

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben Bouali de

Chlef Faculté de Génie Civil et

d'Architecture Département de

Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par

Mohammed MEGROUSSE

Thème :

ÉVALUATION EXPERIMENTALE DES PERFORMANCES MECANIQUES DES SOLS GRANULAIRES AMELIORES, TRAITES OU RENFORCES

Soutenue le --/--/----, devant le jury composé de :

ARAB Ahmed
KRIM Abdellah
NOURI Said
HAZOUT Leila
MAHMOUDI Youcef
BELKHATIR Mostefa
MONKUL Mehmet Murat

Professeur
Professeur
MCA
MCA
MCA
Professeur
Professeur

UHB Chlef
UIK Tiaret
UHB Chlef
U.S.D, Blida 1
UHB Chlef
UHB Chlef
Yedetepe Istanbul Turquie

Président
Examineur
Examineur
Examinatrice
Rapporteur
Co-rapporteur
Invité

Avant-Propos

Ce travail a été réalisé au Laboratoire des Sciences des Matériaux et de l'Environnement, rattaché au département de Génie Civil de l'Université de Chlef, dans le cadre des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Il a également bénéficié d'une collaboration avec le Laboratoire de Mécanique des Sols de la Faculté de Génie Civil de l'Université de Yeditepe à Istanbul, en Turquie, pour les essais de cisaillement cyclique simple, ainsi qu'avec le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) de Chlef, pour les essais de compression non confinée. Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail. Leur soutien, leurs conseils et leur intérêt pour cette recherche ont été d'une grande aide dans sa concrétisation. Plus particulièrement :

À mon directeur de thèse, le Docteur **Mahmoudi Youcef**, maître de conférences classe A à l'Université Hassiba Ben Bouali. Son soutien inestimable, ses orientations avisées et ses conseils précieux ont joué un rôle crucial dans l'aboutissement de ce travail. Je lui exprime ma profonde gratitude et mes vifs remerciements pour l'estime qu'il m'a témoignée.

Au Professeur **Belkhatir Mostefa**, qui a eu l'amabilité d'accepter de co-encadrer cette thèse. Je le remercie pour ses encouragements constants et ses conseils éclairés, particulièrement dans les moments les plus difficiles de ce travail.

À Monsieur **Cherif Taiba Abdellah**, maître de conférences classe A à l'Université de Chlef, pour ses recommandations pertinentes et ses conseils utiles, qui m'ont beaucoup aidé.

Au Professeur **Mehmet Murat Monkul**, qui m'a accueilli chaleureusement dans son laboratoire lors de mes séjours en 2023 et 2024. Je lui suis profondément reconnaissant pour son assistance et ses encouragements, ainsi qu'à **Yunus Emre TÛTÛNCÛ**, doctorant au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'Université de Yeditepe, pour son aide précieuse.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au Pr. **ARAB Ahmed** pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à Monsieur **KRIM Abdellah**, Professeur à l'université de Tiaret, Monsieur **NOURI Said**, Maître de conférences à l'université de Chlef et Madame **HAZOUT Leila**, Maître de conférences à l'université de Blida, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

DÉDICACE

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin d'en vue

Poursuivre des études en Post-gradués en Génie Civil.

Je dédie ce travail de doctorat à ma famille bien-aimée, qui a été un pilier indéfectible de soutien et d'amour tout au long de ce parcours exigeant.

À mes chers amis, sans exception, dont les encouragements et la présence ont été une source constante de motivation.

Une mention spéciale à **Lakhal Abdenmour, Ayyoub Bettaher, Abdelkader Khaldi, Hocine Kouri, Ibrahim Meziane**, et mon oncle **Bouabdellah Kouri** pour leur soutien particulier et leur confiance en moi.

Enfin, à toutes les personnes qui m'ont encouragé et inspiré durant cette aventure doctorale, je vous exprime ma profonde gratitude.

Sommaire

Résumé	I
Abstract	II
الملخص	III
Liste des symboles	IV
Introduction générale	1

CHAPITRE 01

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction.....	4
1.2 Instabilité et leurs facteurs influençant le comportement des sols.....	5
1.2.1 Instabilité des sols	5
1.2.2 Principaux facteurs influençant l'instabilité des sols	5
1.2.2.1 Composition du sol	5
1.2.2.2 Teneur en eau et mouvements de l'eau	5
1.2.2.3 Activités humaines	6
1.2.2.4 Activité sismique	6
1.3 Influence de différentes techniques d'amélioration des sols sur le comportement mécanique	6
1.3.1 Influence du compactage	7
1.3.1.1 Compactage dynamique	8
1.3.1.2 Vibrocompactage	9
1.3.2 Influence de la densité relative	10
1.3.3 Influence de la pression de confinement	10
1.3.4 Influence du rapport de surconsolidation	11
1.4 Influence de différentes techniques de renforcement des sols sur le comportement mécanique	13
1.4.1 Déchets de verre recyclé	13
1.4.2 Influence de Différents types de Fibres	15
1.4.2.1 Influence de certaines fibres naturelles sur la réponse mécanique des sols	16

1.4.2.2 Influence de certain type de fibres synthétique sur la réponse mécanique des sols ..	18
1.4.2.3 Influence de certains types de déchets de fibres sur la réponse mécanique des sols ..	20
1.4.3 Applications des sols renforcés par les fibres	21
1.4.4 Géosynthétiques	23
1.5 Influence de différentes techniques de traitement des sols sur le comportement mécanique	25
1.5.1 Déshydratation	25
1.5.2 Ajout de minéraux	25
1.5.3 Traitement des sols par les polymères	27
1.5.4 Avantages de traitement des sols par les polymères	30
1.6 Influence des caractéristiques granulométrique	30
1.7 Evaluation du potentiel de liquéfaction sous chargement cyclique	38
1.8 Evaluation de la liquéfaction basée sur le principe de l'énergie	42
1.9 Essai de cisaillement simple cyclique sur les sols	44
1.10 Conclusion	45

CHAPITRE 02

PROCEDURE EXPERIMENTALE ET MATERIAUX UTILISES

2.1 Introduction.....	46
2.2 Dispositif expérimental	47
2.2.1 Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande	47
2.2.1.1 But de l'essai	47
2.2.1.2 Principe de l'essai de cisaillement	47
2.2.1.3 Détermination des caractéristiques de résistances des sols	49
2.2.1.4 Reconstitution des échantillons	50
2.2.2 Essai de compression non confinée	53
2.2.2.1 Principe de l'essai	53
2.2.2.2 Préparation des échantillons	54
2.2.3 Appareil de cisaillement direct simple cyclique et procédure expérimentale	56
2.2.3.1 Principe de l'essai	56
2.2.3.2 Objectif et paramètres mesurés	56
2.2.3.3 Programme expérimental	56

2.3 Matériaux utilisés	58
2.3.1 Sol	58
2.3.2 Déchets de verre concassé	60
2.3.3 Fibres de Doum	62
2.3.4 Fibres de sisal	63
2.3.5 Polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc)	64
2.4 Essais de l'angle de repos	66
2.5 Conclusion	67

CHAPITRE 03

AMELIORATION DES PROPRIETES MECANQUES DES SABLES EN UTILISANT DU VERRE RECYCLE COMME RENFORCEMENT

3.1 Introduction.....	68
3.2 Résultats de cisaillement direct.....	69
3.3 Angle de frottement interne et angle de repos	73
3.4 Angles de frottement maximal et résiduel	74
3.5 La Loi de contrainte-dilatance	77
3.6 Conclusion	81

CHAPITRE 04

ANALYSE COMPARATIVE DES PERFORMANCES MECANQUES DES SOLS SABLEUX RENFORCES PAR DES FIBRES NATURELLES TRAITEES ET NON TRAITEES EN INTEGRANT L'EFFET DE LA DISTRIBUTION GRANULOMETRIQUE (PSD)

4.1 Introduction.....	83
4.2 Résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte	84
4.2.1 Sable renforcé avec des fibres de Doum brutes (fibres de Doum non traitées).....	85
4.2.2 Sable renforcé avec des fibres de Doum traitées	89
4.3 Réponse mécanique des mélanges en termes de la résistance au cisaillement maximale	93
4.4 Réponse mécanique des mélanges en termes de l'angle de frottement interne	101
4.5 Déplacement horizontal à l'état de rupture et l'indice de ductilité.....	105
4.6 Analyse de corrélation entre le frottement et la dilatance.....	110
4.7 Caractéristiques mécaniques prédites par rapport aux caractéristiques mesurées Relations	116
4.8 Conclusion	118

CHAPITRE 05

AMELIORATION DES PROPRIETES MECANQUES DU SABLE PAR LA COMBINAISON D'UN POLYMERE STABILISATEUR ET DE FIBRES NATURELLES

5.1 Introduction.....	120
5.2 Résultats des essais en compression non confinée	121
5.2.1 Effet des teneurs en fibres de sisal sur le comportement en compression du sable.....	121
5.2.2 Effet des teneurs en polymère sur le comportement à la compression des mélanges sable-fibre de sisal	124
5.3 Comportements des mélanges en compression non confinée à l'état ultime	129
5.4 Déformation axiale à l'état de résistance maximale et paramètre de ductilité	133
5.5 Énergie de déformation des matériaux étudiés	136
5.6 Comparaison entre les paramètres prédits et mesurés	144
5.7 Modes de rupture du sable renforcé.....	145
5.8 Mécanisme de renforcement	147
5.9 Applications potentielles en ingénierie géotechnique	149
5.10 Conclusion	150

CHAPITRE 06

EFFETS COMBINES DE LA TAILLE DES PARTICULES ET TENEUR EN FIBRES NATURELLES SUR LA LIQUEFACTION DES SABLES VIA DES CRITERES DE RUPTURE CYCLIQUE BASES SUR LA DEFORMATION ET L'ENERGIE DE DISSIPATION

6.1 Introduction.....	152
6.2 Résultats d'essais de cisaillement simple cyclique	153
6.2.1 Sable de Chlef sans incorporation de fibres.....	153
6.2.2 Mélanges sable de Chlef-fibres de sisal.....	158
6.3 Discussion des résultats	165
6.3.1 Influence des fibres de sisal et diamètre moyen sur le comportement cyclique du sable de Chlef.....	165
6.3.2 Influence de la teneur en fibres de sisal et taille moyenne des grains sur le rapport de résistance cyclique	171
6.3.3 Énergie dissipée cumulée normalisée	174
6.4 Comparaison et relation entre la théorie de la déformation du CRR et la théorie basée sur l'énergie du CRR	184
6.5 Relation entre les caractéristiques prédites et mesurées	185

6.6 Conclusion	187
Conclusion générale et perspectives	190
Références bibliographiques	194

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 - Résumé de l'effet de la taille des particules sur le comportement cyclique des sols.....	31
Tableau 2.1 - Propriétés des matériaux testés	60
Tableau 2.2 - Composition chimique du verre concassé.....	62
Tableau 2.3 - Principales propriétés physiques et mécaniques de la fibre testée.....	64
Tableau 2.4 - Propriétés physico-chimiques des PVAc utilisés.....	66
Tableau 4.1 - Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.1)	96
Tableau 4.2 - Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.3)	103
Tableau 4.3 - Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.9)	113
Tableau 5.1 - Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (5.1)	130
Tableau 5.2 - Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (5.6)	138
Tableau 5.3 - Schéma présentant les sept modes de déformation différents avec leurs descriptions.....	146
Tableau 6.1 - Résumé des résultats des essais cycliques de cisaillement direct simple	164
Tableau 6.2 - Coefficients de régression a et b pour les matériaux testés.....	168

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1.1 : Courbes de compactage avec différentes énergies : (a) sol ; (b) CDW ; (c) sol- CDW (Brito Da Silva et al., 2021).	7
Figure 1.2 : Compactage dynamique profond.	8
Figure 1.3 : Courbes charge-tassement de l'essai de charge sur plaque (Feng et al., 2011).	8
Figure 1.4 : Vibrocompactage ou vibroflottation.	9
Figure 1.5 : Influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sables (a)-Sable d'Hostun, (b)-Sable de Chlef Arab et al. (2010).	10
Figure 1.6 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef a-OCR=1, b-OCR=2.Mahmoudi (2017).	11
Figure 1.7 : Influence de rapport de surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'oued Rass (Arab et Belkhatir 2012).	12
Figure 1.8 : Variation du rapport de l'indice de fragilité IB en fonction de l'OCR : (a) série 1 ; et (b) série 2. Mahmoudi et al (2024)	13
Figure 1.9 : (a) Relation entre (φ) et WGP. (b) Relations entre cohésion et WGP (Blayi et al 2020)	14
Figure 1.10 : Variation du γ_{dmax} et de ω_{opt} en fonction de déchets de verre (Cabalar et al 2020)	15
Figure 1.11 : Fibres naturelles : (a) fibres de coco, (b) fibres de jute	15
Figure 1.12 : Fibres synthétiques : (a) fibres de polypropylène (PP), (b) fibres de verre	16
Figure 1.13 : Déchets de fibres : (a) fibres de pneumatiques usagées, (b) déchets/fibres plastiques usagées	16
Figure 1.14 : Effet de pourcentage et de la longueur des fibres de palmier sur la résistance Maximale (Marandi et al., 2008).	17
Figure 1.15 : L'effet de la longueur des fibres sur l'angle de frottement interne. Aqeel Al Adili et al (2013)	17
Figure 1.16 : a) Variations de la cohésion avec la teneur en fibres, b) Variations de l'angle de frottement avec la teneur en fibres. Khatri et al (2015)	18
Figure 1.17 : Variation de la déformation volumétrique et de la contrainte deviatorique en fonction de la déformation axiale pour le sable cimenté non armé et renforcé par de fibres, (Malidarreh et al.2017).	19

Figure 1.18 : Réponse mécanique de l'argile renforcée par des fibres de verres. Sujatha et al. (2020).....	20
Figure 1.19 : Effet de la teneur en fibres de polyester et leurs longueurs sur la résistance à la compression non confinée d'une argile (Kumar et al., 2006).....	20
Figure 1.20 : Contrainte déviatorique–déformation du sol expansif renforcé et du sol non renforcé en conditions non drainées : (a) ESR-2, (b) ESR-3, (c) ESR-4, (d) ESR-5. Yang et al. (2024)....	21
Figure 1.21 : Evolution de la résistance au cisaillement au pic en fonction de la pression de confinement pour le sol renforcé (Hosseinpour et al. 2010).....	23
Figure 1.22 : Variation de l'angle de frottement d'interface (ϕ_r) en fonction de D_{50} . Awdhesh Kumar et Murali (2016)	24
Figure 1.23 : Corrélation entre la masse volumique sèche et la teneur en eau pour le sable éolien de Jeddah (Lopez-Querol et al., 2017)	25
Figure 1.24 : Influence de pourcentages de cendres volantes sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. (Kermatikerman et al. (2018).....	26
Figure 1.25 : La courbe d'énergie d'absorption normalisée du sable traité au polymère avec (a) CF et (b) SF. Bai et al (2019).....	27
Figure 1.26 : contrainte axiale en fonction de déformation axiale des échantillons renforcés par la même fibre. Liu et al (2020)	28
Figure 1.27 : Résistance de compression non confinée pendant 7 jours en fonction de la poudre de verre. (Mohammed Ali et al 2022)	29
Figure 1.28 : Effet de la teneur en fibres de sisal sur les courbes contraintes- déplacements ; Angle de frottement interne (sous une contrainte axiale verticale de 200 kPa) de différents teneurs en polymère. Hao et al. (2023)	29
Figure 1.29 : Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de Ai) ($D_{max} = 4.0\text{mm}$, $D_{min} = 0.0016\text{mm}$, $0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.0\text{mm}$, $D_r = 25\%$, $P' = 100\text{kPa}$, PS).	
(a) : Evolution de déviateur de contrainte	
(b) : Evolution de la surpression interstitielle	
(c) : Chemin de contrainte dans le plan (p' , q) (Hazout 2017)	33
Figure 1.30 : Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de Bi) ($D_{max} = 2.5\text{mm}$, $D_{min} = 0.0016\text{mm}$, $0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.0\text{mm}$, $D_r = 25\%$, $P' = 100\text{kPa}$, PS)	
(a) : Evolution de déviateur de contrainte	
(b) : Evolution de la surpression interstitielle	
(c) : Chemin de contrainte dans le plan (p' , q) (Hazout 2017)	34

