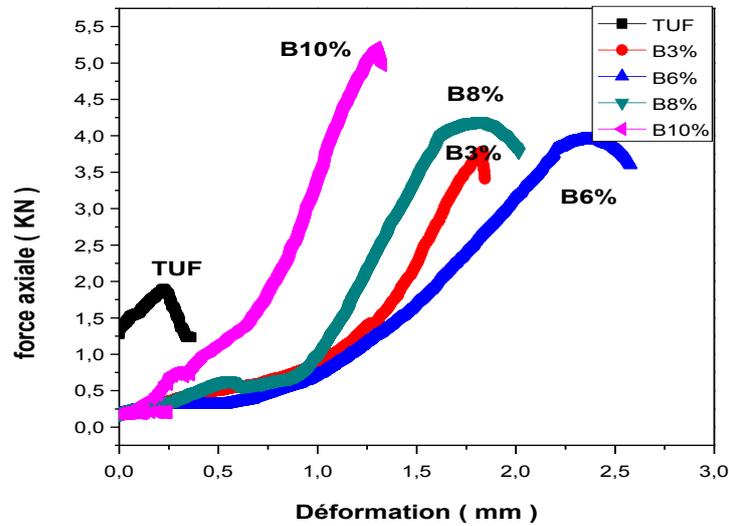


Figure 3:24: Résultats de compression non confinée des mélanges pour 7 jours.

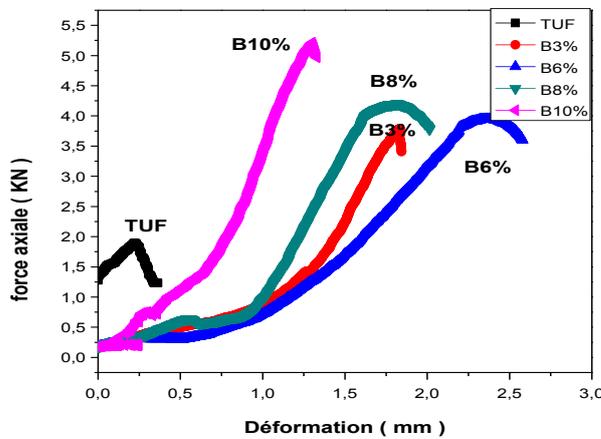


Figure 3:25: résultats de compression non confinée des mélanges pour 14 jours

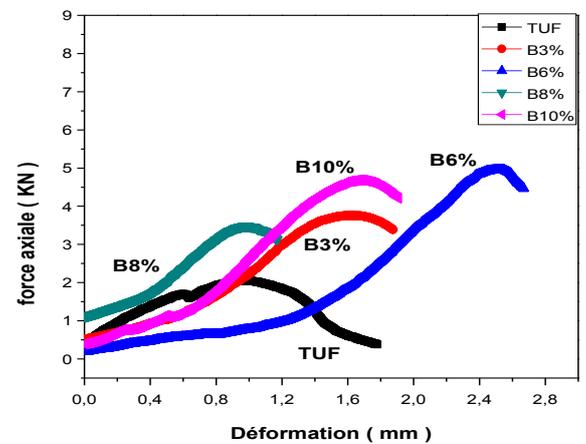


Figure 3:26: résultats de compression non confinée des mélanges pour 28 jours

D'après la figure 3 :27 on remarque que la résistance à la compression des mélanges augmente avec le pourcentage de bentonite. Le mélange B10% donne une résistante maximale que celle les autres mélanges à l'âge de 28j. À titre indicatif, on remarque à l'âge de 28 j que les mélanges B10% et B8%, acquièrent une résistance à la compression maximale de l'ordre de 2,4 MPa correspondant à un gain de 150% par rapport au tuf brut.

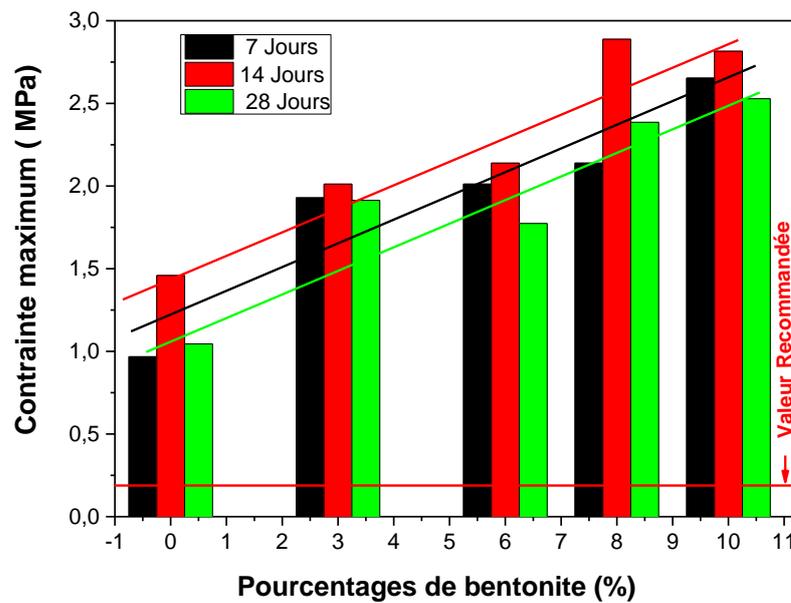


Figure 3:27: Contrainte maximal en fonction les pourcentages de bentonite des mélanges

3.4 Conclusion

Une série d'essais de perméabilité à charge variable, de consolidation unidimensionnelle, de résistance au cisaillement et de résistance à la compression non confinée a été réalisée sur différents mélanges de tuf-bentonite préparés à partir de quatre pourcentages de bentonite (B) (3%, 6 %, 8% et 10 %), afin d'étudier l'effet de la teneur en bentonite sur leur comportement de perméabilité, de compressibilité, d'angle de frottement et résistance à la compression à 28j.

Basant sur des résultats et des discussions, on peut remarquer que la perméabilité et la compressibilité sont fortement affectées par la teneur en bentonite dans le mélange tuf-bentonite. La quantité optimale de bentonite pour obtenir une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s, qui est une exigence de conception des barrières passives, a été trouvée à 10 % de bentonite. Le coefficient de compressibilité augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en bentonite pour tous les mélanges tuf-bentonite.

Concernant le comportement mécanique, les résultats obtenus lors des tests de résistance indiquent que la résistance à la compression non confinée (R_c) et la cohésion apparente augmentent avec l'augmentation de la teneur en bentonite, tandis que l'angle de frottement apparent diminue. Il a montré que la résistance R_c et l'angle de frottement des mélanges tuf-bentonite sont conformes aux valeurs recommandées par littérature ($R_c \geq 200$ kPa ; $\phi_{uu} \approx 3^\circ$).

Enfin, on peut avancer que les mélanges adoptés sont 92tuf-8%bentonite nommé B8% et 90tuf-10%bentonite nommé B10%. Économiquement, puisque la valeur de perméabilité du mélange B8% n'est pas loin du seuil requis pour la conception des barrières passives, on peut le choisir comme un mélange optimal. Ainsi donc, la suite du travail consiste à traiter le mélange B8% par ciment afin d'assurer sa performance hydromécanique à long terme.

4 CHAPITRE 4 COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DU MÉLANGE OPTIMAL TRAITÉ AU CIMENT

4.1 Généralité :

Comme on a mentionné dans le chapitre précédent, l'ajoute de bentonite au tuf a conduit une amélioration, des paramètres géotechniques, significative. Le ciment peut être utilisé en petites quantités comme additif au mélange sol grenu-bentonite compacté pour augmenter la résistance, réduire la conductivité hydraulique, réduire la possibilité de formation de fissures et augmenter la durabilité vis-à-vis l'attaque chimique [49]. Dans ce chapitre, les propriétés hydromécaniques des mélanges tuf-bentonite (TB) et tuf-bentonite-ciment (TBC) sont étudiées et comparées en effectuant des essais de perméabilité, de compressibilité et de résistance au cisaillement.

4.2 Le ciment :

Les produits cimentaires utilisés pour le traitement des sols se présentent sous deux formes : soit, i) des liants hydrauliques routiers (NF P15-108), ; soit, ii) sous forme de ciment (CEM I à V) (NF EN 197-1, 2001). La classification des ciments (CEM I à V) dépend de la proportion de leurs composantes principales. Ces composantes peuvent être : le Clinker, les laitiers de hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice [63].

4.2.1 Ciment utilisé

Le ciment utilisé dans cette étude est un le CRS (M'Sila), nommé Mokaouem Plus (CEM I 42,5 N-SR3). Ce ciment a été choisi pour sa capacité de résister aux agressions chimiques.



Figure 4:1 : Mokaouem NA 442 - CEM I 42,5 N-SR3

Le Ciment CRS (ciment résistant aux sulfates) est constitué de :

- ✓ 95% de clinker, des constituants secondaires (de 0 à 5%) peuvent être incorporés dans ce ciment.
- ✓ Du sulfate de calcium sous forme de gypse est rajouté en tant que régulateur de prise.