Figure 1.31: Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de Ci) ($D_{max}=1.6\text{mm}$, $D_{min}=0.0016\text{mm}$, $0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1\text{mm}$, $D_r = 25\%$; $P'_c = 100\text{kPa}$, PS) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de la surpression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan (p' , q) (Hazout 2017)	35
Figure 1.32: Influence de la taille des grains sur la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen (Cherif Taiba 2017)	36
Figure 1.33 : Effet de la forme des grains sur la résistance au cisaillement non drainée (a)- Contrainte en fonction de pression effective ($q-p'$) ; (b)- contrainte en fonction de déformation et (c)- l'état critique dans le plan ($e-p'$). Pour les échantillons « CS, MS, NS ». Keramatikerman et Chegenizadeh (2017).	37
Figure 1.34: Réponse non-drainée du mélange sable-limon ($P'_c=100\text{ kPa}$, $D_r=52\%$), (a)-Evolution de déviateur de contrainte, (b)- Chemin de contrainte dans le plan (p' , q), Cherif Taiba et al.,(2018).	37
Figure 1.35: Relation entre le rapport de contrainte cyclique et le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction à diverses teneurs en fibres et pressions de confinement ($D_r = 40\%$ and $FL = 12\text{ mm}$). Noorzad et al. (2014)).....	39
Figure 1.36: Essais triaxiaux cycliques non drainés pour les mélanges sable-biochar à $CSR=0.20$ et ($D_r=20\%$) (a) $F_{bio}=0\%$; (b) $F_{bio}=4.0\%$; (c) $F_{bio}=5.5\%$ et (d) $F_{bio}=10\%$, Rodrigues et al., (2020).	40
Figure 1.37: Variation de rapport de résistance cyclique (CRR) du sable de Sile 20/30 en fonction de la densité relative (D_r) pour différentes teneurs en fines (FC), Monkul et Kendir (2019).	41
Figure 1.38: Énergie de déformation cumulée dissipée dans les échantillons composés de particules : (a) RF, RM et RC ; (b) SF, SM et SC ; et (c) AF, AM et AC. Lakkimsetti et Latha (2023).	43
Figure 1.39: Énergie de déformation normalisée dissipée dans les échantillons lors du cisaillement cyclique (CSR de 0,175). Lakkimsetti et Latha (2023)	44

CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Appareil de cisaillement utilisé dans cette étude.	47
Figure 2.2 : Les accessoires de la boîte de cisaillement.	48
Figure 2.3 : Plan de la contrainte normale (σ) et tangentielle (τ).	49
Figure 2.4 : La courbe intrinsèque des sols	50
Figure 2.5 : Méthode de pluviométrie à sec, Kwan et al. (2018).....	51
Figure 2.6 : Configuration typique pour un essai de compression non confinée	53

Figure 2.7 : État de contraintes de l'échantillon dans l'appareil de compression non confinée...	53
Figure 2.8 : Schéma de la fabrication des échantillons composites ; (a)- échantillons sans fibres de sisal ; (b)- échantillons avec fibres de sisal	55
Figure 2.9 : L'appareil de cisaillement simple cyclique (système Geocomp-ShearTrac II-DSS)	57
Figure 2.10 : Schéma de l'appareil de cisaillement simple cyclique (système Geocomp-ShearTrac II-DSS)	58
Figure 2.11 : La méthode de déposition de l'échantillon (pluviation à sec)	58
Figure 2.12 : Courbes granulométriques des mélanges de sable de rivière- verre concassé	59
Figure 2.13 : Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en déchets de verre recyclé : (a) $D_{50} = 2.00$ mm ; (b) $D_{50} = 1.00$ mm ; (c) $D_{50} = 0.63$ mm.....	60
Figure 2.14 : Matériaux utilisés dans cette étude : a- Trois catégories de sable de rivière, b- Verre concassé.	61
Figure 2.15 : Fibre de doum utilisée, a- Fibre de doum non traitée ; b- Fibre de doum traitée....	63
Figure 2.16 : Fibre de sisal utilisée ;(a) Plante de sisal ; (b) Fibres de sisal ; (c) Microphotographies de fibres de sisal ; (d) Image SEM de fibres de sisal.....	64
Figure 2.17 : Polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) utilisé dans ce travail de recherche ; (a)- Micro photographie ; (b)- Image MEB. Sameela et al. 2023.....	65
Figure 2.18 : L'angle de repos des mélanges de sable de rivière -CWG.	67

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable-(CWG=0%) ; a- τ vs ΔH , b- ΔV vs ΔH	70
Figure 3.2 : Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable-(CWG=10%) ; c- τ vs ΔH , d- ΔV vs ΔH	70
Figure 3.3 : Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable- (CWG=20%) ; e- τ vs ΔH , f- ΔV vs ΔH	71
Figure 3.4 : Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable- (CWG=30%) ; g- τ vs ΔH , h- ΔV vs ΔH	71
Figure 3.5 : Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=2,00$ mm) ; a- τ vs ΔH , b- ΔV vs ΔH	72
Figure 3.6 : Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=1,00$ mm) ; c- τ vs ΔH , d- ΔV vs ΔH	72
Figure 3.7 : Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=0,63$ mm) ; e- τ vs ΔH , f- ΔV vs ΔH	72
Figure 3.8 : Variation de l'angle de frottement interne des matériaux testés.....	73
Figure 3.9 : Variation de l'angle de repos des matériaux testés : a- ϕ_{rep} vs D_{50} b- ϕ_{rep} vs teneur en CWG.	74
Figure 3.10 : Angle de frottement maximal en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG : a $\sigma_n = 50$ kPa, b $\sigma_n = 200$ kPa, c $\sigma_n = 400$ kPa.....	76

Figure 3.11 : Angle de frottement résiduel en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG : a $\sigma_n = 50$ kPa, b $\sigma_n = 200$ kPa, c $\sigma_n = 400$ kPa.....	77
Figure 3.12 : Angle de dilatance maximal en fonction de l'angle de frottement excessif des mélanges étudiés ; a- $\sigma_n = 50$ kPa, b- $\sigma_n = 200$ kPa, c- $\sigma_n = 400$ kPa.	80
Figure 3.13 : Indice de dilatance de Bolton en fonction du diamètre moyen des grains des mélanges testés.....	80
Figure 3.14 : Angle de frottement excessif prédit par rapport à celui mesuré pour les mélanges examinés : a- $\sigma_n = 50$ kPa, b- $\sigma_n = 200$ kPa, c- $\sigma_n = 400$ kPa.....	80

CHAPITRE 4

Figure 4.1 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=100$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm).	87
Figure 4.2 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=200$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm).	88
Figure 4.3 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=400$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm).	89
Figure 4.4 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=100$ kPa); a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)	92
Figure 4.5 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=200$ kPa); a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)	92
Figure 4.6 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=400$ kPa); a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)	93
Figure 4.7 : Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction de diamètre moyen des particules et de la teneur en fibres de doum ; a- fibres de doum brutes ; b- fibres de doum traitées	96
Figure 4.8 : Comparaison entre la fibre de Doum brute et la fibre de Doum traitée ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa	98
Figure 4.9 : Facteur d'augmentation de la contrainte de cisaillement ($EF \tau_{pic}$) en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa (RS1) ; b- $\sigma_n = 100$ kPa (RS2) ; c- $\sigma_n = 100$ kPa (RS3) ; d- $\sigma_n = 200$ kPa (RS1) ; e- $\sigma_n = 200$ kPa (RS2) ; f- $\sigma_n = 200$ kPa (RS3) ; g- $\sigma_n = 400$ kPa (RS1) ; h- $\sigma_n = 400$ kPa (RS2) ; i- $\sigma_n = 400$ kPa (RS3).....	101
Figure 4.10 : Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de diamètre moyen et de la teneur en fibres de Doum	103
Figure 4.11 : Facteur d'amélioration de l'angle de frottement interne ($EF \phi^\circ$) en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- RS1 ; b- RS2 ; c- RS3	105
Figure 4.12 : Déplacement horizontal à la rupture en fonction de la taille moyenne des grains et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa	107

Figure 4.13 : Ductilité en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa (RS1) ; b- $\sigma_n = 100$ kPa (RS2) ; c- $\sigma_n = 100$ kPa (RS3) ; d- $\sigma_n = 200$ kPa (RS1) ; e- $\sigma_n = 200$ kPa (RS2) ; f- $\sigma_n = 200$ kPa (RS3) ; g- $\sigma_n = 400$ kPa (RS1) ; h- $\sigma_n = 400$ kPa (RS2) ; i- $\sigma_n = 400$ kPa (RS3)	109
Figure 4.14 : Évolution de l'angle de frottement maximal en fonction de la taille moyenne des particules et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa	111
Figure 4.15 : Évolution de l'angle de frottement résiduel en fonction de la taille moyenne des particules et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa	112
Figure 4.16 : Évolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la taille moyenne des grains et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa	114
Figure 4.17 : Angle de frottement excessif en fonction de l'angle de dilatance maximal ; a- Fibre de doum brute (RS1) ; b- Fibre de doum brute ; c- Fibre de doum brute (RS3) ; d- Fibre de doum traitée (RS1) ; e- Fibre de doum traitée (RS2) ; f- Fibre de doum traitée (RS3)	116
Figure 4.18 : Relation entre les propriétés mécaniques prédites et mesurées ; a- Contrainte de cisaillement maximale ; b- Angle de frottement interne ; c- Angle de dilatance maximale	117

CHAPITRE 5

Figure 5.1 : Effet des teneurs en fibres sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS1 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc =9%, (c) PVAc =12%).....	123
Figure 5.2 : Effet des teneurs en fibres sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS3 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc =9%, (c) PVAc =12%.....	124
Figure 5.3 : Effet des teneurs en PVAc sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS1 ; (a) $F_s=0\%$, (b) $F_s=0,2\%$, (c) $F_s=0,4\%$, (d) $F_s=0,6\%$, (e) $F_s=0,8\%$	127
Figure 5.4 : Effet des teneurs en PVAc sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS3 ; (a) $F_s=0\%$, (b) $F_s=0,2\%$, (c) $F_s=0,4\%$, (d) $F_s=0,6\%$, (e) $F_s=0,8\%$	128
Figure 5.5 : Photographies du sable renforcé pendant les essais UCS à différentes déformations axiales (RS3, PVAc=9%, $F_s=0,4\%$) ; (a) $\varepsilon = 0\%$ (état initial), (b) $\varepsilon = 1\%$, (c) $\varepsilon = 2\%$, (d) $\varepsilon = 3\%$, (e) $\varepsilon = 4\%$, (f) $\varepsilon = 5,4\%$ (état final)	129
Figure 5.6 : Résistance au cisaillement en fonction des fibres de sisal et des teneurs en polymère PVAc pour les échantillons testés ; (a) - UCS, (b) - Résistance ultime	132
Figure 5.7 : Facteurs d'amélioration (EF_{UCS} et EF_{qult}) en fonction de F_s ; (a) -PVAc=6%, (b) -PVAc =9%, (c) -PVAc =12%	133
Figure 5.8 : Déformation axiale à l'état de rupture maximale en fonction des fibres de sisal et des teneurs en polymère PVAc pour les échantillons testés ;(a) - RS1, (b) – RS3	135
Figure 5.9 : Ductilité en fonction de la teneur en fibres de sisal pour les matériaux étudiés ; (a) -PVAc=6%, (b) -PVAc =9%, (c) -PVAc =12%.....	136
Figure 5.10 : Énergie de déformation au pic en fonction de la teneur en fibres de sisal et en polymère PVAc pour les échantillons testés	139

Figure 5.11 : Facteur d'amélioration de l'énergie de déformation maximale (EF_{Ep}) en fonction de F_s ; (a) -PVAc=6%, (b) -PVAc =9%, (c) -PVAc =12%.	140
Figure 5.12 : Énergie de déformation normalisée en fonction de la déformation axiale ; RS1 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc =9%, (c) PVAc =12%	142
Figure 5.13 : Énergie de déformation normalisée en fonction de la déformation axiale ; RS3 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc =9%, (c) PVAc =12%	143
Figure 5.14 : Relation entre l'énergie de déformation maximale et les UCS	143
Figure 5.15 : Relation entre les propriétés mécaniques prédites et mesurées ; (a) - UCS ; (b) - E_p	144
Figure 5.16 : Photos des échantillons pour ($D_{50}=0.63\text{mm}$) :	
(a) (PVAc=9%, $F_s=0\%$), (b) (PVAc=6%, $F_s=0.2\%$), (c) (PVAc=9%, $F_s=0.2\%$)	147
Figure 5.17 : Photos des échantillons pour ($D_{50}=2.00\text{mm}$) :	
(a) (PVAc=6%, $F_s=0\%$), (b) (PVAc=6%, $F_s=0.4\%$), (c) (PVAc=9%, $F_s=0.8\%$)	147
Figure 5.18 : Illustration de la microstructure du sable renforcé à différents pourcentages de PVAc	148
Figure 5.19 : Illustration décrivant la microstructure du sable renforcé pour différents pourcentages de fibres de sisal	148

CHAPITRE 6

Figure 6.1 : Résultats des essais CDSS sur sable non renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.2$)	
(a) Réponse cyclique contrainte-déformation (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles	156
Figure 6.2 : Résultats des essais CDSS sur sable non renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.15$)	
(a) Réponse cyclique contrainte-déformation (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles	157
Figure 6.3 : Résultats des essais CDSS sur sable non renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.13$)	
(a) Réponse cyclique contrainte-déformation (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles	158
Figure 6.4 : Résultats des essais CDSS sur du sable renforcé ($F_s=0.2\%$, $CSR=0.13$)	
(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles	162

Figure 6.5 : Résultats des essais CDSS sur du sable renforcé ($F_s=0.4\%$, $CSR=0.13$)

(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles 163

Figure 6.6 : Résultats des essais CDSS sur du sable renforcé ($F_s=0.6\%$, $CSR=0.13$)

(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles 164

Figure 6.7 : Evolution du nombre de cycles en fonction du rapport de contrainte cyclique et teneur en fibres de sisal des sols testés. (a) $D_{50}=1.00$ mm (b) $D_{50}=0.63$ mm 169

Figure 6.8 : Variation du Nombre de cycles en fonction de la teneur en fibres de sisal pour sable propre (a) $CSR = 0,2$; (b) $CSR = 0,15$; et (c) $CSR = 0,13$ 170

Figure 6.9 : Evolution du rapport de contrainte cyclique en fonction du nombre de cycles sous différentes teneurs en fibres de sisal pour les sols testés. (a) $F_s=0\%$ (b) $F_s=0.2\%$ (c) $F_s=0.4\%$ (d) $F_s=0.6\%$ 171

Figure 6.10 : Evolution du rapport de résistance cyclique en fonction de la teneur en fibres de sisal et du diamètre moyen des grains pour les sols testés 173

Figure 6.11 : Effet du F_s sur le facteur d'amélioration, EF_{CRR} pour les sols examinés 174

Figure 6.12 : Evolution de l'énergie dissipée normalisée en fonction du nombre de cycles pour les mélanges testés ($D_{50}=0,63$ mm) (a) $CSR= 0.13$, (b) $CSR= 0.15$, (c) $CSR= 0.2$ 179

Figure 6.13 : Evolution de l'énergie dissipée normalisée en fonction du nombre de cycles pour les mélanges testés ($D_{50}=1,00$ mm) (a) $CSR= 0.13$, (b) $CSR= 0.15$, (c) $CSR= 0.2$ 180

Figure 6.14 : Variation du rapport de pression interstitielle en fonction de l'énergie dissipée normalisée pour les sols testés ($D_{50}=0,63$ mm, $CSR=0,2$).....180

Figure 6.15 : Evolution de l'énergie dissipée normalisée maximale en fonction du rapport de contrainte cyclique et teneur en fibres de sisal. (a) $D_{50}=1,00$ mm (b) $D_{50}=0,63$ mm. 181

Figure 6.16 : Effet de F_s sur le facteur de renforcement EF_{wnmax} (a) $CSR=0,20$ (b) $CSR=0,15$ (c) $CSR=0,13$ 182

Figure 6.17 : $CRR_{energy-based theory}$ vs. Teneur en fibres de sisal et taille moyenne des grains pour les sols testés 183

Figure 6.18 : Effet de F_s sur le facteur d'amélioration, EF_{CRR} pour les sols examinés 184

Figure 6.19: Comparaison et relation entre $EF_{CRR_{energy-based theory}}$ and $EF_{CRR_{strain theory}}$ (a) CRR versus F_s pour $D_{50}=0.63$ mm, (b) CRR versus F_s for $D_{50}=1$ mm, (c) $CRR_{energy-based theory}$ versus $CRR_{strain theory}$ 185

Figure 6.20: Relation entre les paramètres étudiés prédits et mesurés.

(a)Nombre de cycles (b) Énergie dissipée (c) Rapport de résistance cyclique.....187

Résume

Les sols granulaires sont essentiels dans de nombreuses applications géotechniques, telles que les remblais, la construction routière, le support des fondations, etc..., et ce, en raison de leurs disponibilités, de leurs propriétés de drainage (perméabilité) et de leurs capacités portantes. Cependant, les performances mécaniques de ces types des sols s'avèrent souvent insuffisantes dans certaines conditions, telles que les charges élevées, les activités sismiques ou lorsqu'ils sont trouvés à des états lâches correspondants à de faibles densités. Des défis tels qu'une résistance au cisaillement insuffisante, une ductilité limitée et une susceptibilité à la liquéfaction peuvent affecter leurs efficacités dans les projets d'ingénierie. Pour surmonter ces insuffisances, il est crucial d'améliorer leurs résistances et leurs stabilités, en particulier dans des contextes exigeants et nécessitant une durabilité à long terme ou une résistance aux facteurs environnementaux. Cette étude présente des méthodes innovantes pour améliorer les propriétés du sable de Chlef, renforcé par différents matériaux, avec une attention particulière sur l'effet combiné des additifs et des diamètres moyens des grains ($D_{50} = 0,63 \text{ mm}$, $1,00 \text{ mm}$ et $2,00 \text{ mm}$). Les déchets de verre recyclé (CWG), les fibres naturelles de Doum et de sisal et le polymère poly acétate de vinyle (PVAc) ont été ajoutés au sable et par la suite examinés à travers des essais de cisaillement direct, de compression non confinée et de cisaillement simple cyclique. Le renforcement par ces déchets (CWG) a considérablement amélioré les angles de frottement interne ainsi que la dilatance. Les particules de plus grande taille optimisent les performances tout en contribuant à la gestion des déchets de verre. Les fibres de Doum, en particulier celles traitées, ont augmenté la résistance au cisaillement, la ductilité et la dilatance, avec une teneur optimale de 0,6 % pour les fibres brutes et de 0,8 % pour les fibres traitées. Les fibres de sisal combinées au polymère PVAc ont amélioré la résistance à la compression non confinée (UCS) ainsi que l'énergie de déformation, avec des performances maximales atteintes à une teneur en fibres de 0,6 %. Les essais de cisaillement simple cyclique ont révélé que l'inclusion des fibres avec l'augmentation des diamètres moyens des particules améliorent la résistance à la liquéfaction et l'énergie dissipée, conduisant à des modèles prédictifs du comportement cyclique. Ces résultats montrent l'efficacité des déchets de verre recyclé (CWG), des fibres naturelles et des polymères dans l'amélioration des propriétés des sols sableux tout en offrant des solutions durables pour leurs améliorations.

Mots-clés : déchets de verre recyclé, sols granulaires, fibres naturelles, poly acétate de vinyle, résistance au cisaillement, résistance à la compression, liquéfaction cyclique, énergie de déformation, énergie dissipée.

Abstract

Granular soils are fundamental to many geotechnical applications, such as foundations, embankments, and road construction, due to their availability, drainage properties, and load-bearing capacity. However, their mechanical performance often falls short under certain conditions, such as high loads, seismic activities, or when used in soft or loose states. Challenges like low shear strength, limited ductility, and susceptibility to liquefaction can compromise their effectiveness in engineering projects. To address these limitations, improving the strength, stability, and deformation resistance of granular soils is critical, particularly in scenarios requiring long-term durability or resistance to environmental factors. This study explores innovative methods for enhancing these properties through reinforcement techniques, focusing on the mechanical behavior of sandy soils reinforced with various materials, emphasizing the combined effects of additives and particle sizes ($D_{50} = 0.63$ mm, 1.00 mm, and 2.00 mm). Crushed waste glass (CWG), natural fibers of Doum and sisal, and polyvinyl acetate (PVAc) polymer were examined through direct shear, unconfined compression, and cyclic simple shear tests. CWG reinforcement significantly improved internal friction angles and dilatancy, with larger particle sizes enhancing performance while addressing glass waste management. Doum fibers, especially treated ones, increased shear strength, ductility, and dilatancy, with optimal reinforcement achieved at fiber content thresholds of 0.6% for raw and 0.8% for treated fibers. Sisal fibers combined with PVAc polymer improve unconfined compressive strength (UCS) and strain energy, with peak performance at 0.6% fiber content. Cyclic simple shear tests revealed that fiber content and particle size improved liquefaction resistance and dissipated energy, leading to predictive models for cyclic behavior. These findings demonstrate the effectiveness of CWG, natural fibers, and polymers in enhancing sandy soil properties while offering sustainable solutions for soil improvement.

Keywords: crushed waste glass, Granular soils, natural fibers, polyvinyl acetate, shear strength, compressive strength, cyclic liquefaction, strain energy. dissipated energy.

ملخص

تُعدّ التربة الحبيبية عنصرًا أساسيًا في العديد من التطبيقات الجيوتقنية، مثل الأساسات، والسدود، وإنشاء الطرق، نظرًا لتوافرها وخصائصها التصريفية وقدرتها على تحمل الأحمال. ومع ذلك، غالبًا ما يتراجع أدائها الميكانيكي في ظل ظروف معينة، مثل الأحمال العالية، أو الأنشطة الزلزالية، أو عندما تكون في حالة رخوة أو ضعيفة. إن التحديات المتمثلة في انخفاض مقاومة القص، ومحدودية اللدونة، وقابلية التسييل يمكن أن تؤثر سلبًا على فعاليتها في المشاريع الهندسية. لذلك، تُعدّ عملية تحسين قوة التربة الحبيبية واستقرارها ومقاومتها للتشوه أمرًا بالغ الأهمية، خصوصًا في الظروف التي تتطلب متانة طويلة الأجل أو مقاومة للتأثيرات البيئية. تهدف هذه الدراسة إلى استكشاف طرق مبتكرة لتعزيز الخصائص الميكانيكية للتربة الرملية باستخدام تقنيات شملت (مم، 1.00 مم، و2.00 مم $D_{50} = 0.63$) التدعيم، مع التركيز على التأثيرات المضافة للمواد المضادة وأحجام الجسيمات، والألياف الطبيعية المستخرجة من نباتي الدوم (CWG) المواد المستخدمة في عملية التدعيم الزجاج المهشم المُعاد تدويره تم تقييم الأداء الميكانيكي للتربة المدعمة من خلال اختبارات القص المباشر، (PVAc) والسيزال، وبوليمر أسيتات البولي فينيل والانضغاط غير المحصور، والقص البسيط الدوري. أظهرت نتائج التدعيم باستخدام الزجاج المهشم تحسنًا ملحوظًا في زوايا الاحتكاك الداخلي وظاهرة الانتفاخ (التوسع الحجمي)، حيث أسهمت الجسيمات الأكبر حجمًا في تحسين الأداء مع توفير حلول ببنية لإدارة نفايات الزجاج. كما ساهمت ألياف الدوم، خصوصًا المعالجة منها، في زيادة مقاومة القص واللدونة والانتفاخ، حيث لوحظ الأداء الأمثل عند نسب محتوى الألياف 0.6% للألياف الخام و0.8% للألياف المعالجة. بالإضافة إلى ذلك، أسهم الجمع والطاقة الانفعالية، (UCS) في تحسين مقاومة الضغط غير المحصور (PVAc) بين ألياف السيزال وبوليمر أسيتات البولي فينيل حيث تحقق الأداء الأقصى عند محتوى ألياف بلغ 0.6%. كشفت اختبارات القص البسيط الدوري عن دور محتوى الألياف وحجم الجسيمات في تعزيز مقاومة التسييل وزيادة الطاقة المبددة، مما ساهم في تطوير نماذج تنبؤية دقيقة للسلوك الدوري. تُظهر نتائج هذه الدراسة فعالية استخدام الزجاج المهشم المُعاد تدويره، والألياف الطبيعية، والبوليمرات في تحسين الخصائص الهندسية للتربة الرملية، مع توفير حلول مستدامة وبيئية لتحسين أداء التربة في التطبيقات الجيوتقنية

الكلمات المفتاحية: الزجاج المهشم المُعاد تدويره، التربة الحبيبية، الألياف الطبيعية، أسيتات البولي فينيل، مقاومة القص، مقاومة الضغط غير المحصور، التسييل الدوري، الطاقة الانفعالية، الطاقة المبددة

Liste des symboles :

a, b, c, d, e et z=Coefficients pour l'équations
Cc=Coefficient de courbure
CDW=Déchets de construction et de démolition
Cu=Coefficient d'uniformité
P'_c = Pession de confinement
Dr= Densité relative
OCR = Rapport de surconsolidation
qm= Amplitudes de chargement cyclique
CWG = Déchets de verre recycle
WGP = Poudre du déchet de verre
PSD =Distribution de la taille des particules
D₁₀=Diamètre efficace des particules
D₅₀=Diamètre moyen des particules
D_{max}= Diamètre maximal des particules
D_{min} = Diamètre minimal des particules
 τ =Contrainte de cisaillement
 σ_n =Contrainte normale
 e_{max} = Indice des vides maximal
 e_{min} = Indice des vides minimal
e = Indice des vides
FD = Teneur en fibre de doum brutes
FTD = Teneur en fibre de doum traités
RS = Sable rivière de Chlef
Gs= Gravité spécifique
 ΔH = Déplacement horizontal
 ΔV = Déplacement vertical
UCS=Résistance à la compression non confinée

σ_{res} =Contrainte résiduelle

τ_{max} =Résistance au cisaillement maximale

τ_{res} =Résistance au cisaillement résiduelle

ϕ =Angle de frottement interne

ϕ_{ex} =Excès de l'angle de frottement

$\phi_{\text{ex}}(\text{M})$ =Excès de l'angle de frottement mesuré

$\phi_{\text{ex}}(\text{p})$ =Excès de l'angle de frottement prédit

ϕ_{max} = Angle de frottement maximal

ψ_{max} =Angle de dilatance maximal

$\psi_{\text{max}}(\text{M})$ =Angle de dilatance maximal mesuré

$\psi_{\text{max}}(\text{p})$ =Angle de dilatance maximal prédit

ϕ_{rep} = Angle de repos

α = Indice de dilatance de Bolton

USCS =Système unifié de classification des sols

EF = Facteur d'amélioration

D =Indice de ductilité

CSR=Rapport de contrainte cyclique

Fs= Teneur en fibre de sisal

CRR= Rapport de résistance cyclique

N= nombre de cycles déclenchant le phénomène de la liquéfaction

W_n = Énergie dissipée cumulée normalisée



Introduction générale



Introduction générale

La fonction fondamentale du domaine de la construction en Génie Civil, en Hydraulique et en Travaux Publics est de maintenir et de répondre aux besoins de la société en matière d'infrastructures. Les infrastructures comprennent les bâtiments, les barrages, les autoroutes, les aéroports, etc... Dans la géotechnique, certains spécialistes participent à la planification, d'autres s'occupent de la conception, de la construction et de l'entretien des installations. Le facteur commun entre ces responsabilités est la nécessité de comprendre de manière adéquate le comportement et les performances des sols en tant que matériaux de construction, utilisés dans l'édification des remblais hydrauliques et de transport, ainsi que des couches de sol appelées à recevoir les différents ouvrages de Génie Civil et Travaux Publics. Une compréhension de base du processus de sélection et du comportement des matériaux est une exigence fondamentale pour tous les ingénieurs civils et de construction travaillant sur la conception, la construction et la maintenance. Dans tous les cas, on cherche à ce que le sol présente de meilleures caractéristiques physiques et mécaniques afin que les ouvrages réalisés ne présentent pas de risques de rupture, d'effondrement, de fatigue, de déformations ou de tassements excessifs.

À cet effet, le recours à des techniques d'amélioration, de renforcement, et de traitement des sols granulaires devient indispensable. Ces techniques permettent de modifier les propriétés initiales du sol pour augmenter sa portance, sa durabilité et sa résistance aux efforts mécaniques. Les méthodes employées incluent l'ajout de liants comme la chaux ou le ciment, le compactage dynamique ou encore l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement des sols. Les conséquences désastreuses de déformations des sols engendrées par les effets dynamiques ou statiques causant des dégâts matériels et humains soulignent l'importance de l'évaluation des performances mécaniques de ces matériaux, et l'investigation de leur instabilité constitue un champ d'une importance vitale en Génie Civil, en Hydraulique et en Travaux Publics. La présente étude en laboratoire vise à développer une compréhension fondamentale des différentes caractérisations (géochimique, physique et mécanique) en vue d'identifier les conditions induisant l'instabilité des sols granulaires reconstitués en laboratoire,

En effet, l'objectif principal de ces travaux de recherche de cette thèse est d'évaluer l'efficacité des matériaux innovants pour améliorer les propriétés géotechniques des sols grossiers. Cela inclut l'analyse de l'influence de divers agents de stabilisation, tels que le verre concassé, les fibres de Doum traitées chimiquement et non traitées, les fibres de sisal, ainsi que

le polymère poly-acétate de vinyle (PVAc), sur le comportement des sols sous différentes conditions. A cet effet des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, de cisaillement simple cyclique et de compression non confinée (compression simple) ont été effectués sur des mélanges de sable naturel avec différents diamètres moyens des particules ($D_{50} = 0,63$ mm, 1,00 mm et 2,00 mm), dans le but de comprendre comment ces additifs influencent la résistance du sable de Chlef, sa dilatance et sa stabilité. Cette recherche vise à établir des combinaisons optimales d'agents stabilisants pour améliorer les performances des sols.

Cette thèse est structurée en six chapitres :

- Le premier chapitre propose une revue de la littérature basée sur des articles scientifiques relatifs aux recherches expérimentales menées sur les sols en général, et sur le sable en particulier dans le cadre de leur traitement, amélioration et renforcement.
- Le deuxième chapitre présente les dispositifs expérimentaux utilisés dans le cadre de notre programme expérimental ainsi que le déroulement des essais. Il détaille également les méthodes suivies pour la préparation et la caractérisation des échantillons.
- Le troisième chapitre est consacré à la présentation et à l'analyse des résultats expérimentaux issus des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais ont été menés sur trois différents diamètres du sable naturel provenant de la rivière de Chlef mélangé à et des différents pourcentages de verre concassé (recyclé). Les échantillons ont été préparés selon la méthode de déposition, connue par la pluviométrie à sec.
- Dans le quatrième chapitre, nous présentons les résultats des essais de cisaillement direct menés sur trois diamètres moyens des grains de sable de Chlef renforcé par des fibres de doum traitées et non traitées utilisant la méthode de pluviométrie à sec.
- Dans le cinquième chapitre, une combinaison de polyvinyl acétate et de fibre de sisal a été utilisée comme stabilisateur pour le sable afin d'améliorer ses propriétés géotechniques. Des essais en compression non confinée ont été réalisés pour évaluer l'impact des fibres et des polymères sur le renforcement du sable. Différentes proportions de polymère et de fibre ont été testées.
- Le sixième chapitre comporte une analyse de l'effet combiné de la teneur en fibres naturelles et de diamètres moyens des grains sur le comportement cyclique des sols, en particulier par l'utilisation de l'appareil de cisaillement simple cyclique.

En conclusion, cette thèse fournit une synthèse générale des principaux résultats obtenus, ouvre des perspectives pour de futures recherches liées à ce travail, basées sur les résultats obtenus, et une liste des références bibliographiques utilisées.



Etude bibliographique



1.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, l'évaluation de la réponse mécanique des matériaux granulaires nécessite une compréhension approfondie de l'identification des sols, généralement fondée sur des observations in situ ou des mesures en laboratoire. De nombreux chercheurs se sont concentrés sur l'analyse de la réponse mécanique des sols afin d'identifier les paramètres clés influençant leurs comportements, en particulier pour le sable de Chlef. Les propriétés granulométriques, telles que les diamètres moyens, comptent parmi les facteurs les plus significatifs impactant le comportement mécanique de ce dernier. En génie civil, le sol sert comme un support de fondation permettant de transmettre les charges structurelles aux couches souterraines suffisamment résistantes. Pour rendre la stabilité des sols meilleur, la géotechnique utilise diverses technologies modernes visant à renforcer et à améliorer leurs propriétés, ce qui constitue une responsabilité essentielle des ingénieurs spécialistes.

De nombreuses techniques permettent changer en mieux les caractéristiques physico-mécaniques des sols, notamment l'optimisation des conditions initiales (augmentation de la densité relative initiale, contrainte normale, pression de confinement, préchargement, rapports de surconsolidation et méthodes de préparation d'échantillons), les techniques de traitement des sols tels que : ajout de ciment, chaux, cendres volantes ou laitier, etc... et les méthodes de renforcement comme, l'introduction des matériaux inertes tels que : des fibres synthétiques ou naturelles et des géotextiles, etc... Le choix de la technique dépend du type de sol et des exigences du projet.

L'ajout de matériaux comme les déchets de verre, sont largement utilisés dans l'industrie grâce à leurs propriétés uniques, peut avoir un impact positif sur le comportement des sols en termes de résistance, perméabilité et compressibilité, tout en favorisant la durabilité environnementale grâce à la réutilisation des déchets de verre. Des recherches récentes mettent en avant l'importance des additifs, tels que le charbon, la chaux, ainsi que des fibres, qui sont devenus cruciaux pour comprendre et améliorer la stabilité des sols. Les fibres, en particulier, constituent un axe de recherche émergent en géotechnique, offrant des perspectives précieuses sur la réponse micro-mécanique des sols et soutenant les techniques avancées de renforcement des sols, comme le souligne la littérature spécialisée.