4.2.1.1 Propriétés physiques du ciment

Les résultats des propriétés physiques sont représentés dans le tableau (4 :1) (fiche technique).

Tableau 4:1 Résultats des analyses physiques du ciment CRS, (Fiche technique)

Perte au feu en (%)	>1.5
Rrésidus insolubles en (%)	>0.7
Teneur en anhydride sulfurique SO ₃ en (%)	2.00-1.80
Teneur en magnésie MgO en (%)	1.80-1.60
Teneur en chlorures (%)	0.01-0.03

4.2.1.2 Caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment

La compositions chimique du ciment CRS ainsi que sa composition minéralogique sont données respectivement aux tableaux (4:2 et 4:3).

Tableau 4:2 Compositions chimique du ciment CRS

Elément	SiO ₂	AL ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P.F
%	21.33	3.63	4.31		2.29	1.82	0.56	0.09	64.97

Tableau 4:3 Compositions minéralogique du ciment CRS

Minéraux ciment	C ₃ S (%)	C ₂ S (%)	C ₃ A (%)	C ₄ AF (%)
CRS	60.90	15.23	2.33	13.10

4.3 Essais de caractérisation :

Dans la pratique, l'ajout d'une petite quantité du ciment (entre 1 et 5%) au mélange sol grenu-bentonite est suffisant pour répondre aux paramètres de construction, à long terme, des barrières passives. À cet égard, le mélange opté, 8% bentonite–92% tuf, est traité par deux teneurs massiques en ciment, 3% et 5%. Les nouveaux mélanges traités sont préparés de la même manière que celle mentionnée dans le chapitre 2. Les mélanges sont :

- ✓ 1er mélange : 8% bentonite et 92% tuf/ 3% ciment, nommé C3% B8% ;
- ✓ 2ème mélange : 8% bentonite et 92% tuf/5% ciment, nommé C5% B8%.

4.3.1 Essai Proctor Normal :

4.3.1.1 Résultat et discussion :

L'effet du traitement au ciment sur les caractéristiques de compactage à savoir la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale est représenté dans la figure 4 :2

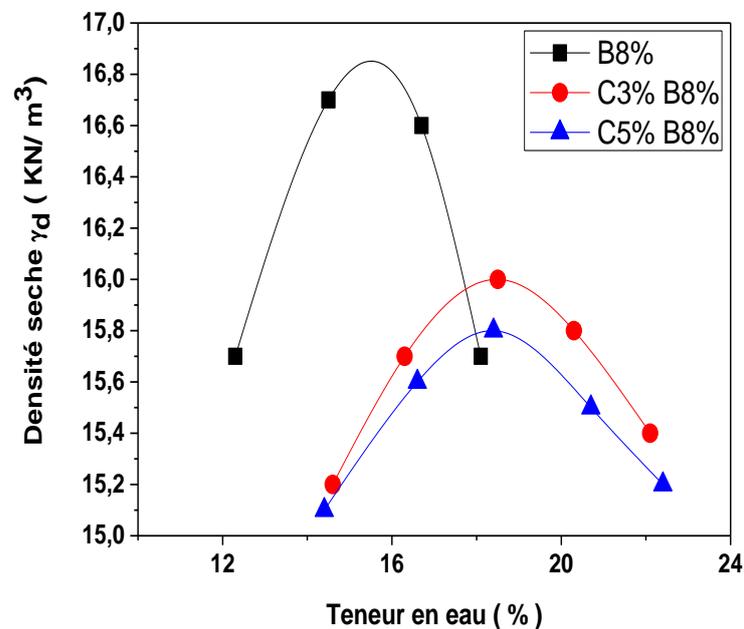


Figure 4:2 : Courbe Proctor Normal des mélanges (B8%, C3% B8% et C5% B8%.)

Les mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% présentent respectivement des teneurs en eau optimales de l'ordre de 15,61%, 18,8% et 19,7% et des densités sèches maximales de l'ordre de 16,85kN/m³, 16 kN/m³ et 15,8 kN/m³.

Les résultats montrent que l'ajout du ciment décale les coordonnées de l'optimum Proctor (teneur en eau optimale w_{opm} et densité sèche maximale γ_{dopm}) vers la droite, en augmentant la teneur en eau optimale et en réduisant la densité sèche maximale. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules des mélanges traités par les grains fins du ciment additionné, et la diminution de la densité sèche maximum est due au faible poids volumique du ciment.

4.3.2 Limites d'Atterberg :

4.3.2.1 Résultats et discussion :

Les résultats des limites de liquidité sont présentés dans les figures suivantes :

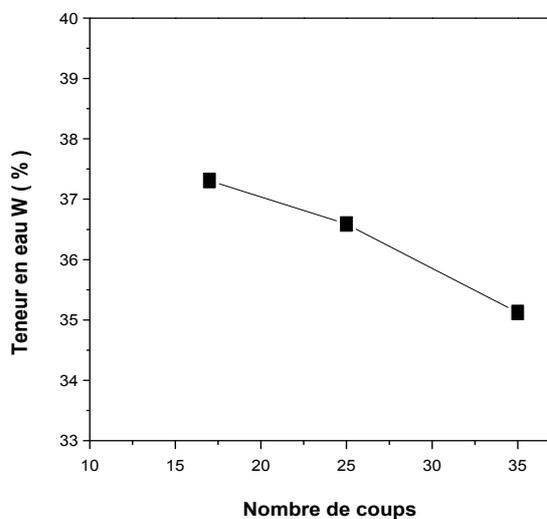


Figure 4:3: Limite de liquidité (WL%) de mélange C5% B8%.

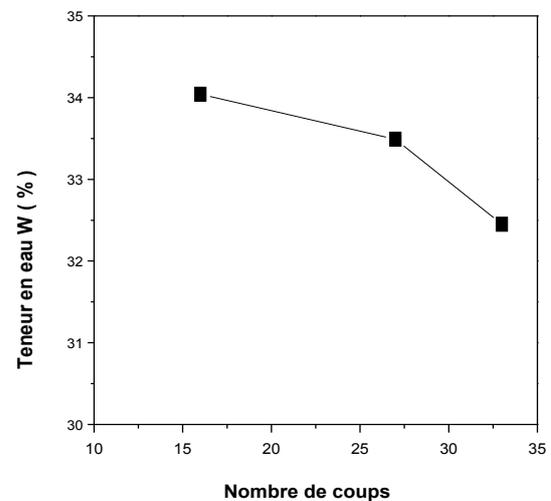


Figure 4:4: Limite de liquidité (WL%) de mélange C3% B8%.

Les résultats des limites de consistance sont illustrés dans le tableau.4:4. suivant. D'après les résultats obtenus (figure4:3 et 4:4), on constate que, les limites de consistance des différents mélanges diminuent avec l'augmentation du dosage en ciment ajouté. Les limites de liquidité des mélanges chutent de 46 à 34 % pour des pourcentages de ciment variant de 3% et 5 %.

Tableau 4:4 Limites de consistance des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8%.

Mélanges	w_L (%)	w_P (%)	I_p
8% B +92% T	46.35	28.56	18.08
3% C +8% B +92% T	36,52	24,29	12,23
5% C +8% B +92% T	34,00	22,35	11,49

En général, l'ajout du ciment au mélange B8% a conduit à une diminution des limites de consistance. Ceci s'explique par les ions de calcium libérés lors des premières réactions d'hydratation du ciment et de l'échange de cations qui entraînent une réduction de la plasticité du mélange stabilisé par ciment [64].

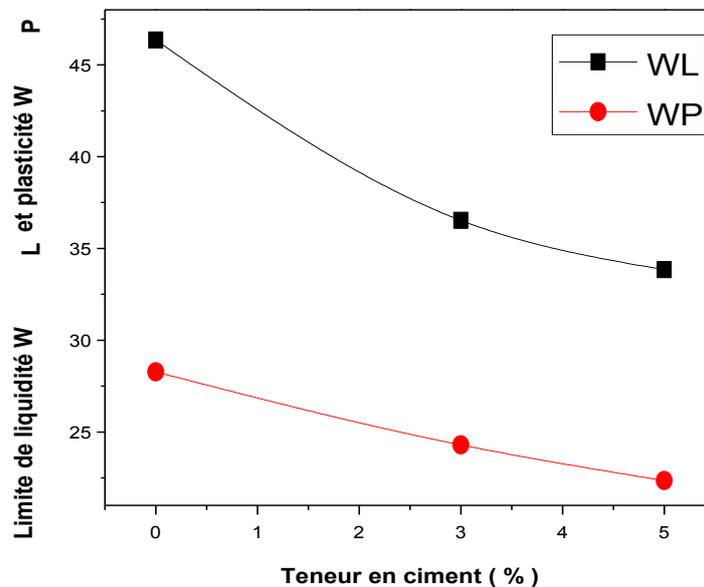


Figure 4:5 : Effet de bentonite sur les limites de consistance des mélanges C3% B8% et C5% B8%.