1.2. Instabilité et leurs facteurs influençant le comportement des sols

1.2.1. Instabilité des sols

L'instabilité des sols est l'état dans lequel le sol perd sa capacité à maintenir sa structure et sa cohésion sous l'effet de forces naturelles ou anthropiques, ce qui le rend susceptible aux phénomènes de glissements, d'affaissements, d'érosion, de liquéfaction ainsi qu'aux différents types de déformations. Ce phénomène résulte d'une combinaison de facteurs, tels que la saturation en eau, les vibrations sismiques, la surcharge, et la dégradation mécanique due à des activités humaines, les effets climatiques, etc... L'instabilité des sols compromet ainsi la capacité portante et la résistance au cisaillement, rendant les sols inadaptés au support d'infrastructures et menaçant la sécurité des ouvrages géotechniques.

1.2.2. Principaux facteurs influençant l'instabilité des sols

L'instabilité des sols se manifeste lorsque le sol perd son intégrité structurelle et devient plus sujet à l'érosion, aux glissements de terrain et à diverses formes de dégradation. Ce phénomène est influencé par plusieurs facteurs naturels et anthropiques, chacun pouvant affaiblir les propriétés physiques du sol et perturber sa capacité à soutenir la végétation et les structures humaines.

1.2.2.1. Composition du sol

Différents types de sols présentent une résistance variable face à l'érosion et à l'instabilité. Les sols sableux, par exemple, manquent de cohésion et sont plus susceptibles de s'éroder comparés aux sols argileux, qui tendent à être plus stables en raison de la finesse de leurs particules et de leurs propriétés adhésives. Cependant, les sols argileux peuvent devenir instables lorsqu'ils sont saturés d'eau.

1.2.2.2. Teneur en eau et mouvements de l'eau

L'humidité du sol joue un rôle crucial dans sa stabilité. Les sols saturés peuvent perdre leur structure, notamment s'ils sont riches en argile, car l'eau réduit le frottement entre les particules, les rendant plus susceptibles de bouger. Les fortes pluies, les inondations ou un mauvais drainage peuvent accroître son humidité et par conséquent conduire à une instabilité. De plus, le mouvement de l'eau à travers le sol, causé par des sources souterraines ou une irrigation excessive, peut contribuer à l'érosion.

1.2.2.3. Activités humaines

Les activités humaines, telles que la déforestation, le développement urbain, l'exploitation minière et la construction, peuvent perturber la structure du sol et réduire sa stabilité. Par exemple, la coupe des arbres diminue les systèmes racinaires qui stabilisent le sol, tandis que les activités de construction les fragilisent et les rendent plus sujet à l'érosion. Les pratiques agricoles, comme le surpâturage et le labour, augmentent également l'exposition du sol et favorisent son instabilité.

1.2.2.4. Activité sismique

Les séismes et autres activités sismiques peuvent considérablement déstabiliser les sols, particulièrement sur les pentes raides. Les secousses sismiques peuvent desserrer les particules de sol et provoquer des glissements de terrain ou de liquéfaction des sols, phénomène dans lequel un sol granulaire saturé perd temporairement ses caractéristiques mécaniques et se comporte comme un liquide. Les régions situées à proximité des failles ou soumises à une activité sismique importante sont particulièrement vulnérables à l'instabilité des sols.

1.3. Influence de différentes techniques d'amélioration des sols sur le comportement mécanique

Au cours des dernières décennies, le besoin d'utiliser des terrains de moindre qualité pour les constructions de génie civil n'a cessé de croître. D'une part, le développement urbanistique impose désormais la réalisation de fondations, d'excavations importantes et de tunnels dans des zones non encore bâties, mais souvent constituées de terrains médiocres. D'autre part, les sols, en tant que matériaux peu coûteux, est de plus en plus exploités comme matériaux de construction, même de qualité inférieure, pour des raisons économiques. Cela a entraîné le développement d'un large éventail de techniques visant à améliorer leurs propriétés mécaniques, qu'ils soient en place ou ajoutés.

1.3.1. Influence du compactage

Le compactage du sol est une méthode courante pour améliorer les caractéristiques techniques des sols. Après compactage, la densité et la capacité portante du sol augmentent, le rendant ainsi plus solide et rigide, ce qui permet de réduire les tassements et d'améliorer les performances [Chen et al \(2021\)](#). L'essai de compactage est largement utilisé dans diverses

applications d'ingénierie géotechnique afin d'augmenter la densité du sol et, par conséquent, réduire les interstices dans la squelette solide Ören (2014).

Dans l'étude menée par Brito Da Silva et al (2021), trois matériaux ont été compactés en laboratoire en utilisant les énergies de compactage Proctor intermédiaire et modifiée pour l'application en couche de base et de fondation. La Figure 1.1, présente des résultats des essais de compactage obtenues avec deux types d'énergies cités ci-dessus pour le sol, le CDW (Déchets de construction et de démolition) et les mélanges sol-CDW. Ils ont observé que, pour le sol et le mélange sol-CDW (Figure 1.1a et Figure 1.1c), l'augmentation de l'énergie de compactage a déplacé les courbes vers le haut et vers la gauche, augmentant ainsi le poids volumique sec maximum et diminuant la teneur en eau optimale, un comportement attendu pour les matériaux géotechniques, parallèlement aux courbes de saturation. De plus, dans la Figure 1.1b, ils ont noté que pour l'échantillon contenant que les déchets de construction et de démolition CDW compacté à l'énergie modifiée, de légères variations du poids unitaire sec maximal ont été constatées.

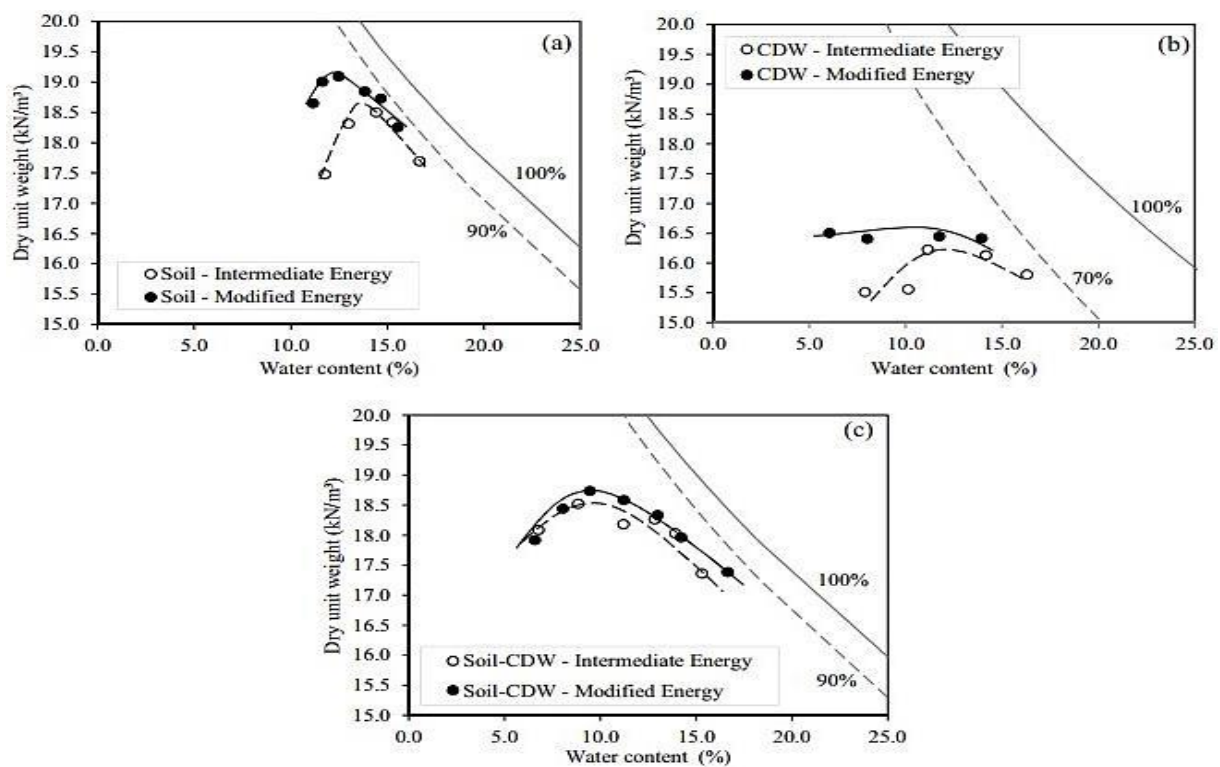


Fig 1.1 : Courbes de compactage avec différentes énergies : (a) sol ; (b) CDW ; (c) sol- CDW (Brito Da Silva et al., 2021).

1.3.1.1. Compactage dynamique

Le compactage de surface est efficace jusqu'à une profondeur maximale de 0,3 m. Au-delà de cette profondeur, un compactage dynamique profond est utilisé (voir figure 1.2). Cette technique consiste à pilonner la surface du sol avec un poids en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol provoque une déstructuration. Après quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère, aboutissant à une amélioration des caractéristiques de portance du sol.



Fig 1.2 : Compactage dynamique profond.

[Feng et al. \(2011\)](#) ont effectué des essais sur le sol afin de comprendre les facteurs influençant le compactage dynamique. Ces essais incluaient des essais de déformation visant à déterminer l'espacement optimal des impacts et le nombre optimal de passages, fournissant ainsi une base pour adapter la procédure de compactage dynamique (DC) initiale. D'après leurs observations, le traitement par DC a permis d'atteindre une capacité portante admissible du sol d'au moins 270 kPa et une profondeur d'amélioration de 7,4 m, satisfaisant ainsi les critères de conception. En outre, le compactage dynamique s'est montré particulièrement efficace pour améliorer les sols granulaires lâches à grains moyens (voir Figure 1.3).

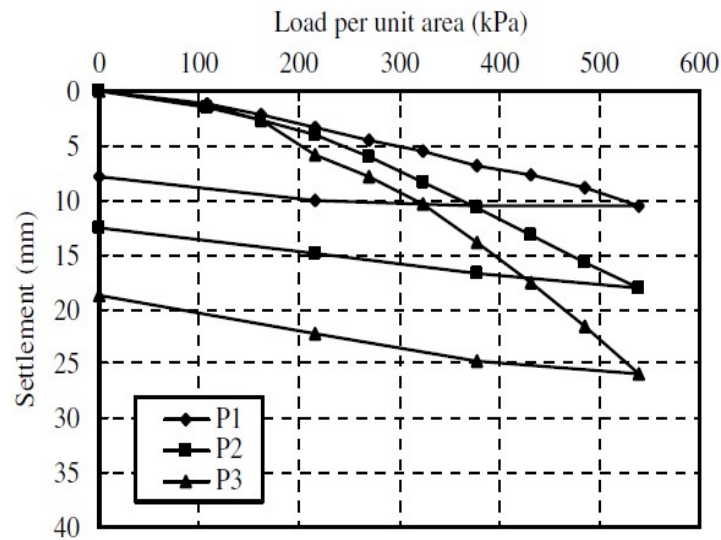


Fig 1.3 : Courbes charge-tassement de l'essai de charge sur plaque (Feng et al., 2011).

1.3.1.2. Vibrocompactage

Cette technique est utilisée pour l'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux, permettant leur densification par l'effet des vibrations. Les vibrations, émises par l'outil de compactage, se propagent de grain en grain et provoquent ainsi un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité qui en résulte augmente également de manière significative la capacité portante du matériau.

Les vibrations génèrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui amène les grains du sol à un état temporairement liquéfié. Dans cet état, les grains se réarrangent pour atteindre une densité plus élevée.

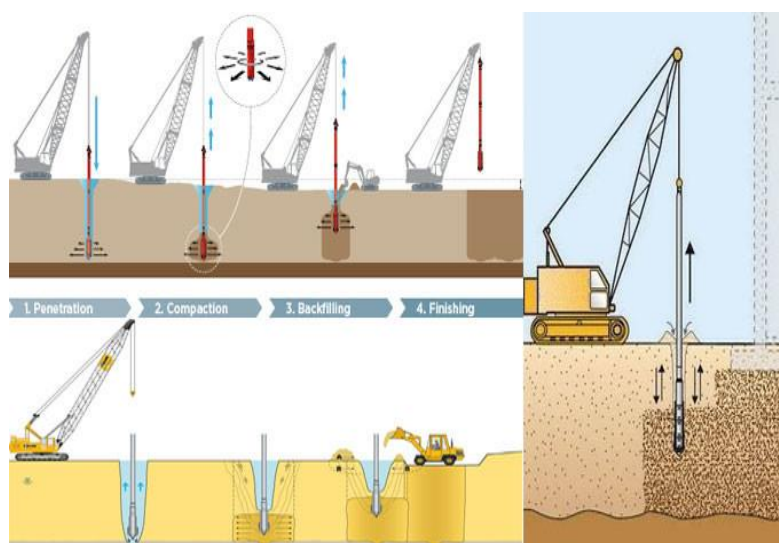


Fig 1.4 : Vibrocompactage ou vibroflottation.

1.3.2. Influence de la densité relative

Arab et al. (2010) ont réalisé des essais en laboratoire sur deux types de sable, à savoir le sable de Chlef et le sable d'Hostun, afin d'étudier l'effet de la densité relative sur le comportement mécanique des sols granulaires. Les échantillons ont été préparés avec trois densités relatives distinctes ($Dr = 15\%$, $Dr = 50\%$ et $Dr = 65\%$) et soumis à une pression de confinement initiale de 100 kPa ($P'_c = 100$ kPa). Les résultats ont révélé qu'une augmentation de la densité relative entraîne une amélioration de la résistance au cisaillement non drainée. De plus, Ils ont constaté que lorsque la densité relative augmente le nombre de cycles augmente également, quelque soit pour sable d'Hostun ou sable de Chlef, comme il est illustré dans la Figure 1.5.

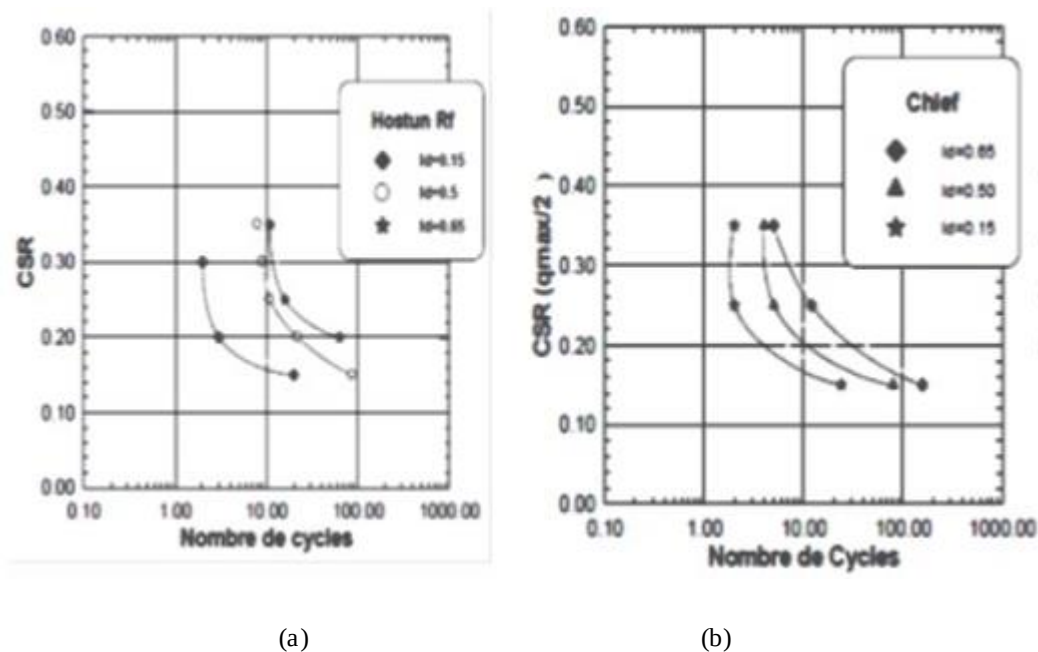


Fig 1.5 : Influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sables

(a)-Sable d'Hostun, (b)-Sable de Chlef Arab et al. (2010)

1.3.3. Influence de la pression de confinement

Mahmoudi (2017) a conduit une étude visant à analyser l'effet de la pression de confinement sur les propriétés mécaniques du sable normalement consolidé ($OCR = 1$) et surconsolidé ($OCR = 2$) en effectuant des essais triaxiaux non drainés sous chargement monotone. Les échantillons ont été préparés au laboratoire par une technique appelée pluviation à sec avec une densité relative initiale moyenne de 52 %, et soumis à trois niveaux de pression de confinement initiale ($P'_c = 100, 200$ et 300 kPa). Les résultats ont révélé que la pression de confinement exerce une influence majeure sur la résistance au cisaillement non

drainée des sables étudiés. En effet, cette résistance augmente de manière très significative que la pression de confinement s'accroît pour les matériaux testés, comme l'illustre la Figure 1.6.

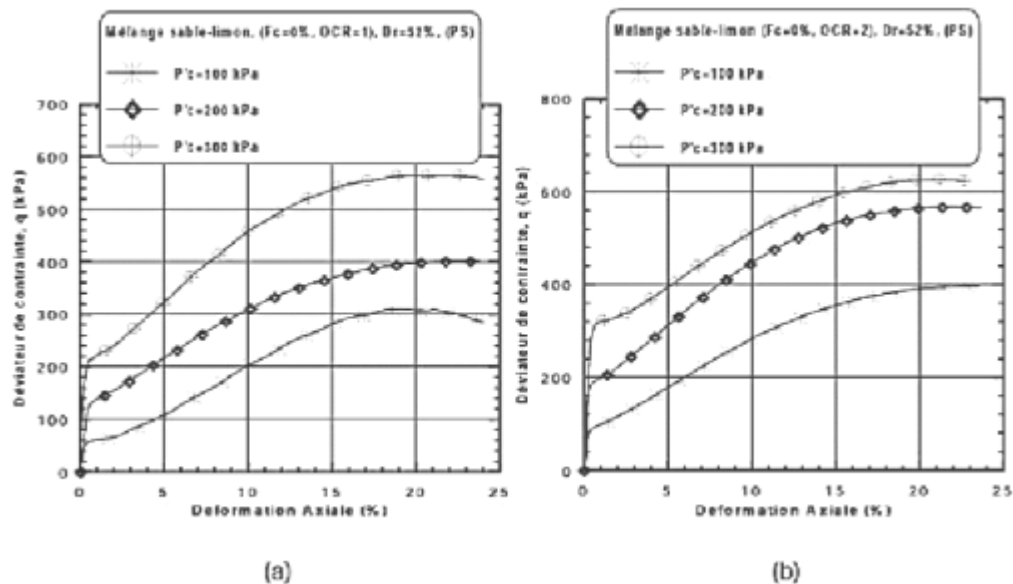


Fig 1.6: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef a-OCR=1, b-OCR=2.
Mahmoudi (2017)

1.3.4. Influence du rapport de surconsolidation

Arab et Belkhatir (2012) ont mené des essais triaxiaux cycliques visant à analyser l'impact du rapport de surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainé des mélanges sable-limon. Ils ont utilisé deux rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et $OCR = 5$) et trois amplitudes de chargement cyclique différentes ($q_m = 30$ kPa, 40 kPa et 60 kPa) sur des échantillons de sable provenant de l'oued Rass. Les résultats ont montré que, pour la charge la plus élevée ($q_m = 60$ kPa), le sol surconsolidé présentait une réduction de sa résistance après 8 cycles, tandis que le sol normalement consolidé subissait une telle réduction après seulement 5 cycles. De plus, lorsque l'amplitude de chargement était de $q_m = 40$ kPa, le sol surconsolidé montrait une diminution de résistance après 26 cycles, contre seulement 8 cycles pour le sol normalement consolidé, comme il est indiqué dans la figure 1.7.

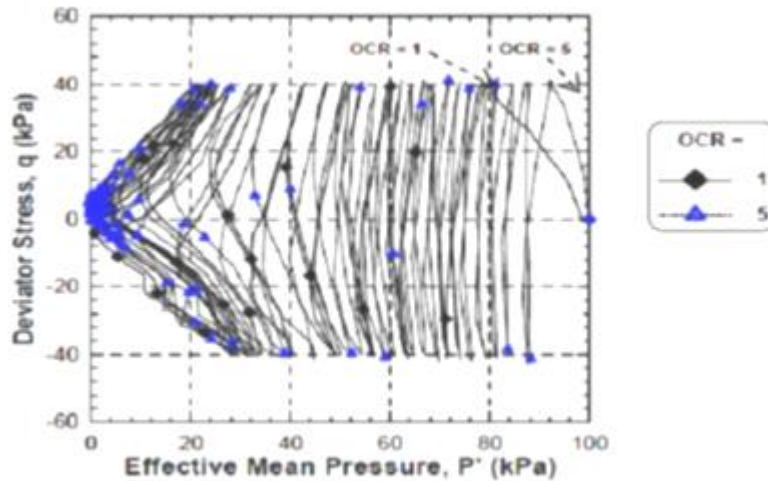


Fig 1.7 : Influence de rapport de surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'oued Rass (Arab et Belkhatir 2012).

Mahmoudi et al (2024) ont effectué une étude visant à clarifier les incohérences dans la compréhension de l'effet de rapport de surconsolidation (OCR) sur le comportement mécanique du sable sous différents niveaux de contrainte. Dans cette étude, deux séries d'essais triaxiaux ont été réalisées pour mieux comprendre les effets de l'OCR. La première série consistait à maintenir une pression de confinement effective constante ($\sigma'_c = 100$ kPa) tout en variant la pression de préconsolidation effective. La seconde série consistait à faire varier la pression de confinement effective tout en maintenant une pression de préconsolidation effective constante ($\sigma'_p = 800$ kPa).

Les résultats des essais ont révélé une augmentation notable de la résistance au cisaillement avec une augmentation de l'OCR dans la première série, tandis que la pression interstitielle montrait une tendance opposée. Pour la deuxième série, une augmentation du paramètre OCR a conduit à une diminution de la résistance au cisaillement et de la pression interstitielle (bien que l'évolution de la pression interstitielle ne reflète pas exactement le comportement de la contrainte déviatorique dans cette série). De plus, L'analyse des résultats indique que l'indice de fragilité, joue un rôle clé dans la prévision du comportement non drainé des échantillons de sable de la rivière Chlef, apportant ainsi des explications supplémentaires sur l'impact de OCR dans les deux séries comme l'indique la figure 1.8.

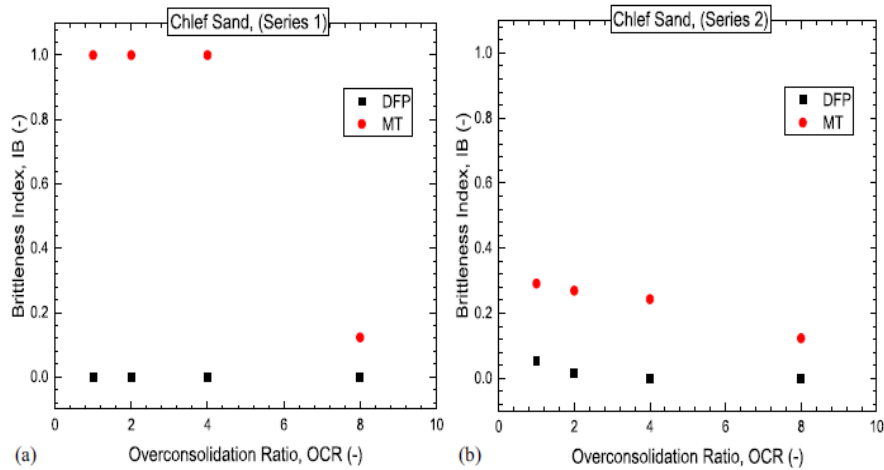


Fig 1.8: Variation du rapport de l'indice de fragilité IB en fonction de l'OCR : (a) série 1 ; et (b) série 2.

Mahmoudi et al (2024)

1.4. Influence de différentes techniques de renforcement des sols sur le comportement mécanique

Le renforcement des sols désigne l'ensemble des techniques utilisées tel que (géosynthétique-colonnes ballastées- les fibres -injections des matériaux granulaires) pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol afin d'augmenter sa stabilité, sa résistance et sa capacité portante. Ces techniques sont souvent appliquées dans le cadre de la construction de fondations, de routes, ou de structures lourdes, là où les sols d'origine sont trop faibles pour supporter les charges prévues.

1.4.1. Déchets de verre recyclé

Chaque année, des centaines de milliers de tonnes de déchets industriels sont accumulées, enfouies et stockées dans des espaces qui pourraient autrement être utilisés de manière productive. Le recyclage de ces déchets est devenu une priorité mondiale en raison de la croissance démographique, de l'augmentation des activités humaines et de la nécessité de systèmes de gestion des ressources et des déchets plus efficaces. Parmi les nombreux types de déchets, la production de verre augmente considérablement, notamment dans les secteurs municipal, industriel et de la construction. En génie civil, en général, les déchets de verre ont été principalement étudié comme substitut au sable et aux granulats fins dans la production de béton. En géotechnique, l'utilisation des déchets de verre est très limitée aux revêtements routiers ou comme additif à différents sols pour l'amélioration de la résistance des couches de fondation.

L'utilisation du déchet de verre dans les applications géotechniques est relativement peu étudiée et limitée à quelques applications seulement, en raison de manque de connaissances sur ses caractéristiques géotechniques et environnementales [Disfani et al \(2011\)](#). Jusqu'en 2000, aucune donnée fiable n'était disponible sur l'application de ce dernier CWG (déchet de verre) sur les routes australiennes [Austroads 2000](#). Diverses études ont montré que le CWG peut potentiellement servir de géomatériau, car il possède des propriétés similaires à celles d'un agrégat naturel [Landris T 2007](#). Selon la norme [ASTM D248799](#), la majorité du calcin peut être considérée comme équivalente au sable propre, car il contient généralement moins de 5 % de fines. Par conséquent, le CWG pourrait potentiellement être utilisé dans diverses applications géotechniques sans aucun compromis sur les performances techniques [Dhir RK et al 2018](#). Cependant, le CWG fin peut être utilisé dans des applications de remblai, les applications géotechniques du CWG comprennent principalement son utilisation comme matériau de remblai dans les chaussées routières, les remblais, les couvertures de drainage, les milieux de filtration et les additifs pour la stabilisation des sols [Wartman J et al \(2004\)](#), [Disfani et al \(2011\)](#).

[Blayia et al. \(2020\)](#). Ont montré que l'ajout de WGP (poudre du déchet de verre) augmente la résistance des sols expansifs. Leur étude s'est concentrée sur des mélanges d'argile et de poudre de verre usagé, et ils ont montré la relation entre l'angle de frottement interne (ϕ) et l'inclusion de WGP dans le sol expansif. Ils ont également analysé la relation entre la cohésion et la quantité de poudre de verre usagée ajoutée dans le sol expansif (voir figure 1.9).

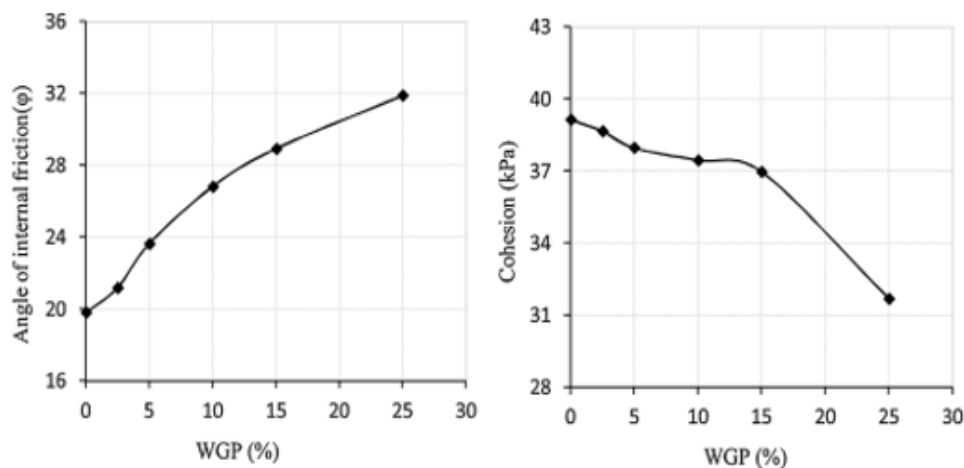


Fig 1.9 : (a) Relation entre (ϕ) et WGP. (b) Relations entre cohésion et WGP (Blayia et al 2020).

Cabalar et Demir (2022) se sont intéressés aux propriétés géotechniques de la bentonite traitée avec des granulés de verre recyclé. Deux tailles différentes de déchets de verre mélangé avec la bentonite ont été utilisées dans les travaux expérimentaux, à savoir les déchets de verre fins (FWG) et les déchets de verre grossiers (CWG), comme illustre la figure 1.10. Les résultats ont montré que les échantillons avec des déchets de verre grossiers ont donné une densité sèche maximale (γ_{dmax}) plus élevée et des valeurs de teneur en eau optimale (ω_{opt}) plus faibles que ceux avec des déchets de verre fins.

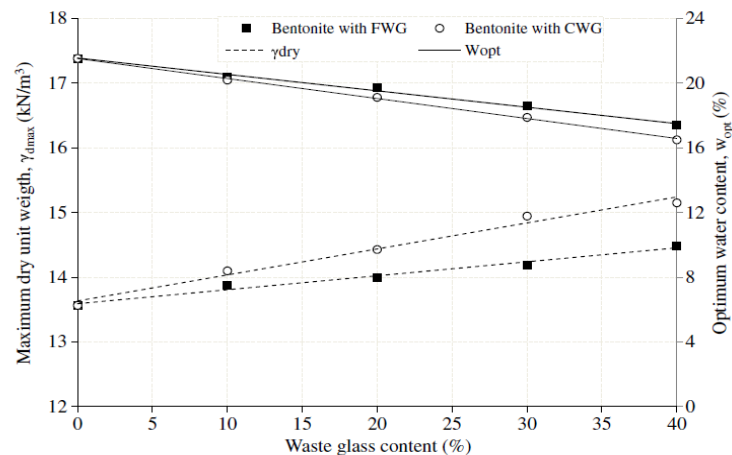


Fig 1.10 : Variation du γ_{dmax} et de ω_{opt} en fonction de déchets de verre (Cabalar et al 2020).

1.4.2. Influence de Différents types de Fibres

Le renforcement des sols par les fibres, l'une des techniques de renforcement utilisées, suscite un intérêt croissant dans le domaine de la géotechnique car il offre des perspectives d'application prometteuses (Hejazi et al., 2012 et 2013).

Les fibres existent sous trois formes ; naturelles, synthétiques et de déchets, comme indiqués dans les figures 1.11, 1.12 et 1.13 respectivement.

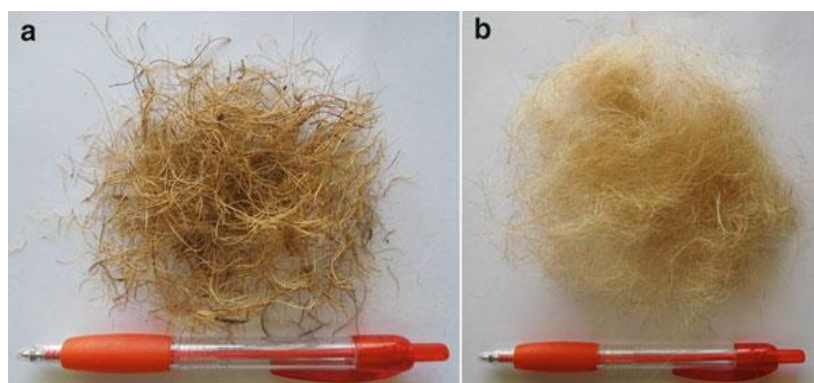


Fig. 1.11 : Fibres naturelles : (a) fibres de coco, (b) fibres de jute

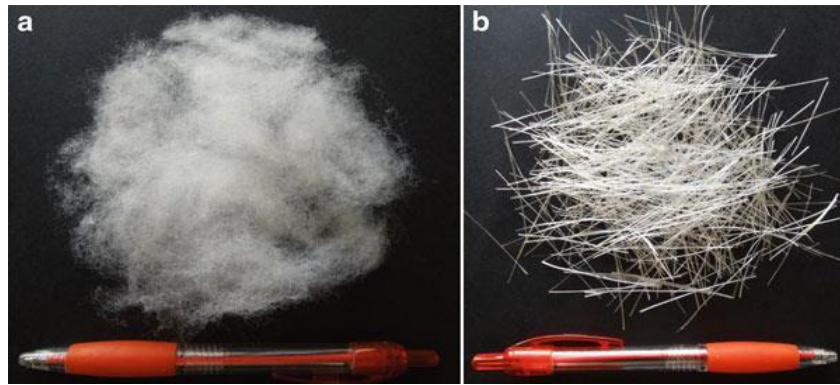


Fig. 1.12 : Fibres synthétiques : (a) fibres de polypropylène (PP), (b) fibres de verre

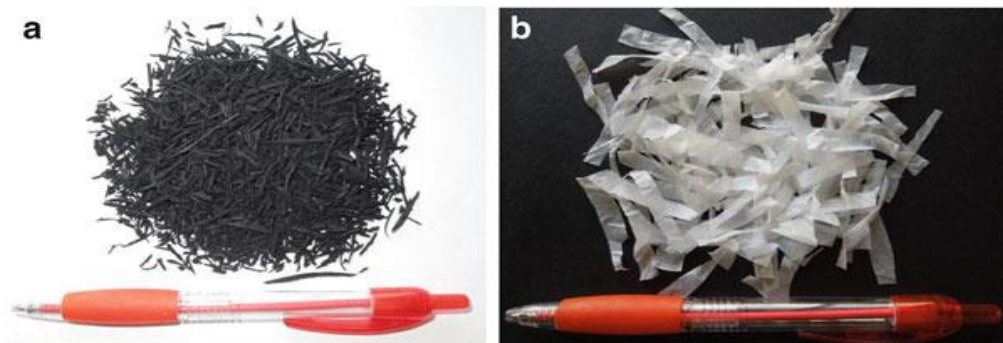


Fig 1.13 : Déchets de fibres : (a) fibres de pneumatiques usagées, (b) déchets/fibres plastiques usagées

1.4.2.1. Influence de certaines fibres naturelles sur la réponse mécanique des sols

L'utilisation des fibres naturelles (telles que les fibres de coco, de sisal, de palmier, de jute, de lin, etc.,) pour renforcer les sols, constituent une alternative intéressante sur le plan économique, et surtout écologique pour les pays peu industrialisés. En effet, ces fibres, désignées par le terme éco-matériaux, sont disponibles à faible coût et leur utilisation dans le domaine du génie civil constitue de nouvelles issues pour les matières agricoles. D'autre part, leur valorisation réduit les impacts environnementaux, car ce sont des matières premières renouvelables, biodégradables et neutres vis à vis des émissions de CO₂ [Khelifi et Allal \(2014\)](#).