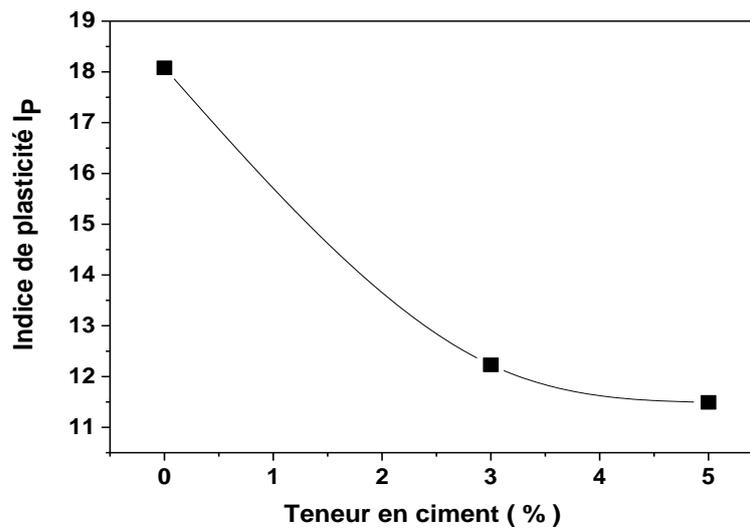


Figure 4:6: Effet du pourcentage de bentonite sur l'indice de plasticité des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8%.

La figure 4 :6 montre que tous les mélanges traités ont une limite de plasticité satisfaisante, $I_p \geq 10$, qui est conforme à celle recommandée pour les barrières passives des CET

4.3.3 Gonflement libre :

4.3.3.1 Résultats et discussion :

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures effectuées pour mesurer le gonflement libre des mélanges non traités sont considérées en gardant les mêmes dimensions (hauteur et diamètre).

Le gonflement libre du mélange traité est présenté dans la figure 4:7 et le tableau 4:5.

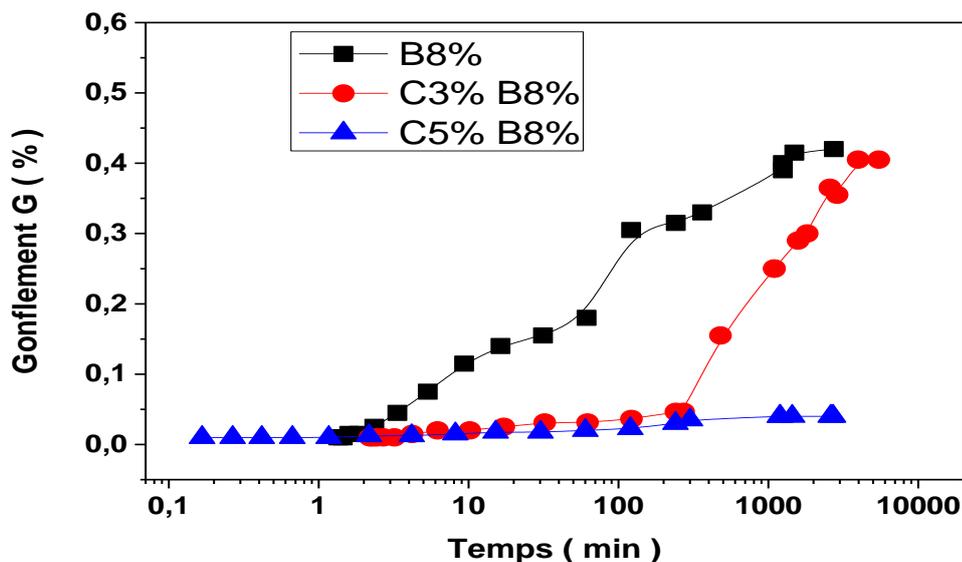


Figure 4:7: Évolution du gonflement libre des mélanges C3% B8% et C5% B8% en fonction du temps.

Les résultats du gonflement libre final des différents mélanges traités au ciment sont indiqués dans le tableau 4:5. D'après ce tableau, on remarque que le gonflement final des mélanges B8% et C3%b8% est presque identique, et la seule différence est le gonflement primaire, dans log temps varie entre 0.1min et 300min. Concernant le mélange C5% B8%, le gonflement libre est négligeable. Ceci s'explique par la réduction marquée des propriétés plastiques des mélanges traités (tableau 4 :5), d'où la diminution du potentiel de gonflement. En général, le traitement au ciment permet de diminuer le gonflement des sols [65]. Cette diminution est favorisée avec l'augmentation du dosage en ciment, et son ampleur dépend de la nature du sol et la teneur en bentonite dans le sol grenu.

Tableau 4:5 Gonflement libre des mélanges B8%,C3% B8% et C5% B8%.

Mélanges	IP	G (%)
8%B + 92%T	18,08	0,42
3%C+8%B+92%T	12,23	0,40
5%C+8%B+92%T	11,49	0,04

4.4 Comportement hydraulique :

4.4.1 Perméabilité à charge variable :

4.4.1.1 Principe :

Généralement, l'ajout du ciment engendre généralement une réduction de la conductivité hydraulique des sols et cette réduction est favorisée par l'augmentation du dosage en ciment et du temps de cure [66] ; Les travaux menés par [51] Bellezza&Fratolocchi (2006) sur 15 types de sol, montrent que la nature des sols joue un rôle important sur l'évolution de la conductivité hydraulique après traitement au ciment. Ils ont ainsi constaté que la conductivité hydraulique des sols à forte proportion en particules argileuses augmente après le traitement au ciment. Tandis que, pour les sols à faible proportion en particules argileuses la conductivité hydraulique peut rester la même ou diminuer après le traitement au ciment.

Par ailleurs [51] Bellezza&Fratolocchi (2006) attribuent la modification de la conductivité hydraulique du sol suite à l'ajout de ciment à : i) la modification de la granulométrie du sol, et ii) la modification de la structure interne du sol suite à la formation de composés cimentaires.

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures effectuées pour mesurer la perméabilité des mélanges non traités sont considérées en gardant les mêmes dimensions (hauteur et diamètre).

4.4.1.2 Résultats et discussion :

La Figure 4:8 montre l'évolution de la perméabilité saturée à charge variable du mélange B8% traité à 3 et 5 % du ciment. La perméabilité des mélanges traités passe de $1,0 \times 10^{-11}$ m/s à $5,5 \times 10^{-12}$ m/s pour des dosages en ciment variant de 3 et 5 %.

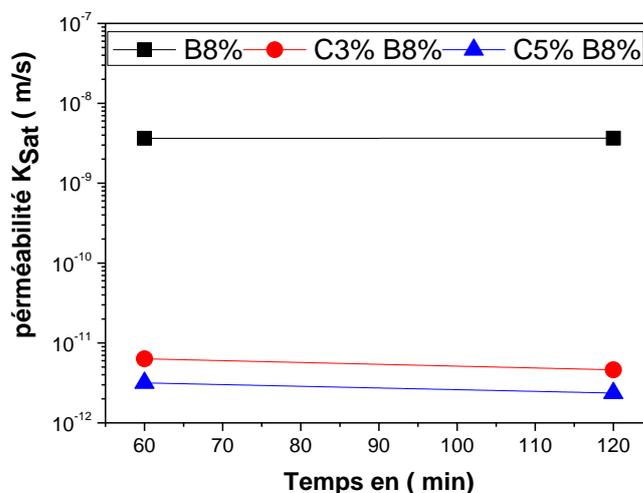


Figure 4:8 : Courbe de perméabilité des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% en fonction du temps

Le tableau 4:6 présente la perméabilité pour chaque mélange traité. On constate que l'ajout de ciment a conduit à une diminution significative de la perméabilité dû à l'augmentation des forces d'attraction entre les grains d'une part ; et d'autre part, à l'augmentation des particules fines. Les forces d'attraction contrôlent principalement le comportement des sols traités au ciment [66]. Cependant, il est donc plausible que le traitement avec ciment peut développer une structure de mélange ferme en raison de la réaction chimique de celle-ci, contrairement aux mélanges non traités, par ciment, qui n'ait pas encore formé une structure de sol ferme (dense).

Tableau 4:6 Les valeurs de perméabilité saturée ($k_{20^{\circ}\text{sat}}$).

Les mélanges	B8%	C3% B8%	C5% B8%
$K_{20^{\circ}\text{sat}}$ (m/s)	$3,65 \times 10^{-9}$	1×10^{-11}	$5,50 \times 10^{-12}$

4.4.2 Essai œdométrique :

4.4.2.1 Principe :

Les essais de consolidation effectués dans cette partie de notre étude ont permis d'estimer la conductivité hydraulique « k_{sat} » pour chaque incrément de chargement (10 KPa - 1600 KPa). Cette méthode indirecte consiste à calculer cette conductivité hydraulique en se basant sur les

coefficients de compressibilité volumique m_v et les coefficients de consolidation C_v de la théorie de Terzaghi.

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures effectuées pour mesurer la compressibilité des mélanges non traités sont considérées en gardant les mêmes dimensions (hauteur et diamètre).

4.4.2.2 Résultats et discussion :

Les courbes de compressibilité des mélanges traités sont représentées graphiquement sur la Figure 4:9. On constate, d'après cette figure, que l'indice des vides est pratiquement constant pour des pressions verticales inférieures à 100 kPa ; au-delà de cette contrainte, l'indice des vides diminue. On remarque que l'indice des vides initial croît avec le dosage en ciment additionné (> 3%). Il passe de 0,57 à 0,75 pour les dosages en ciment de 3% à 5%, respectivement.

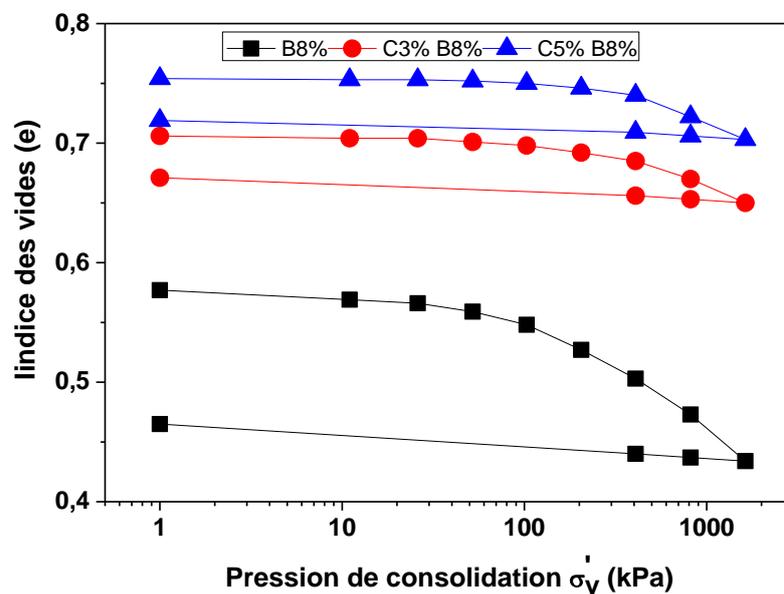


Figure 4:9 : Courbes de compressibilité œdométriques des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8%.

4.4.2.2.1 Variation des coefficients de compressibilité et de la contrainte de pré-consolidation (σ_P)

Les variations des coefficients de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s) en fonction de dosage en ciment ajouté au mélange B8% sont représentées graphiquement sur la figure 4:10. Une amélioration peut être observée sur les propriétés de compressibilité et de gonflement des échantillons traités au ciment, qui sont présentés par une courbe relativement plate dans la figure 4:9. Les résultats présentent une réduction considérable des C_c et C_s lorsque le ciment est ajouté au mélange B8%. Selon la classification des sols vis-à-vis de la compressibilité (apprécie à partir du rapport $C_c / 1+e_0$; AFNOR XP P 94-090-1), les mélanges traités sont classés comme un sol peu compressible ($0,015 < (C_c / 1+e_0) = 0,036 < 0,052$). Par conséquent, le mélange B8% possédant une compressibilité et un coefficient de gonflement élevés, lorsqu'il est mélangé au ciment a connu une réduction notable de la variation de volume (moyennement compressible à peu compressible), ce qui constitue un comportement mécanique souhaitable en ce qui concerne les barrières passives dans les climats semi-arides et aride. Une large gamme de changements de volume aurait des effets néfastes sur la performance des barrières, en changeant le tissu et donc le paramètre le plus important qui est la conductivité hydraulique, que ce soit à l'état saturé ou non saturé.

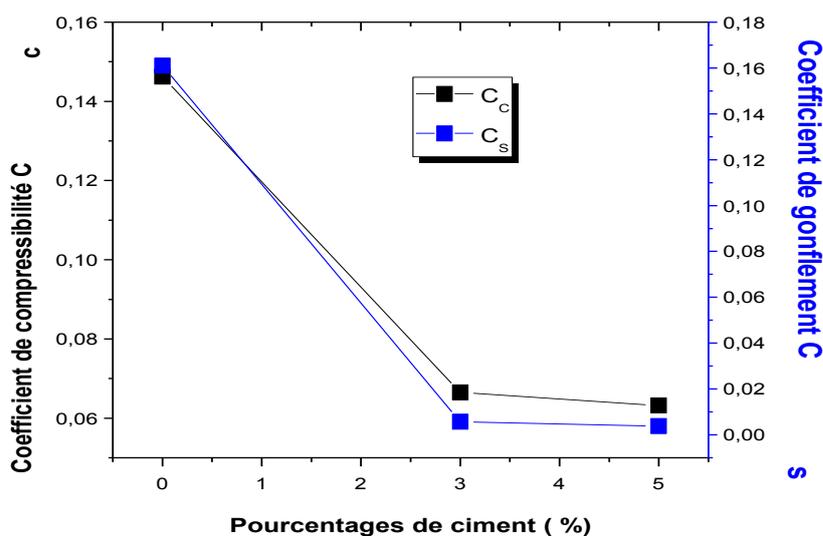


Figure 4:10 : variation des coefficients de compressibilités des mélanges, B8%, C3% B8% et C5% B8% en fonction du dosage en ciment

La pression de préconsolidation σ_p des sols compactés peut être considérée comme un degré de liaison créé par les contraintes de compactage. Plus la préconsolidation est faible, plus le gonflement unidimensionnel attendu est faible (à la saturation).

D'après le tableau 4 :7 les mélanges traités au ciment présentent des contraintes de préconsolidation plus que celle le mélange non traiter.

Tableau 4:7 Coefficients de compressibilités des mélanges C3% B8% et C5% B8%.

Les mélanges	Cc	Cg	σ_p
B8%	0,1462	0,161	2,15
C3% B8%	0,0665	0,0057	3,30
C5% B8%	0,0632	0,0038	3,24

La comparaison du mélange traité au ciment montre que la quantité de 8% de bentonite ajoutée au mélange n'était pas suffisante pour rompre les liaisons cimentaires entre les particules du tuf (par gonflement) et que le mélange C5% B8% présente une faible compressibilité et aucun potentiel de gonflement.

4.4.2.2 Variation du coefficient de consolidation

Les figures (4 :11, 4 :12 et 4 :13) présentent la méthode de Taylor pour la détermination du coefficient de consolidation c_v des différents mélanges.

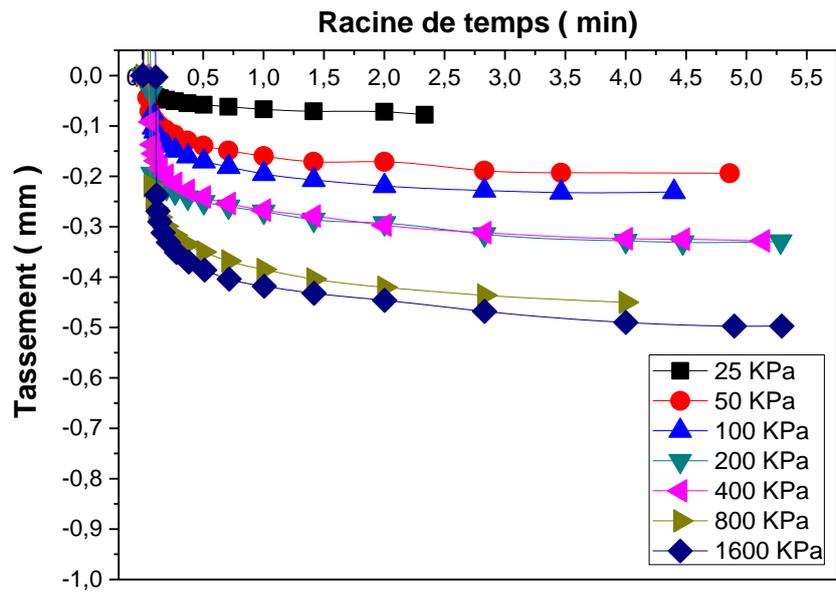


Figure 4.11 : courbe des consolidations du mélange B8% en fonction du temps et du chargement