L'efficacité de l'utilisation des fibres de palmier comme matériau de renforcement du sol a été étudiée par de nombreux chercheurs. [Marandi et al. \(2008\)](#) ont réalisé des essais de résistance à la compression non confinée sur des échantillons de sable limoneux purs et renforcés de fibres de palmier. Ils ont rapporté que les résistances maximale et résiduelle augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres de 0% à 2,5% et longueur des fibres de 20 mm à 40 mm (figure 1.14).

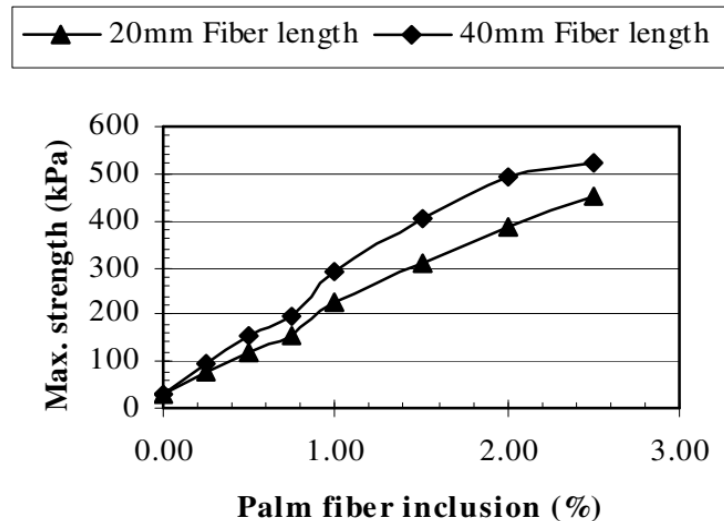


Figure 1.14 : Effet de pourcentage et de la longueur des fibres de palmier sur la résistance Maximale (Marandi et al., 2008).

Aqeel Al Adili et al (2013) ont réalisé des essais de cisaillement direct dans le but d'étudier l'influence de la fibre de palmier dattier (inclusion aléatoire) en tant que matériau de renforcement sur le comportement mécanique du sol. Les résultats montrent que l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de pourcentage et de longueur de fibres ajoutées, comme illustré dans la Figure 1.15.

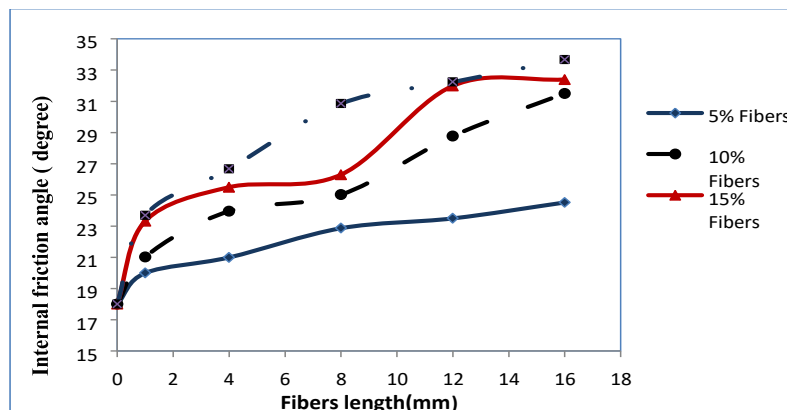


Fig 1.15: L'effet de la longueur des fibres sur l'angle de frottement interne. Aqeel Al Adili et al (2013)

Khatri et al (2015) ont trouvé que l'ajout de fibres de coco non traitées et traitées à l'argile conduit à une augmentation considérable de sa cohésion et de son angle de frottement (Figure 1.16). Ils ont également trouvé que les échantillons d'argile renforcés par des fibres de coco traitées induit des valeurs de déviateur de contraintes à la rupture plus élevées que ceux renforcés par des fibres non traitées.

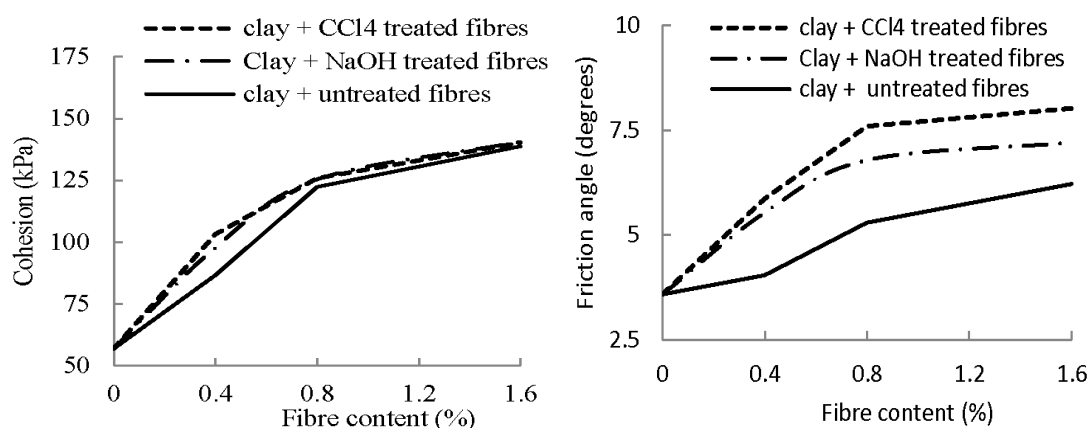


Fig 1.16 : a) Variations de la cohésion avec la teneur en fibres, b) Variations de l'angle de frottement avec la teneur en fibres . Khatri et al (2015)

[Rangwala et al \(2021\)](#) ont examiné l'amélioration du sol avec différents pourcentage de fibres de canne à sucre (0,2 %, 0,4 % et 0,6 %). Ils ont constaté une amélioration substantielle de la résistance au cisaillement et une réduction de la cohésion avec l'augmentation des fibres de canne à sucre, ainsi qu'une augmentation proportionnelle de l'angle de frottement interne. Ces études soulignent collectivement le potentiel des fibres naturelles pour améliorer la stabilité des sols, offrant ainsi des indications précieuses sur leur efficacité dans différentes applications de renforcement des sols.

1.4.2.2. Influence de certain type de fibres synthétique sur la réponse mécanique des sols

De nombreuses recherches sur les caractéristiques mécaniques des sols renforcés par des fibres ont systématiquement démontré une amélioration notable de la résistance maximale et de la résistance au pic, ainsi qu'une déformabilité accrue des sols ([Paul et al. \(2015\)](#), [Lei et al. \(2020\)](#) et [Tohidvand et al. \(2023\)](#)). [Ibraim et al. \(2010\)](#) ont examiné les effets des fibres de polypropylène dispersées de manière aléatoire sur le phénomène de liquéfaction statique. Les résultats ont révélé que l'incorporation de ces fibres améliorait non seulement les conditions de drainage dans les échantillons de sable, mais diminuait également le potentiel de liquéfaction de ces sols.

L'étude réalisée par [Malidarreh et al. \(2017\)](#) avait pour objectif d'évaluer l'effet de différents types de fibres (PET, PP et fibres de sacs) sur les propriétés mécaniques du sable. Des échantillons ont été préparés avec des taux de fibres variant de 0 %, à 1 %, puis soumis à des essais de cisaillement direct sous une contrainte normale de 200 kPa. Les résultats ont montré que l'ajout de fibres influence significativement le comportement mécanique du sable

pour tous les types de fibres testés. En particulier, l'intégration de fibres PP a entraîné une augmentation plus prononcée de la résistance au cisaillement par rapport aux fibres PET et aux fibres de sacs. Cette augmentation pourrait s'expliquer par une résistance à la traction plus élevée des fibres PP par rapport aux fibres de sacs, indiquant ainsi que ces dernières renforcent le sable en lui conférant une plus grande flexibilité, comme le montre la Figure 1.17.

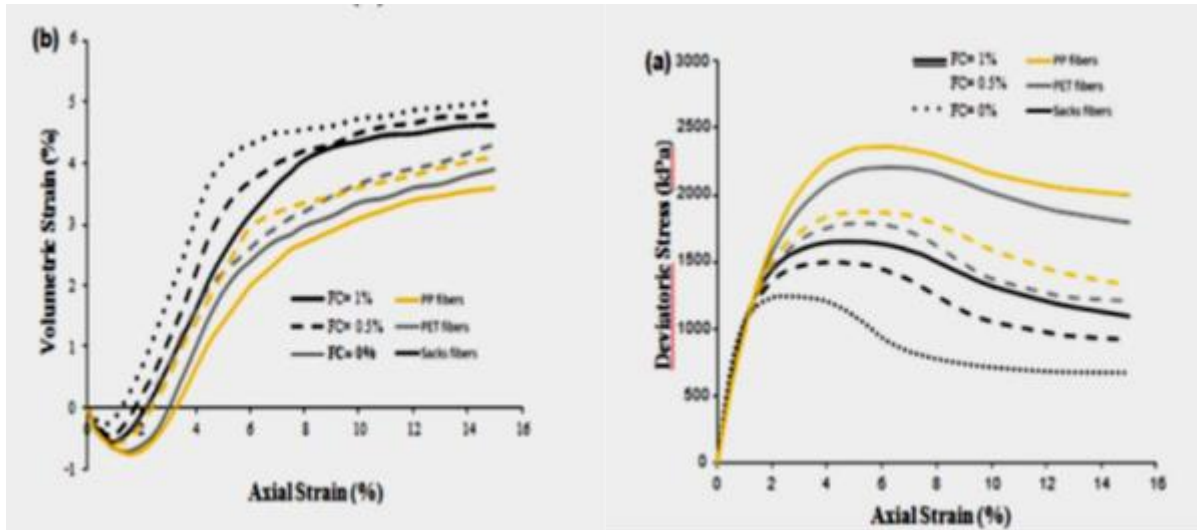


Fig 1.17: Variation de la déformation volumétrique et de la contrainte deviatorique en fonction de la déformation axiale pour le sable cimenté non armé et renforcé par de fibres, (Malidarreh et al.2017).

Sujatha et al. (2020) ont étudié les propriétés mécaniques d'une argile renforcée par deux types de fibres de verre (AR (Résistance aux alcalins) et E (Grade électronique)) et leurs effets sur la résistance à la compression non confinée. Des échantillons ont été préparés avec différentes teneurs en fibres (0 %, 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %), et les résultats ont montré que l'ajout de fibres de verre influence de manière significative la résistance à la compression du sol. L'argile renforcée avec 0,75 % de fibres de verre a atteint une résistance à la compression non confinée maximale de 179 kPa à une déformation de 8,75 % pour les fibres AR et de 137,87 kPa à une déformation de 5,02 % pour les fibres E, contre seulement 71 kPa à une déformation de 4,8 % pour les échantillons non renforcés. Par ailleurs, l'ajout de fibres de verre a également amélioré le comportement ductile de l'argile, comme illustré dans la Figure 1.18.

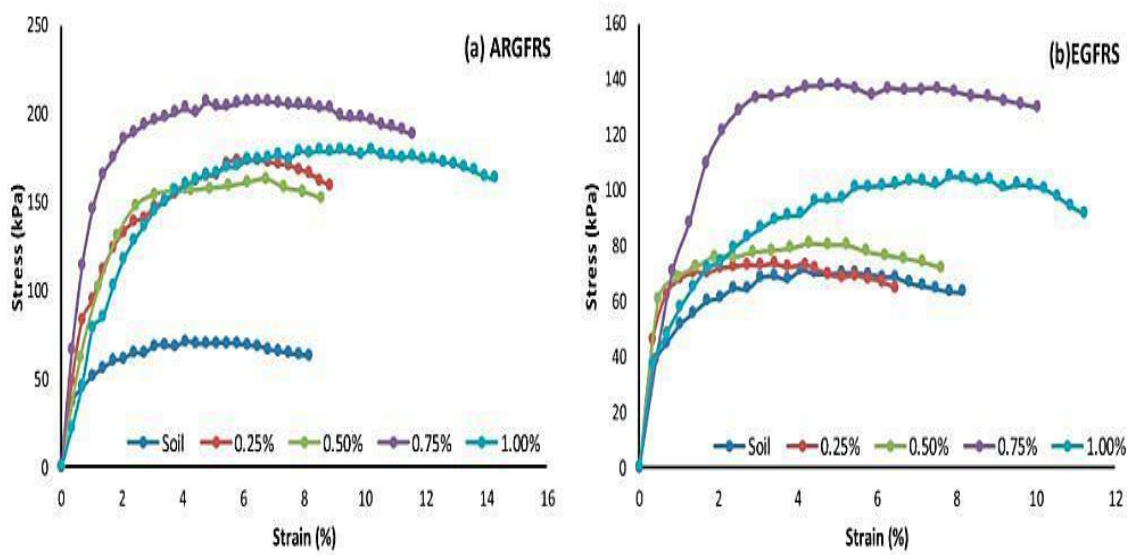


Fig 1.18: Réponse mécanique de l'argile renforcée par des fibres de verres. Sujatha et al. (2020).

1.4.2.3. Influence de certains types de déchets de fibres sur la réponse mécanique des sols

Kumar et al. (2006) ont analysé la résistance à la compression non confinée d'une argile très plastique mélangée avec diverses proportions de fibres de polyester, comprenant des fibres droites de différentes longueurs (3 mm, 6 mm et 12 mm) et des fibres frisées de 6 mm de longueur. Les résultats indiquent que l'augmentation de la teneur en fibres ainsi que de leurs longueurs améliorent la résistance à la compression non confinée. En outre, le sertissage des fibres apporte une légère augmentation supplémentaire de cette dernière (figure 1.19).

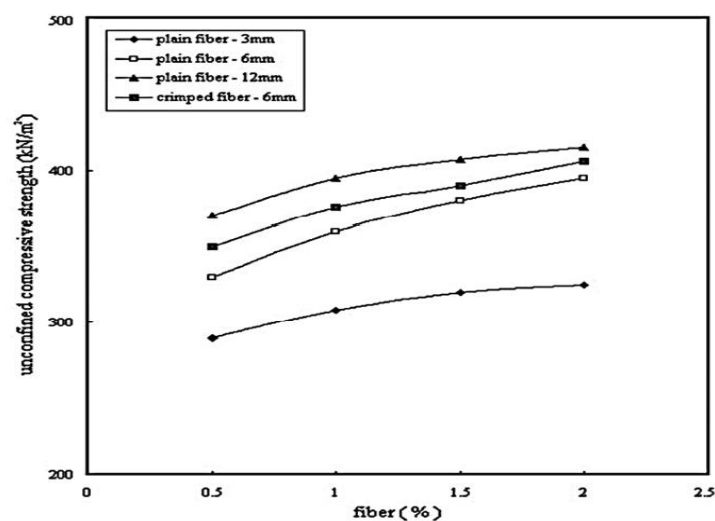


Fig 1.19 : Effet de la teneur en fibres de polyester et leurs longueurs sur la résistance à la compression non confinée d'une argile (Kumar et al., 2006).