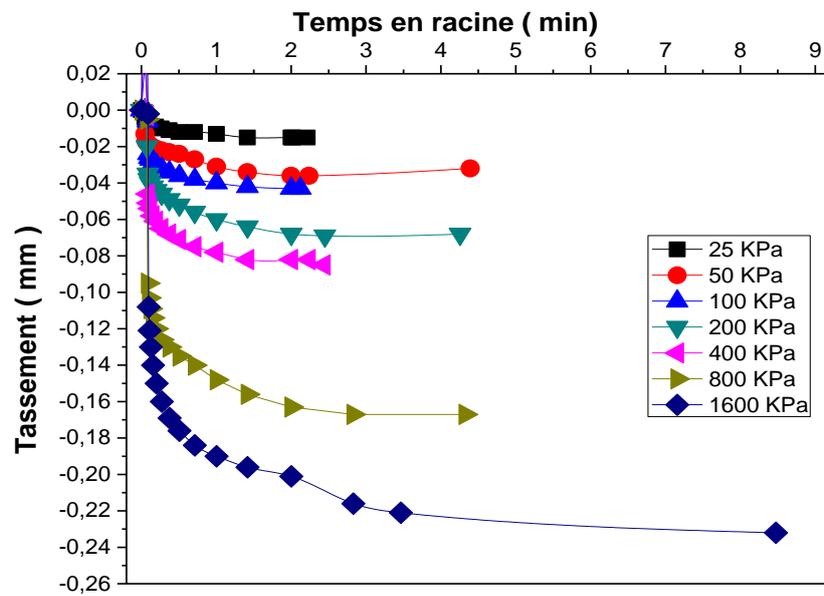


Figure 4.12 : courbe des consolidations du mélange C3%B8% en fonction du temps et du chargement

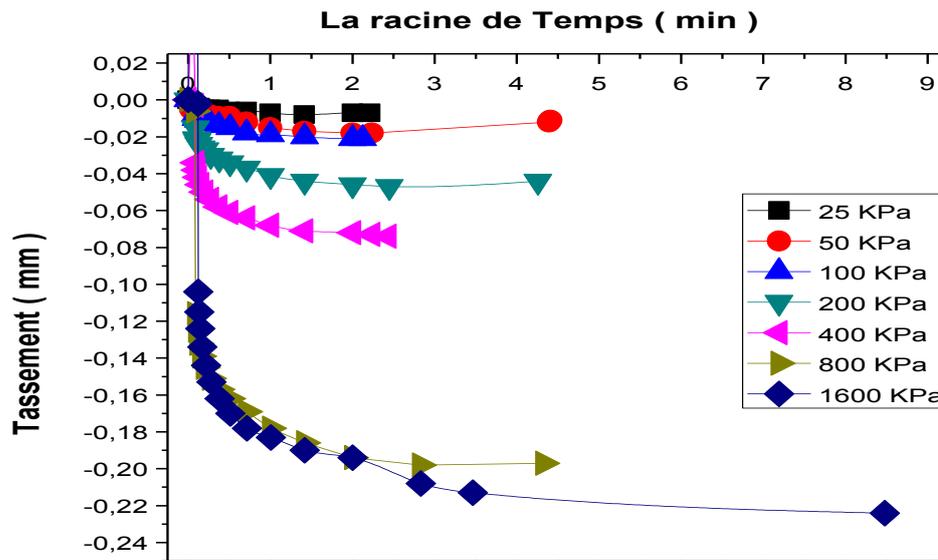


Figure 4:13 : courbe des consolidations du mélange C5% B8% en fonction du temps et du chargement

Les résultats de la variation de coefficients de consolidation des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% en fonction de la pression verticale appliquée sont représentés graphiquement sur la figure 4 :1.

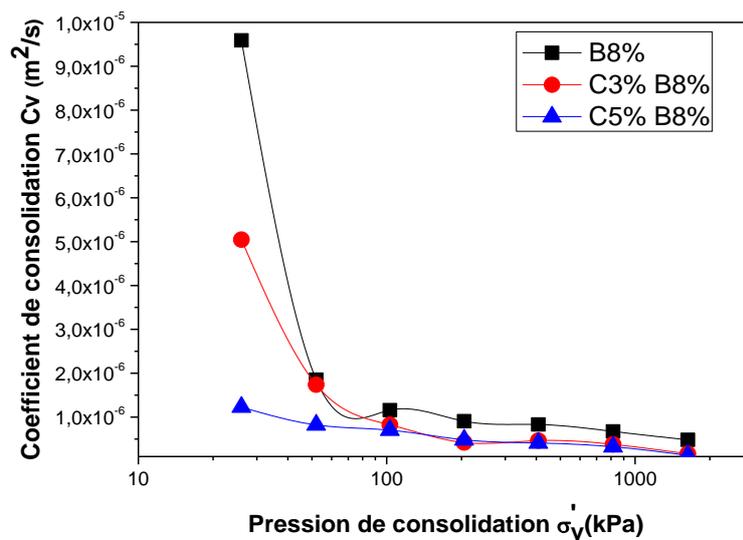


Figure 4:14 : variation des coefficients de consolidation (c_v) des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% en fonction de la pression verticale.

Le coefficient de consolidation (C_v) est inversement proportionnel au dosage en ciment additionné dans le mélange B8%. Pour des pressions verticales inférieures ou égales à 50 kPa, la variation de C_v est appréciable, tandis que pour des contraintes verticales supérieures à 50 kPa, cette variation semble être négligeable (c-à-d, les valeurs de C_v sont presque constantes). Les valeurs de (C_v) pour les mélanges tuf-bentonite sont comprises entre 10^{-6} m²/s et 10^{-7} m²/s, pour des contraintes allant de 10 à 1600kPa. Au-delà la contrainte de 100kPa, les valeurs de C_v de mélange traité et non sont presque identiques.

4.4.2.2.3 Variation de la conductivité hydraulique

Les résultats de la conductivité hydraulique des mélanges tuf-bentonite en fonction des pressions de consolidations appliquées sont présentés graphiquement dans la figure 4 :15.

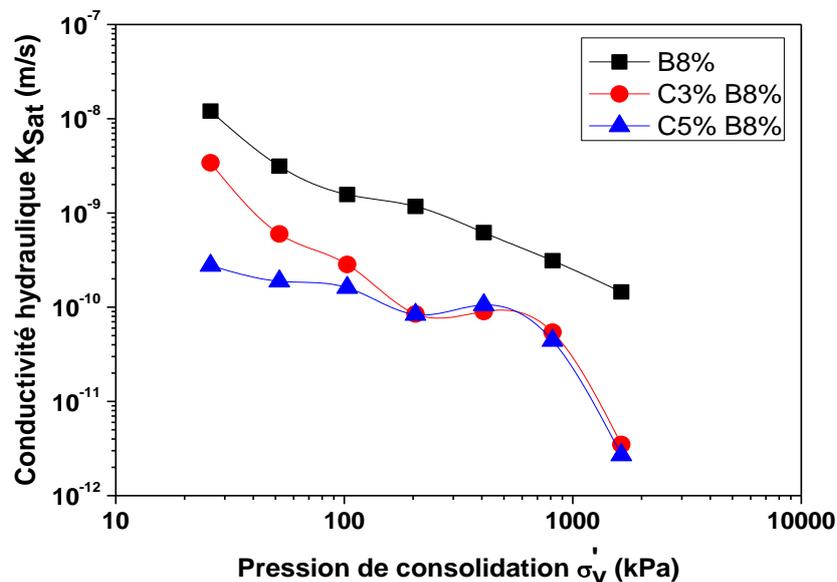


Figure 4:15 : conductivité hydraulique des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% en fonction de la pression verticale appliquée

Les résultats de la conductivité hydraulique ($ksat$) ci-dessus montrent que :

- ✓ La conductivité hydraulique saturée diminue avec l'augmentation de la contrainte appliquée ;

- ✓ Pour une même pression appliquée, la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du dosage en ciment ;
- ✓ Pour le même mélange, la pression appliquée et la conductivité hydraulique sont inversement proportionnelles ;
- ✓ Pour des pressions de consolidations $\geq 200\text{kPa}$, le mélange traité présente une variation semblable de la conductivité hydraulique ;
- ✓ Pour un dosage en ciment de 5 %, la conductivité hydraulique varie de 2×10^{-10} à 1×10^{-12} m/s pour des pressions verticales variant entre 25 à 1600 kPa ;
- ✓ Ces résultats sont similaires à ceux de l'essai à charges variable.

4.5 Comportement mécanique :

4.5.1 Résistance au cisaillement (UU) :

4.5.1.1 Principe :

L'effet principal recherché par l'ajout du ciment est l'amélioration des performances hydromécanique et physicochimique des sols destinés pour les barrières passives. Les résultats issus de nombreuses études ont montré l'amélioration globale des paramètres de résistance au cisaillement, du module d'élasticité ou de la résistance à la traction des sols traités aux ciments [68] Le gain de performance est directement lié à la formation de composés cimentaires, et à leur nature.

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures effectuées pour mesurer la résistance au cisaillement des mélanges non traités sont considérées en gardant les mêmes dimensions (hauteur et diamètre).

4.5.1.2 Résultats et discussion :

Les résultats de l'essai de cisaillement des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8% sont présentés dans les figures suivantes :

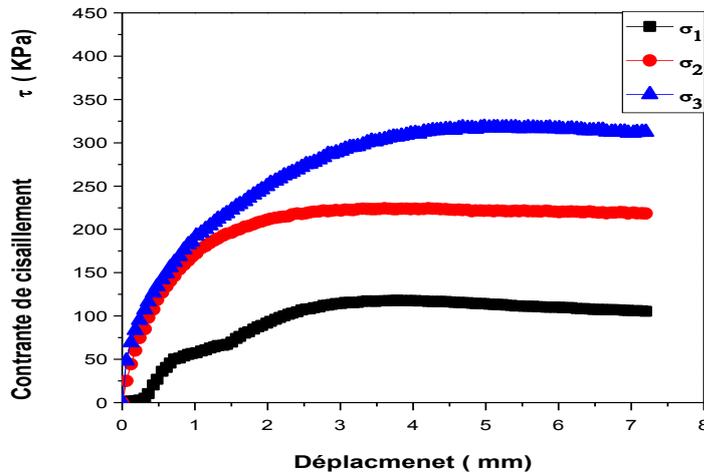


Figure 4:16: courbe de contrainte de cisaillement du mélange B8% en fonction de déplacement latéral en fonction de déplacement latéral

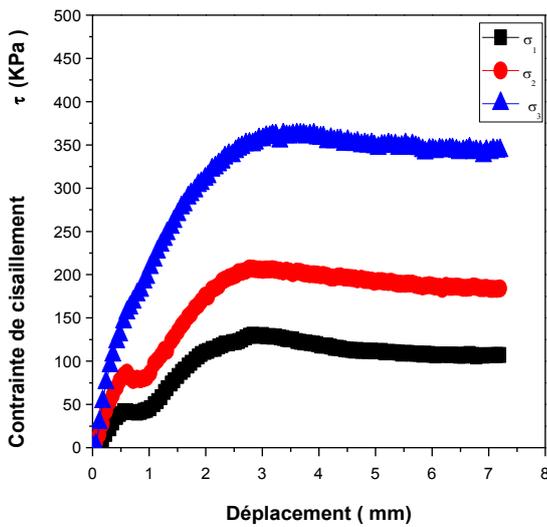


Figure 4:17: courbe de contrainte de cisaillement du mélange C3% B8% en fonction de déplacement latéral

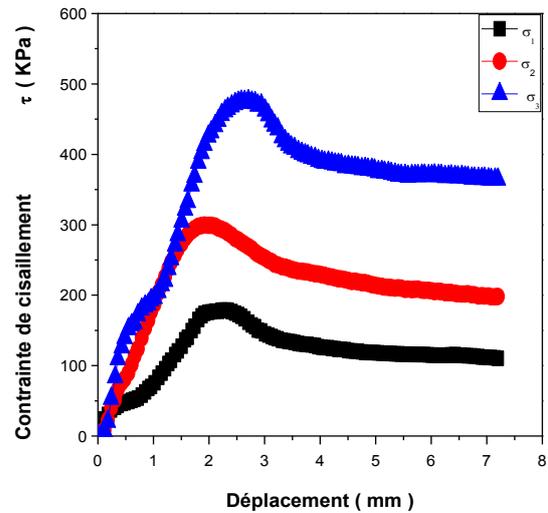


Figure 4:18: courbe de contrainte de cisaillement du mélange C5% B8% en fonction de déplacement latéral

D’après les résultats obtenus dans les courbes contraintes – déformation (figures 4 :16 , 4 :17 et 4 :18), on peut tirer les constatations suivantes :

- ✓ La contrainte de cisaillement augmente avec le dosage en ciment ;

- ✓ La contrainte de cisaillement augmente avec la charge verticale ;
- ✓ Pour chaque contrainte, on observe un pic de résistance qui se produit pour un déplacement varie entre 2 mm et 3mm, suivi d'une chute brusque avec une tendance vers un palier résiduel pour les différentes contraintes de verticales ;
- ✓ Ce comportement est similaire à celui d'un échantillon sur consolidé.

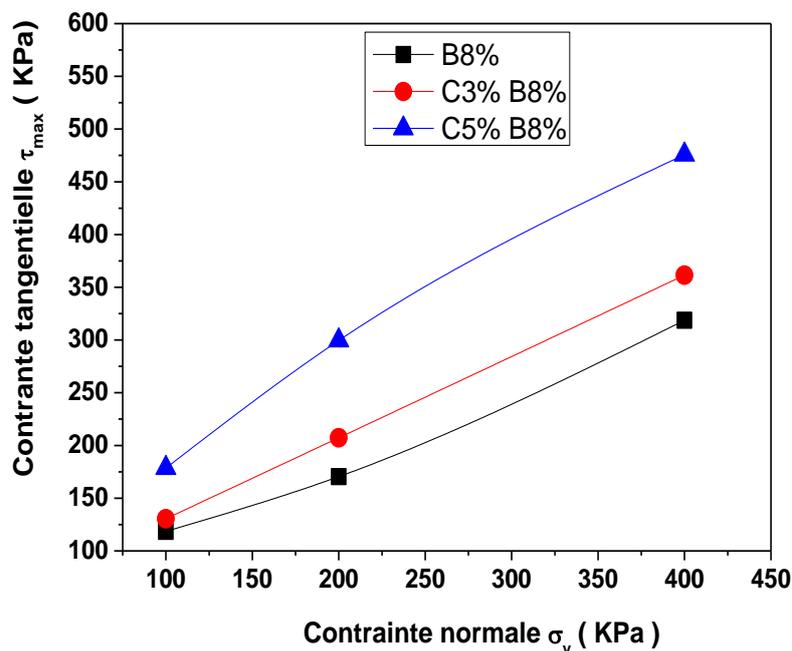


Figure 4:19: courbes intrinsèques des mélanges
tuf – bentonite et ciment

D'après le tableau 4:7, on remarque que l'angle de frottement (φ_{UU}) et la cohésion (C_{uu}) des mélanges traités augmentent avec le dosage en ciment. Cette augmentation est significative pour le mélange traité à 5% de ciment. Ceci s'explique par les liaisons inter grains de cimentation qui ont établi entre les particules de mélange ; ces liaisons ont augmenté par des temps de durcissement plus longs et ont entraîné une augmentation remarquable de la cohésion. Ces liaisons ont été la raison de la résistance des particules au déplacement et d'une force de cisaillement plus élevée était nécessaire à leur défaillance.

La comparaison des mélanges traités au ciment montre que la quantité de 8% de bentonite ajoutée au mélange n'était pas suffisante pour rompre les liaisons cimentaires entre les particules

du tuf (par gonflement) et que le mélange C5% B8% présente une forte résistance que le mélange C3% B8%. Dans les échantillons traités, en raison de la création de réactions chimiques entre le ciment et les particules de mélange, la surface des particules d'argile (qui ont subi ces réactions) a une capacité d'absorption d'eau moindre ; par conséquent, le gonflement des échantillons de particules d'argile lors du cisaillement est moindre que celui des échantillons non traités. En raison de la création de particules plus grossières lors du processus de cimentation [les minéraux argileux changent de nature et de texture en réaction au ciment [69], et ayant une forme moins plate que les particules argileuses existantes dans le mélange non traité, le mélange traité au ciment nécessite moins de déplacement pour l'orientation de leurs particules parallèlement à la direction de cisaillement que le mélange non traité [70].

Tableau 4:8 Caractéristiques mécaniques des mélanges B8%, C3% B8% et C5% B8%

Paramètres	B%	C3% B8%	C5% B8%
Cohésion CUU (kPa)	44,4	53,41	90,54
Angle de frottement φ_{UU} (degré)	32°	38°	44°

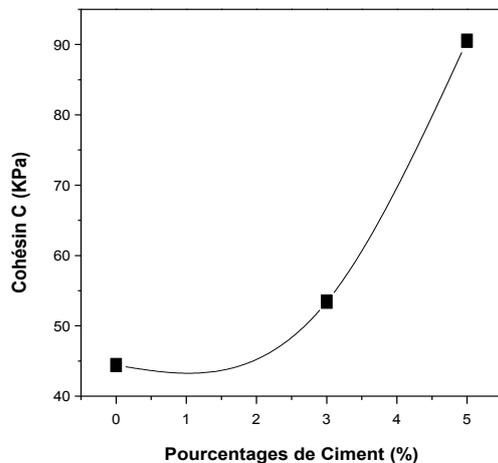


Figure 4:20 : Variation de la cohésion des mélanges tuf – bentonite et ciment en fonction du pourcentage de bentonite

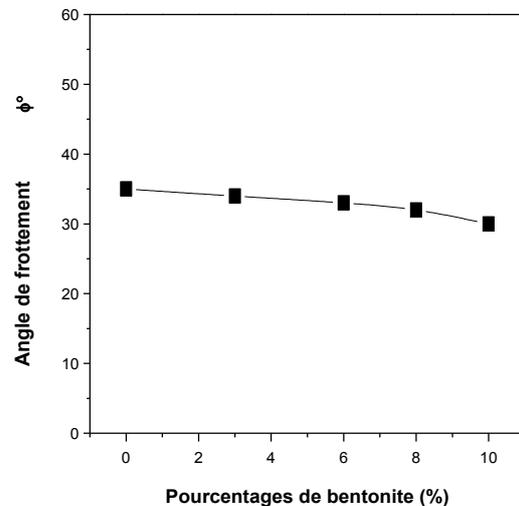


Figure 4:21 : Variation de l'angle de frottement des mélanges tuf – bentonite et ciment fonction du pourcentage de bentonite