Yang et al. (2024) ont étudié l'effet des conditions de drainage et des fibres de caoutchouc sur les propriétés mécaniques des sols expansifs en réalisant des essais triaxiaux consolidés drainés et non drainés, ainsi que des tests NMR (test de résonance magnétique nucléaire) et ESR (sol expansif - Fibre de caoutchouc). Ils ont analysé les impacts des fibres de caoutchouc sur la relation contrainte-déformation ESR, la rigidité tangentielle, l'angle maximal de dilatance et la distribution de la taille des pores. Leurs résultats montrent qu'avec l'augmentation de la déformation, la contrainte déviatorique ESR et la surpression interstitielle augmentent de manière non linéaire pour différents taux de fibres de caoutchouc. L'ESR a présenté un comportement compressif au cours du processus de cisaillement. Par ailleurs, le sol expansif renforcé par des fibres de caoutchouc a présenté une contraction initiale plus importante que le sol expansif non renforcé. (Figure 1.20).

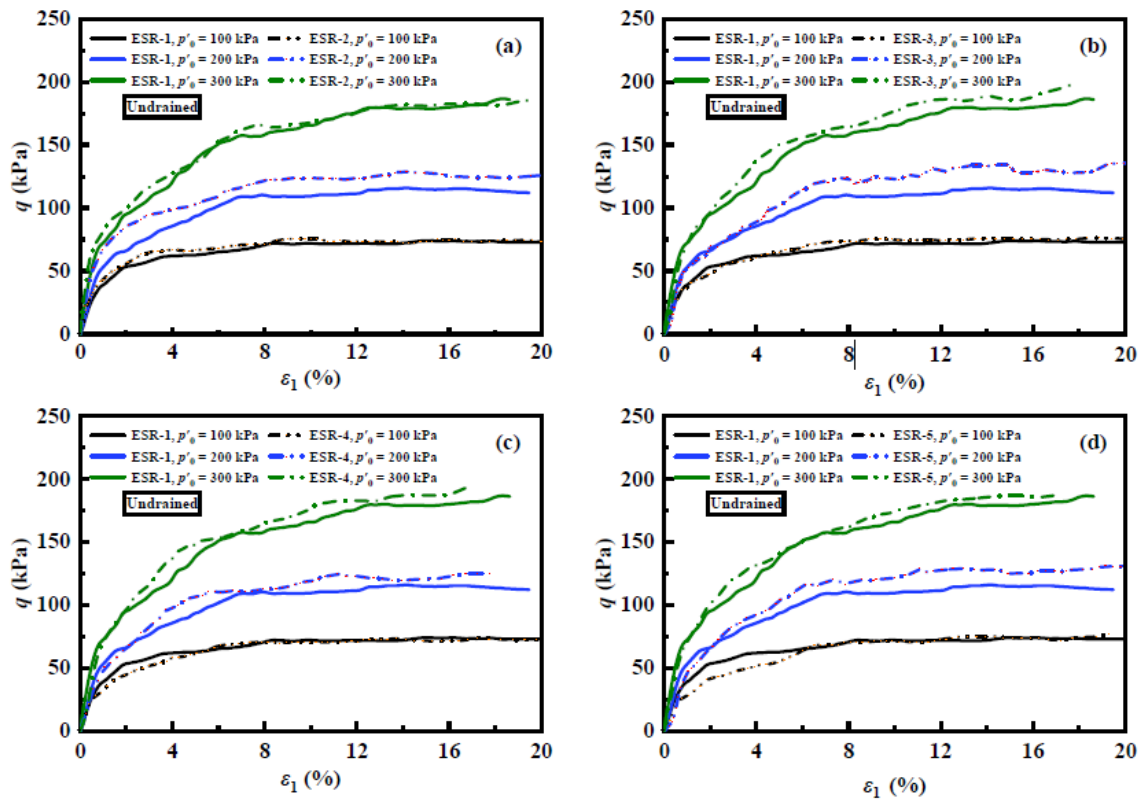


Fig 1.20 : Contrainte déviatorique–déformation du sol expansif renforcé et du sol non renforcé en conditions non drainées : (a) ESR-2, (b) ESR-3, (c) ESR-4, (d) ESR-5. Yang et al. (2024)

1.4.3. Applications des sols renforcés par les fibres

Dans la plupart des applications, les fibres discrètes sont simplement ajoutées et mélangées au hasard avec de la terre ou d'autres matériaux similaires (cendres de charbon, résidus miniers, etc.), de la même manière que la chaux, le ciment ou d'autres additifs sont

utilisés pour stabiliser et améliorer le sol. Cependant, certaines difficultés se présentent sur le chantier pour obtenir un mélange uniforme de sol et de fibres. Dans la pratique actuelle de la construction, l'utilisation de fibres est l'une des techniques d'amélioration des sols rentables et respectueuses de l'environnement.

Le renforcement du sol avec des fibres discrètes est une technique d'amélioration qui n'a pas encore été pleinement utilisée dans le monde entier alors que cette technique peut être adoptée dans la pratique actuelle de l'ingénierie. Cela est probablement dû à l'absence de normes et de codes de pratique, en particulier dans les pays en développement. En comparaison avec les sols systématiquement renforcés (c.-à-d. les sols avec des renforts orientés tels que les sols renforcés par géosynthétiques),

Compte tenu de plusieurs avantages et caractéristiques favorables, les sols renforcés par des fibres présentent un grand potentiel d'application dans plusieurs domaines, et ils sont désormais reconnus comme une technique viable d'amélioration des sols. Les principales applications sont les suivantes :

Applications géotechniques : remblais derrière les structures de soutènement ; stabilisation des sols sous les semelles et les radiers ; stabilisation des pentes de sol défailtantes ; construction de remblais utilisant des sols marginaux, et sur des sols faibles, tels que des dépôts de sol organique mou ; matériaux de remblai légers ; adjuvants dans les sables fins et les limons pour augmenter la résistance à la liquéfaction ; et renforcement des pieux et des tranchées granulaires.

Applications dans le domaine de transport : couches de fondation, sous-fondations et fondations des chaussées, notamment pour les routes à faible trafic ; couches de drainage pour les routes, les pistes, les aires de jeux, etc. ; isolant thermique pour limiter la pénétration du gel ; et couches d'amortissement des vibrations sous les voies ferrées.

Applications hydrauliques et géoenvironnementales : additifs dans le sol pour contrôler la conductivité hydraulique ; amélioration de la résistance du sol à l'érosion par l'eau et le vent ; stabilisation des revêtements minces de sol, des géomembranes de décharge et des couvertures finales ; additifs pour réduire la formation de fissures de retrait/dessiccation dans les argiles compactées ; systèmes de collecte des lixiviats ; et applications de déshydratation avec tubes géotextiles.

1.4.4. Géosynthétiques

Les géosynthétiques désignent une famille de matériaux artificiels utilisés principalement dans le domaine de l'ingénierie civile, notamment dans la construction de routes, la gestion des eaux, les ouvrages de drainage et la stabilisation des sols.

Les géosynthétiques sont classifiés en plusieurs types, chacun ayant des propriétés et des fonctions spécifiques :

- **Géotextiles** : Ce sont des tissus filtrants ou renforcés, utilisés pour le drainage, la séparation des couches de sol, ou la protection des sols.
- **Géomembranes** : Des membranes imperméables utilisées principalement pour l'étanchéité dans des applications comme les réservoirs ou les étangs.
- **Géogrilles** : Structures en maille qui servent à renforcer et stabiliser les sols, en particulier dans les applications de renforcement de talus et de fondations.
- **Géotubes et géocellules** : Structures en forme de tubes ou de cellules utilisées pour contenir des matériaux ou stabiliser les sols.

Les géosynthétiques sont largement utilisés pour améliorer la durabilité et la stabilité des infrastructures, réduire les coûts de construction, et avoir un impact environnemental réduit en raison de leur longévité et de leur efficacité dans la gestion des ressources naturelles.

[Hoseinpoor et al \(2010\)](#) ont effectué une série d'essais triaxiaux sur sable renforcé avec deux types de nappes géotextiles. Les résultats ont mis en évidence une augmentation notable de la résistance au cisaillement, principalement due à l'augmentation du frottement entre les grains de sable et le géotextile comme indique la figure 1.21.

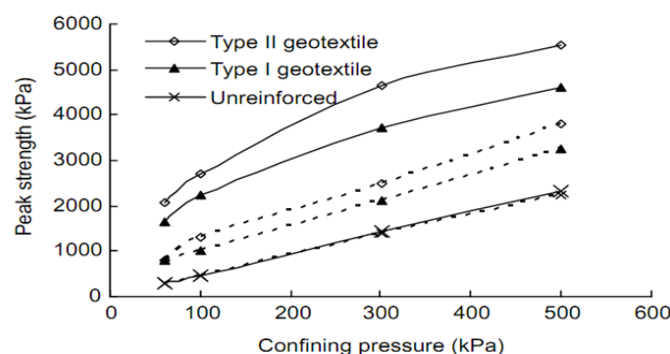


Fig 1.21: Evolution de la résistance au cisaillement au pic en fonction de la pression de confinement pour le sol renforcé (Hosseinpoor et al. 2010).

Awdhesh Kumar et Murali (2016) ont étudié l'influence de différents types de sols et de géosynthétiques sur les paramètres d'interface sol/géosynthétique, en effectuant des essais de cisaillement direct et de traction. Ils ont montré que la taille des particules de sol a une influence significative sur l'angle de frottement à l'interface sol-géosynthétique. Pour les matériaux testés, les sols possèdent une taille moyenne de particules suffisamment grande (c'est-à-dire un D_{50} élevé) montrant une augmentation de la résistance à l'interface sol-géosynthétique. (Voir figure 1.22).

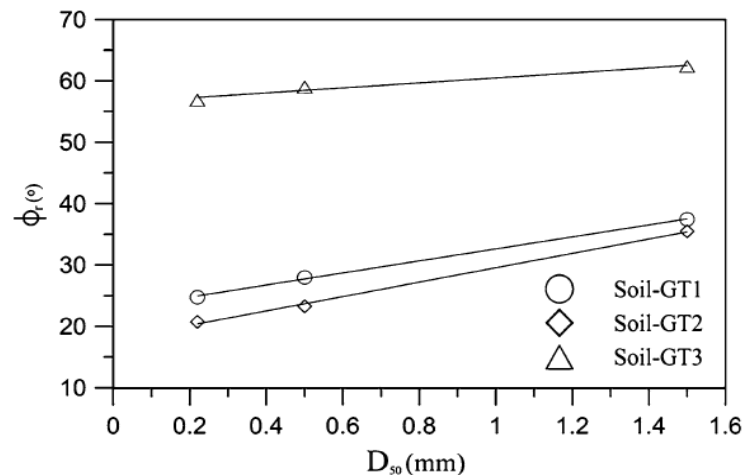


Fig 1.22 : Variation de l'angle de frottement d'interface (ϕ_i) en fonction de D_{50} . Awdhesh Kumar et Murali (2016)

1.5. Influence de différentes techniques de traitement des sols sur le comportement mécanique

Le traitement des sols fait référence aux techniques utilisées pour augmenter les propriétés mécaniques et physico-chimiques de ces derniers, afin d'assurer la stabilité et la sécurité des constructions. Ces traitements sont réalisés pour augmenter la capacité portante des sols, réduire leurs compressibilités et leurs tassements, améliorer leurs drainages, et limiter tous risques d'instabilité.

1.5.1. Déshydratation

La déshydratation thermique est peu utilisée en géotechnique, mais elle peut être efficace pour durcir certaines argiles, par exemple. Concrètement, cette méthode consiste à brûler un carburant dans un forage, en exploitant le forage voisin qui communique avec le premier et sert comme une conduite pour l'évacuation des gaz [Jean-Pierre et Pilot, \(2014\)](#).

1.5.2. Ajout de minéraux

L'introduction de la chaux, de ciment ou de cendres volantes permet de stabiliser les sols en augmentant leurs cohésions et leurs capacités portantes. Ces matériaux réagissent chimiquement avec les particules de sol, augmentant ainsi la rigidité et la résistance mécanique du terrain.

Lopez-Querol et al. (2017) ont examiné l'impact de la teneur en ciment sur la capacité portante du sable éolien. Des essais de compactage et de CBR ont été effectués sur des mélanges sable-ciment contenant 2 %, 4 % et 6 % de ciment (Ce). Les résultats indiquent que l'augmentation de la teneur en ciment améliore de façon significative les caractéristiques du matériau, aussi bien pour le compactage que pour la capacité portante. En particulier, une teneur en ciment plus élevée augmente la densité sèche maximale et la capacité portante, tout en réduisant la teneur en eau optimale, un aspect potentiellement bénéfique dans les régions arides (Figure 1.23).

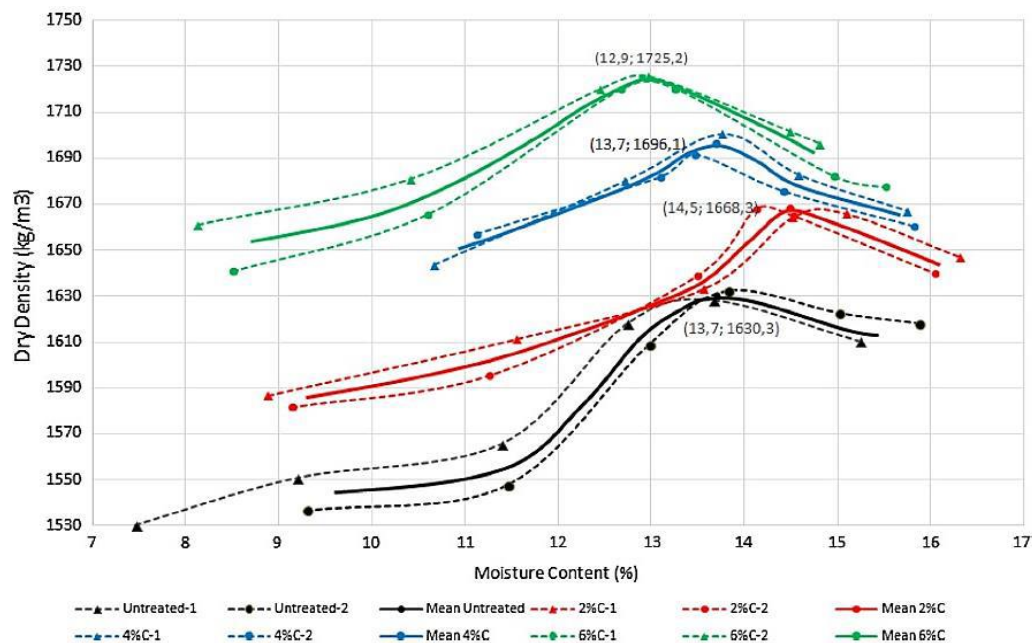


Fig 1.23 : Corrélation entre la masse volumique sèche et la teneur en eau pour le sable éolien de Jeddah (Lopez-Querol et al., 2017).

L'étude menée par Kermatikerman et al. (2018) a consisté en des essais de compression triaxiale non drainés réalisés sur des échantillons de sable mélangés avec différents pourcentages en cendres volantes (0 %, 2 %, 4 % et 6 %), à une densité relative lâche de $Dr = 20$ % et soumis à une pression de confinement initiale de $P'_c = 50$ kPa. Les résultats ont montré que l'ajout de cendres volantes modifie de manière significative le

comportement en contrainte-déformation. Plus particulièrement, ils ont observé que les cendres volantes jouent un rôle essentiel dans l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des sables, comme illustré dans la figure (1.24).

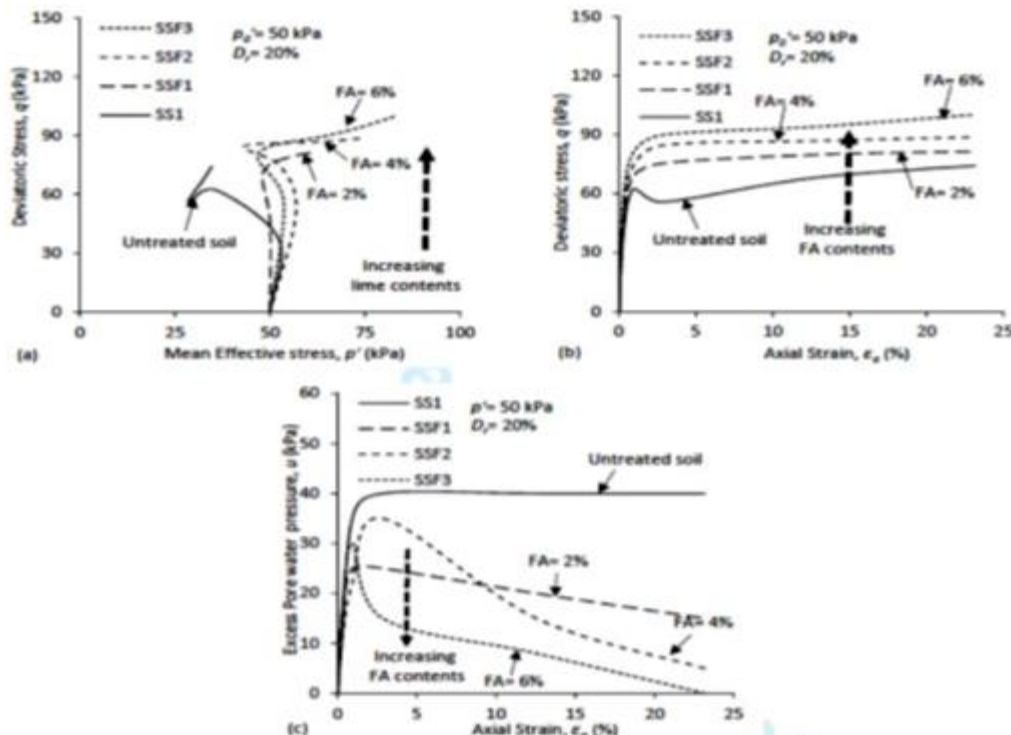


Fig 1.24 : Influence de pourcentages de cendres volantes sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. (Kematikerman et al. (2018))

1.5.3. Traitement des sols par les polymères

Le traitement des sols par les polymères est une technique utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques, la stabilité et la résistance et la durabilité des sols dans divers contextes, notamment dans la construction de routes, la stabilisation des sols agricoles et l'aménagement du territoire. Les polymères sont des chaînes moléculaires longues qui, lorsqu'ils sont ajoutés aux sols, peuvent se lier aux particules et par conséquent augmenter leurs cohésions.

Bai et al (2019) ont étudié les Propriétés de compression non confinée du composite du sable avec des polymères organiques et des fibres naturelles pour une gamme de teneur en polymère fixée à 1 %, 2 %, 3 % et 4 %, respectivement, tandis que, celle de la fibre variait de 0 % à 0,8 % avec un incrément de 0,2 %. Les résultats ont montré que les fibres de coco et de sisal peuvent améliorer les propriétés mécaniques et la microstructure du sable traité ou, la résistance et l'énergie de compression ont augmenté avec une augmentation du polymère et de

la teneur en fibres. De plus, ils ont prouvé que la présence de fibres naturelles a conduit à une augmentation de la capacité d'absorption d'énergie du sable traité comme illustre dans la (Figure 1.25).

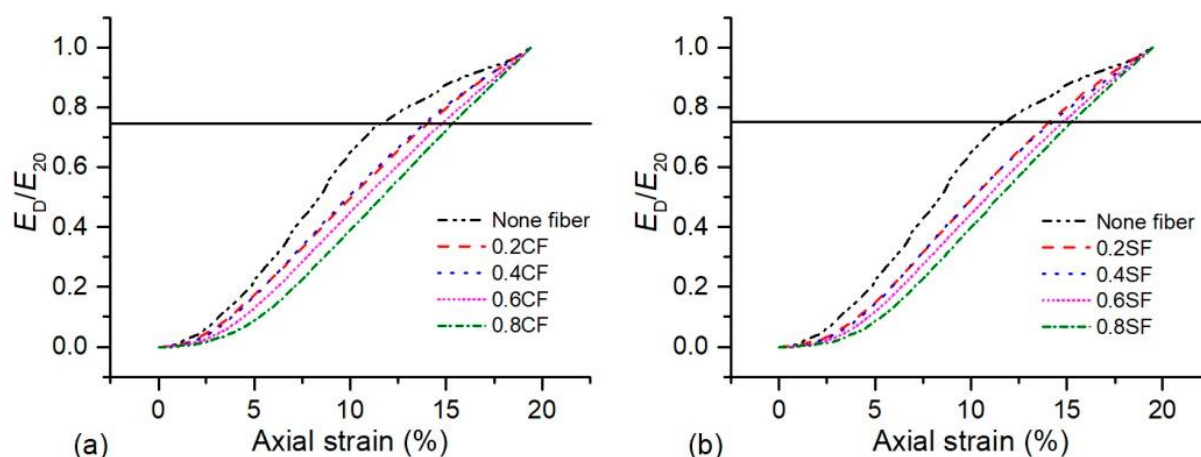


Fig 1.25 : La courbe d'énergie d'absorption normalisée du sable traité au polymère avec (a) CF et (b) SF. Bai et al (2019)

De même [Wei et al. \(2018\)](#) ont constaté que la résistance à la compression non confinée de tous les échantillons augmente avec l'augmentation de l'inclusion de fibres et l'ajout de polymères et ils ont amélioré de manière significative la ductilité de leurs échantillons testés.

[Liu et al \(2020\)](#) ont effectué une série d'essais (compression et traction) en laboratoire pour vérifier certains effets de différents pourcentages de polymères, densités sèches et combinaisons de fibres sur les propriétés mécaniques du sable renforcé. Trois différents types de fibres (sisal, polypropylène et palmier) en combinaison avec des pourcentages variables de polymères ont été ajoutés aux sables reconstitués à différentes densités initiales. Les résultats montrent que la résistance à la traction et à la compression du sable renforcé augmente avec l'augmentation de de pourcentage de polymère, de la densité de l'échantillon et des différentes combinaisons de fibres comme indique la figure 1.26.

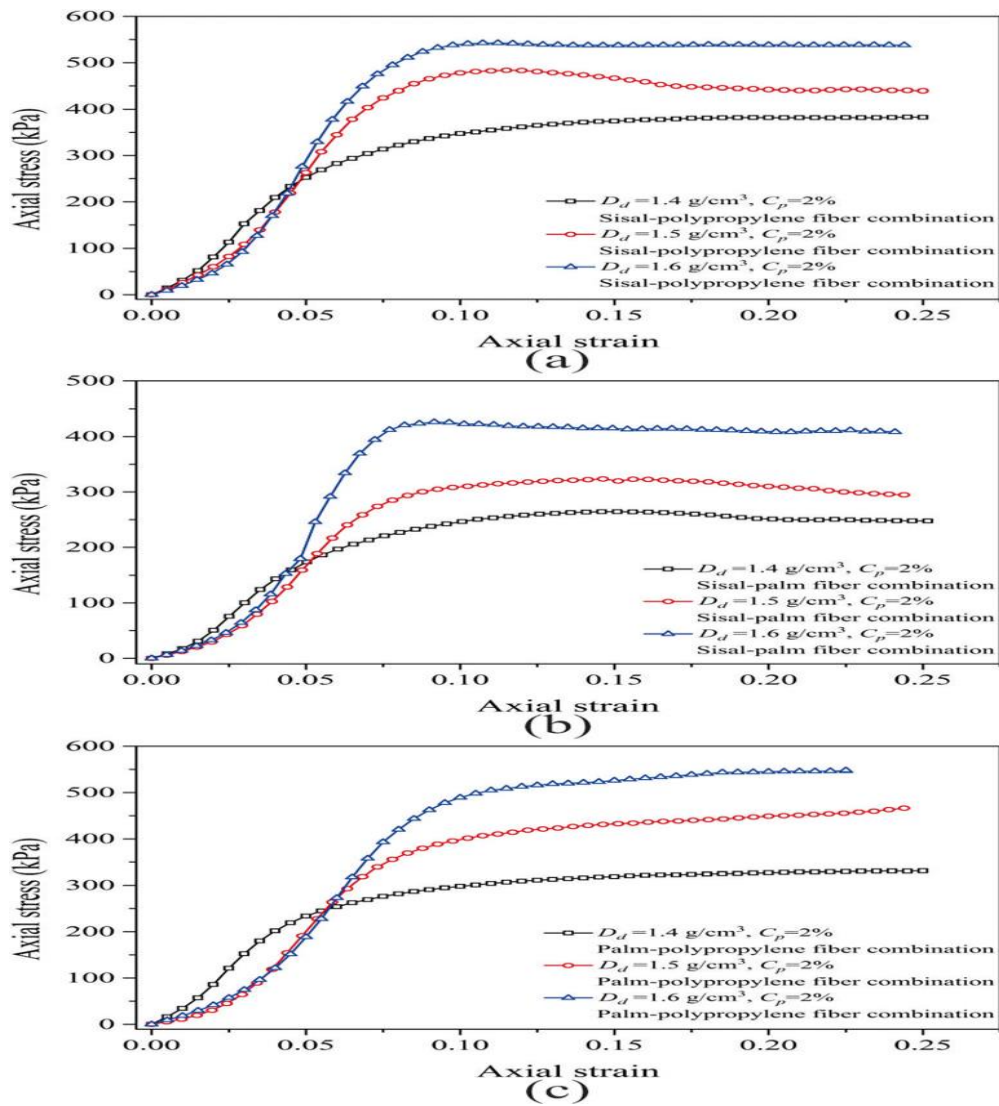


Fig 1.26: contrainte axiale en fonction de déformation axiale des échantillons renforcés par la même fibre. Liu et al (2020)

Dans leur étude, [Mohammed Ali et al \(2022\)](#) ont évalué l'influence de diverses proportions de poudre de verre recyclé sur la résistance à la compression non confinée d'un sol stabilisé par des géopolymères, après une période de cure de 7 jours. D'après la figure 1.27, la résistance à la compression non confinée augmente de manière linéaire jusqu'à une teneur optimale de 15 % de poudre de verre recyclé, après quoi elle diminue.

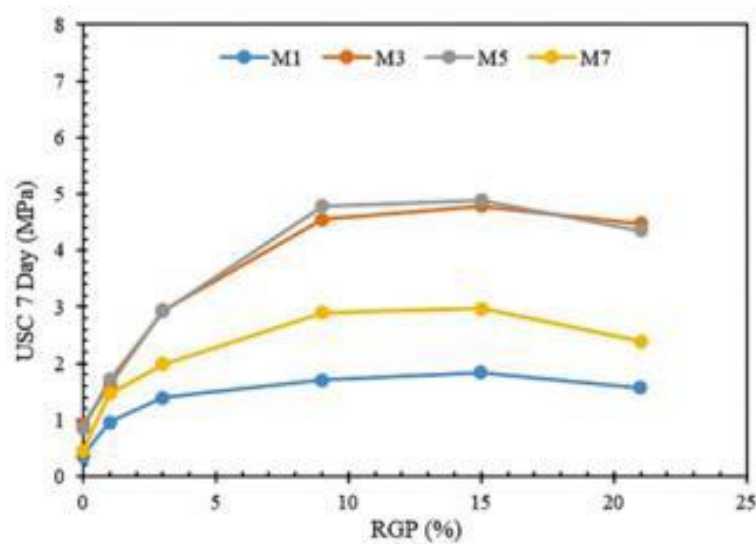


Fig 1.27 : Résistance de compression non confinée pendant 7 jours en fonction de la poudre de verre.

(Mohammed Ali et al 2022)

Hao et al. (2023) ont examiné les caractéristiques de résistance au cisaillement direct du sable lorsqu'il est combiné à un prépolymère de polyuréthane et à une fibre de sisal. Ils ont observé que l'augmentation de la concentration du prépolymère de polyuréthane améliore la résistance au cisaillement des sols sableux. En outre, ils ont remarqué que la résistance au cisaillement augmente dans un premier temps, puis diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal. Ils ont identifié qu'une teneur optimale de 0,4 % de fibre de sisal est la plus efficace pour renforcer le sable comme le montre la figure 1.28.

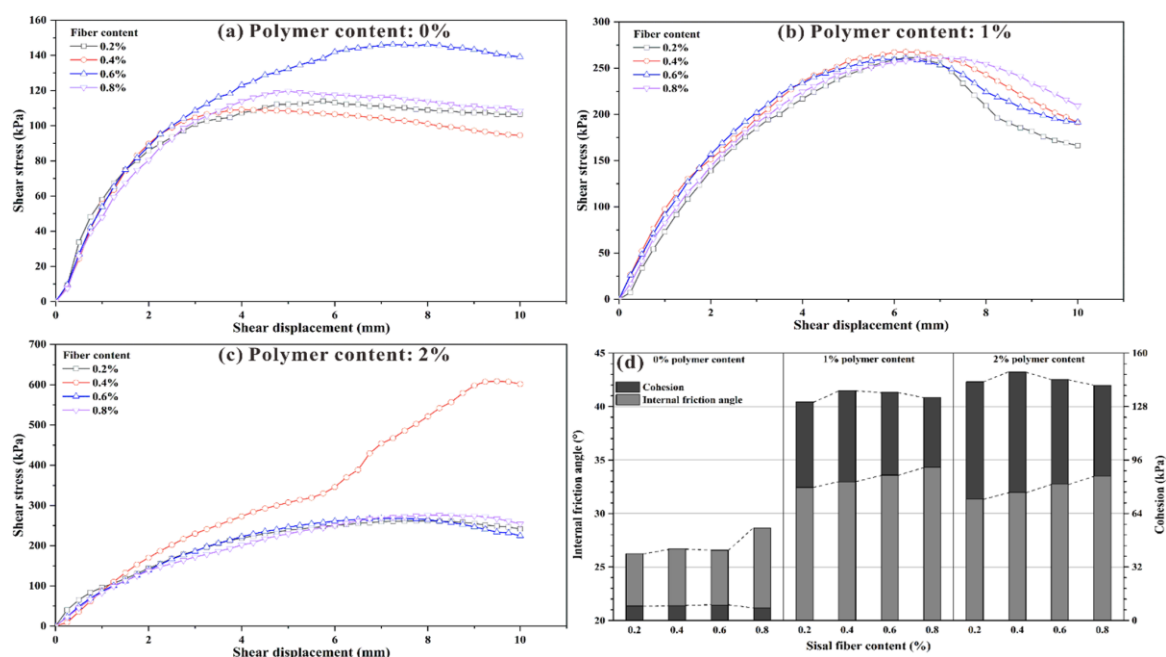


Fig 1.28 : Effet de la teneur en fibres de sisal sur les courbes contraintes- déplacements ; Angle de frottement interne (sous une contrainte axiale verticale de 200 kPa) de différentes teneurs en polymère. Hao et al. (2023)

1.5.4. Avantages de traitement des sols par les polymères

- **Amélioration de la résistance à la dégradation** : Les polymères permettent de consolider les sols en liant les particules, ce qui empêche la dégradation sous l'effet de la pluie ou du vent.
- **Réduction de la poussière** : En augmentant la cohésion des particules, les polymères limitent la production de poussière, ce qui est particulièrement utile dans les zones sèches et sur les chantiers.
- **Stabilisation des sols pour la construction** : Dans les projets d'infrastructure, le traitement par polymères permet de renforcer la base de fondation des routes, des pistes d'atterrissage et des chemins de fer, assurant ainsi une meilleure durabilité.
- **Conservation de l'eau** : Les polymères rétenteurs d'eau permettent une meilleure rétention de l'humidité, bénéfique pour les sols agricoles, surtout dans les zones arides.

Ces méthodes sont souvent utilisées en combinaison pour optimiser la stabilité et la capacité portante des sols en fonction des spécificités géologiques et des besoins du projet. Ces techniques sont essentielles pour les constructions en terrains difficiles ou dans des zones de sols à faible portance.

1.6. Influence des caractéristiques granulométrique

La disposition des particules affecte directement des paramètres tels que l'indice de vide et les forces interparticulaires [Doumi et al \(2021\)](#) ; [Azaiez et al \(2021\)](#) ; [Hazout et al \(2022\)](#). Typiquement, les sols à gros grains génèrent une résistance au cisaillement plus élevée grâce à l'augmentation et à la diminution des indices de vide par enchevêtrement [Zuo et al \(2023\)](#) ; [Taibi et al \(2023\)](#) ; [Cherif Taiba et al \(2023\)](#). Il est important de noter que certaines recherches antérieures se sont concentrées sur les fibres naturelles et l'effet de la distribution de la taille des particules (PSD) sur la résistance au cisaillement des matériaux granulaires [Cherif Taiba et al \(2024\)](#). Pourtant, aucune attention n'a été accordée à leurs effets combinés sur la mécanique des sols, en particulier avec la mise en œuvre de fibres traitées. Les fibres traitées améliorent la durabilité des matériaux en les protégeant contre la dégradation, ce qui garantit une résistance soutenue du sol renforcé et, par conséquent, sa longévité. [Wang et al \(2022\)](#) ont examiné l'influence de la taille des particules sur les caractéristiques de cisaillement du sol dans des conditions en grands déplacements et de traitement thermique. Ils ont prouvé que la distribution de la taille des particules influence de manière significative la résistance au cisaillement des sols. Les particules de plus petites tailles entraînent une plus grande résistance résiduelle au cisaillement.

Avec des résultats pertinents présentés dans le Tableau 1.1, soulignant le rôle de la taille des particules dans la susceptibilité à la liquéfaction du sol.