4.6 Conclusion :

Les essais de caractérisation hydromécanique réalisés sur le mélange B8% traité au ciment ont permis de signaler les constatations suivantes :

- ✓ Les limite d'atterberg diminuent avec l'augmentation de la teneur en ciment dans le mélange B8%. Tous les échantillons ont présenté une valeur acceptable de l'indice de plasticité, qui est conforme à celle recommandée pour les barrières passives des CET ;
- ✓ La densité sèche maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en ciment dans le mélange B8% ;
- ✓ Le ciment provoque une réduction significative du gonflement libre du mélange B8%, en particulier dans la teneur en ciment 5% (presque 100%) ;
- ✓ La compressibilité du mélange B8% a diminué de 50 % avec l'ajout de 3 et 5 % de ciment. De même, les coefficients de compressibilité des échantillons traités sont inférieurs 55 % à ceux des échantillons de mélange B8% non traité ;

- ✓ Les valeurs de conductivité hydraulique du mélange traité au ciment mesurées par perméamètre à charge variable se sont avérées cohérentes avec celles prédites à partir des données des essais de consolidation ;
- ✓ La détermination de la conductivité hydraulique des échantillons traités au ciment affiche des valeurs inférieures à 1×10^{-9} m/s dans la gamme des basses pressions de consolidation ;
- ✓ Les essais de cisaillement direct à teneur en eau de compactage sur le mélange B8% traité au ciment compacté statiquement ont montré que l'angle de frottement apparent et la cohésion apparente augmentent avec le dosage en ciment. La valeur de l'angle de frottement des mélanges C3% B8% et C5% B8% est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les CET de l'ordre de 30° . De même, la formulation adoptée B8% est satisfaite de cette condition.

Conclusion générale

Une étude sur le comportement hydromécanique du mélange bentonite-tuf destiné à être utilisé comme matériau de barrière passive de CET dans les régions aride et semi-aride, avec et sans ajout de ciment (3% et 5%), a été présentée. Les pourcentages de bentonite utilisés sont 3%, 6%, 8% et 10%. Les conclusions suivantes sont basées sur les résultats et les discussions obtenus à partir des essais de compactage Proctor Normal, de gonflement libre, de limite d'Atterberg, de perméabilité, de consolidation unidimensionnelle, de résistance à la compression non confinée et de cisaillement direct :

Limite de consistance

- ✓ Les limites d'atterberg montrent que tous les mélanges sélectionnés satisfont l'exigence de l'indice de plasticité des barrières passives ($I_p > 10$) ;
- ✓ Les limites d'atterberg du mélange B8% diminuent avec l'augmentation du dosage en ciment ajouté. Le mélange traité au ciment montre une valeur satisfaisante de l'indice de plasticité de $I_p \geq 10$, qui est conforme à celle recommandée pour les barrières passives des CET.

Comportement de compactage

- ✓ Pour tous les mélanges étudiés, la densité sèche maximale diminue avec la teneur en bentonite. De même, pour le mélange B8% traité, la densité sèche maximale diminue à mesure que le dosage en ciment augmente ;
- ✓ La teneur en eau optimale augmente avec la teneur en bentonite. La même constatation vaut pour le mélange B8% traité au ciment.

Comportement de compressibilité et de perméabilité

- ✓ Le gonflement libre des mélanges augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite ;
- ✓ L'indice de vides des mélanges tuf-bentonite augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite. La même constatation vaut pour le mélange B8% traité au ciment ;
- ✓ Le comportement de compressibilité des mélanges a changé de manière significative avec l'augmentation de la teneur en bentonite;
- ✓ Le coefficient de compressibilité augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en bentonite pour tous les mélanges tuf-bentonite et la pente de l'augmentation
- ✓ du coefficient de compressibilité du B10% est environ deux fois plus élevée que le

- ✓ Coefficient de compressibilité du tuf et 1,4 fois plus que le coefficient de compressibilité du B3% ;
- ✓ La perméabilité diminue avec l'augmentation de la pression de consolidation effective dans tout mélange, et elle diminue avec l'augmentation de la teneur en bentonite ;
- ✓ Les mélanges B8% et B10% peuvent répondre aux exigences de la barrière passive en termes de propriété de perméabilité ($K_{sat} \leq 10^{-9} \text{m/s}$);
- ✓ La comparaison du mélange traité au ciment montre que la quantité de 8% de bentonite ajoutée au mélange n'était pas suffisante pour rompre les liaisons cimentaires entre les particules du tuf (par gonflement) et que le mélange C5% B8% présente une faible compressibilité et aucun potentiel de gonflement ;
- ✓ Les valeurs de conductivité hydraulique, du mélange traité au ciment, mesurées par perméamètre à charge variable se sont avérées cohérentes avec celles prédites à partir des données des essais de consolidation. Le mélange traité au ciment est satisfait de l'exigence de la perméabilité pour les barrières passives.

Comportement de résistance

- ✓ La résistance à la compression non confinée des mélanges tuf-bentonite augmente de façon approximativement linéaire avec la teneur en bentonite. Cette résistance R_c est conforme à la valeur recommandée par la littérature ($R_c \geq 200 \text{kPa}$) ;
- ✓ Pour tous les mélanges de cette étude, la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) augmente linéairement avec les contraintes normales ; cependant, la distribution de τ_{max} en ce qui concerne la teneur en bentonite diffère d'une charge à l'autre comme suit : fusion à 100 kPa et moyenne consistante à 200 kPa et 300 kPa ;
- ✓ Pour le mélange B8% traité au ciment, le τ_{max} augmente avec le dosage en ciment et la contrainte appliquée ;
- ✓ L'angle de frottement apparent des mélanges tuf-bentonite diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en bentonite ;
- ✓ La cohésion apparente des mélanges tuf-bentonite augmente de façon quasi linéaire à mesure que la teneur en bentonite augmente ;
- ✓ L'angle de frottement apparent et la cohésion apparente du mélange traité augmentent à mesure que la teneur en ciment augmente ;
- ✓ La valeur de l'angle de frottement des mélanges tuf-bentonite, C3% B8% et C5% B8% est conformes à l'ordre de grandeur recommandé pour les CET, de l'ordre de 30°.

Enfin, on conclut que les formulations à base 10% bentonite-90% tuf (B10%) et 8% bentonite-92% tuf/ 3% ciment (C3%B8%) adoptées répondent parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur et constituent un produit économique à base de matériaux locaux disponibles en abondance pour la conception des barrières des fonds des CET.

Recommandations pour les travaux futurs

L'objectif de cette étude est d'évaluer les caractéristiques hydromécaniques des mélanges tuf-bentonite pour en faire des barrières passives des CET. L'étude de ces caractéristiques, telles que la perméabilité et la résistance, permet de recommander un matériau d'étanchéité ou de barrière rentable pour un sol local. Le ciment semble avoir réduit le potentiel de changement de volume (compressibilité/gonflement) et augmenté la résistance. Toutefois, sur la base des observations et des essais acquis dans le cadre de cette étude, les améliorations suivantes sont recommandées dans le cadre de travaux ultérieures :

- ✓ Étudier la perméabilité des mélanges tuf-bentonite en utilisant d'autres méthodes, telles que la charge permanente en utilisant une cellule triaxiale standard ; et établir une comparaison entre les nouveaux résultats et les résultats présentés dans cette étude :
- ✓ Une solution chimique à haute concentration peut utiliser comme perméant sur la base de recherches antérieures, selon lesquelles le lixiviat est constitué principalement d'ions sodium et chlore. Cependant, différents produits chimiques, de préférence des lixiviats représentatifs de la localité, peuvent être testés à la place, ce qui serait plus réaliste ;
- ✓ Une teneur en ciment légèrement plus élevée peut être envisagée dans une étude future avec des périodes de durcissement plus longues afin de déterminer des conductivités hydrauliques plus faibles dans des conditions de confinement plus faibles également ;

Références

- [1] Devrim Alkaya et A. BarişEsener (2011) Usability of sand-bentonite-cement mixture in the construction of unpermeable layer Département de génie civil, Faculté de génie, Université Pamukkale, Denizli, Turquie.
- [2] (Kraus et al. 1997)
- [3] MATE : Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien. (2005). Guide Algériens pour la conception de C.E.T des déchets ménagers.
- [4] Loÿe, M-D. (2013). Impact sanitaire et environnemental du traitement des déchets. CERES-ERTI, disponible : www.environnement.ens.fr/IMG/.../Exposé%20Déchets%20Loÿe%2024-10-2013.pdf.
- [5] Touze-Foltz, N., Duquennoi, C., et Gaget, E. (2006). Hydraulic and mechanical behavior of GCLs in contact with leachate as part of a composite liner. Geotext. Geomembr, 24 (3): 188–197.
- [6] Demdoun, A., Gueddouda, M. K., Goual, I., et Benabed, B. (2016a). Geotechnical characterization of geomaterial blends with Bentonite of Maghnia for use as landfill liners. Journal of Materials, Processes and Environment, 4(2): 48-54.
- [7] Comité français des Géosynthétiques. (2011). Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiquesbentonitiques en installations de stockage de déchets, 85p
- [8] Sarsby, R. W. (2013). Environmental Geotechnics, 2nd edn. ICE Publishing, Westminster, London, pp 231– 284.
- [9] MATE : Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien, (2013). Guide technique Algériens de la gestion des déchets ménagers
- [10] Abdellah Demdoun, (2019) Comportement hydrique et mécanique d'un mélange de Bentonite -Sable Calcaire -Tuf : Application à la conception des Installations de Stockage des Déchets (ISD). Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Laghouat,
- [11] Agency Environment. (2011). Earthworks in landfill engineering document LFE4. Environment Agency, Bristol.

- [12] Derras, A. (2011). Comportement des barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets. Mémoire de Magister, université de Tlemcen, Algérie.
- [13] Sällfors, G., et Öberg-Högsta, A. L. (2002). Determination of hydraulic conductivity of sand- bentonite mixtures for engineering purposes. *Geotechnical & Geological Engineering*, 20: 65-80
- [14] Gleason, M. H., Daniel, D. E., et Eykholt, G. R. (1997). Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123: 438-445.
- [15] Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*, 2nd edn. Wiley, New York, 437p.
- [16] Praetorius, S., et Schöber, B. (2017). *Bentonite Handbook: Lubrication for Pipe Jacking*. Deutsche Nationalbibliothek, 213p.
- [17] Jasmund, K., et Lagaly, G. (Hrsg). (1993). *Tonminerale und Tone*. Darmstadt, Steinkopff.
- Jaynes, D. B. (1990). Temperature variations effect on field-measured infiltration. *SoilSci Soc Am J*, 54: 305– 312
- [18] Holtz, R. D., et Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique* (Traduit de l'anglais par J. Lafleur). Éditions de l'École Polytechnique de Montréal : 794p.
- [19] Chalermyanont, T., et Arrykul, S. (2005). Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 27(2): 313-323.
- [20] Kenney, T. C., Van Veen, W. A., Swallow, M. A., et Sungaila, M. A. (1992). Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixture. *Can. Geotech. J*, 29: 364–374.
- [21] (Après Das 2013).
- [22] Watanabe D, et al. (2011) Ethanol fermentation driven by elevated expression of the G1 cyclin gene CLN3 in sake yeast. *J BiosciBioeng* 112(6):577-82
- [23] Faan et al. (20014)
- [24] Komine, H., et Ogata, N. (2003). New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. *Can. Geotech. J*, 40: 460-475.
- [25] Gôkalp et al., 2011).

[26] Wong et Haug (1991)

[27] Sarsby, R. W. (2013). Environmental Geotechnics, 2nd edn. ICE Publishing, Westminster, London, pp 231– 284.

[28] (Abeelee 1986),

[29] Low, P. F. (1961). Physical chemistry of clay-water interactions. *Advan. Agron.* 13: 269-327

[30] Chapuis, R. P. (1990). Sand-Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J.*, 27:47–57.

[31] Komine, H. (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfills. *Applied Clay Science*, 26 (1–4): 13–19.

[32] Cho, W. J., Lee, J. O., et Kang, C. H. (2000). Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. *Annals of Nuclear Energy*, 27(14) : 1271-1284.

[34] Studds et al. (1998)

[35] Alston et al., 1997).

[36] (Das 1983),

[37] (Wasti et Alyanak 1968).

[38] Koerner, R. M., et Daniel, D. E. (1997). Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps. American Society of Civil Engineers.

[3] [b. l. d'appolonia](#), (19809) structure and importance of nonstarchy polysaccharides of wheat flour₁.

[40] Elkady et al. (2014)

[41] Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., et Stalin, V. K. (2000). Hydraulic conductivity of bentonite sand mixtures. *Can. Geotech. J.*, 37: 406–413.

- [42] Shafiee, A., Tavakoli, H. R., et Jafari, M. K. (2008). Undrained behavior of compacted sand-clay mixtures under monotonic loading paths,” *Journal of Applied Sciences*, 8(18):3108–3118.
- [43] Wood, D. M., et Kumar, G. V. (2000). Experimental observations of behaviour of heterogeneous soils. *Mechanics of Cohesive- Frictional Materials*,5(5): 373–398
- [44] Gaillabaud et Cinot (1982)
- [45] (Bultel, 2001)
- [46] (ANRH, 2003).
- [47] Won-Jin Cho ,Jae-Owan Lee et Chul-Hyung Kang (2002) CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE DU MÉLANGE SOL-BENTONITE COMPACTÉ POUR UN MATÉRIAU DE GARNITURE DANS LES INSTALLATIONS DE REMPLISSAGE Recherche en génie de l'environnement 2002; 7 (3): 121-127. DOI: <https://doi.org/10.4491/eer.2002.7.3.121>
- [48] Iravanian, HuriyeBilsel (2014) ,Strength Characterization of Sand-Bentonite Mixtures and the Effect of Cement Additive, Article in Marine Georesources and Geotechnology · December 2014, See discussions,stats,andauthorprofiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/277951254>
- [49] [Nilo CesarConsoli](#), [Marcel Antonio Arcari Bassani](#), [Lucas Festugato](#),(2013)Effet du renforcement des fibres sur la résistance des sols cimentés, [Géotextiles et géomembranes](#) 28 (4): 344-351 DOI: [10.1016/j.geotexmem.2010.01.005](https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.01.005)
- [50] Adaska (1985)
- [51] [E. Fratlocchi](#), [Ivo Bellezza](#),(2006)Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil–cement mixtures, January 2006,[Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement](#) 10(2):77-90 DOI: [10.1680/grim.2006.10.2.77](https://doi.org/10.1680/grim.2006.10.2.77)
- [52] Philipponnat, G., et Hubert, B. (1997). Fondations et Ouvrages en Terre. Editeur Eyrolles
- [53] Tran N. L. (1981). Utilisation de l’essai au bleu de méthylène en terrassements routiers. Bulletin de Liaison. Labo.P. et Ch. 111. pp 5-16

- [54] Chapuis, R. P. (1990). Sand-Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J.*, 27:47–57.
- [55] Parker and al. 1993)
- [56] (Thériault, 2000)
- [57] (Claude Mieussens, 2003).
- [58] Lamara, M., Gueddouda, M. K., et Benabed. B. (2006). Physical and chemical stabilization of expansive soil. *Revue Francais de Géotechnique*, (115):25-35.
- [59] Güney, Y., Koparal, S., et Aydilek, A. H. (2008). Sepiolite as an alternative liner material in municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (8): 1166– 1180.
- [60] Sällfors, G., et Öberg-Högsta, A. L. (2002). Determination of hydraulic conductivity of sand- bentonite mixtures for engineering purposes. *Geotechnical & Geological Engineering*, 20: 65-80
- [61] Sarsby, R. W. (2013). *Environmental Geotechnics*, 2nd edn. ICE Publishing, Westminster, London, pp 231– 284.
- [62] Fenzy, E. (1966). Particularité de la technique routière au Sahara. *Revue générale des routes et aérodromes*, 411: 57-71.
- [63] AbdelwadoudMehenni. *Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités*. Autre. Université de Lorraine, 2015. Français.
- [64] (Azeredo et al., 2007).
- [65] [Amer Ali Al-Rawas](#), [Abdel Wahid Hago](#), [Hilal Al-Sarmi](#),(2005)Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman, [Building and Environment](#) 40(5):681-687,DOI: [10.1016/j.buildenv.2004.08.028](https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.08.028)
- [66] Bahar et al., 2004

[67] [E.I. Stavridakis](#),(2005) Presentation and assessment of clay influence on engineering parameters of cement-treated clayey mixtures

[68] [Kayvan Karimi Askarani](#).[MohammadSiroosPakbaz](#) ,(2016),Drained Shear Strength of Over Consolidated Compacted Soil-Cement, [Journal of Materials in Civil Engineering](#)

[69] (e.g., Sariosseiri et Muhunthan, 2009). Horpibalsak (2012)

[70] (Askarani&Pakbaz 2016)

[71] Laguros, J. G. (1962). Effect of Chemicals on Soil-cement Stabilization. Retrospective Theses and Dissertations, Iowa state university, Paper 2061.

[72] GUEDDOUDA Mohamed Kamel (2011), Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée « sable de dune –bentonite », Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMCEN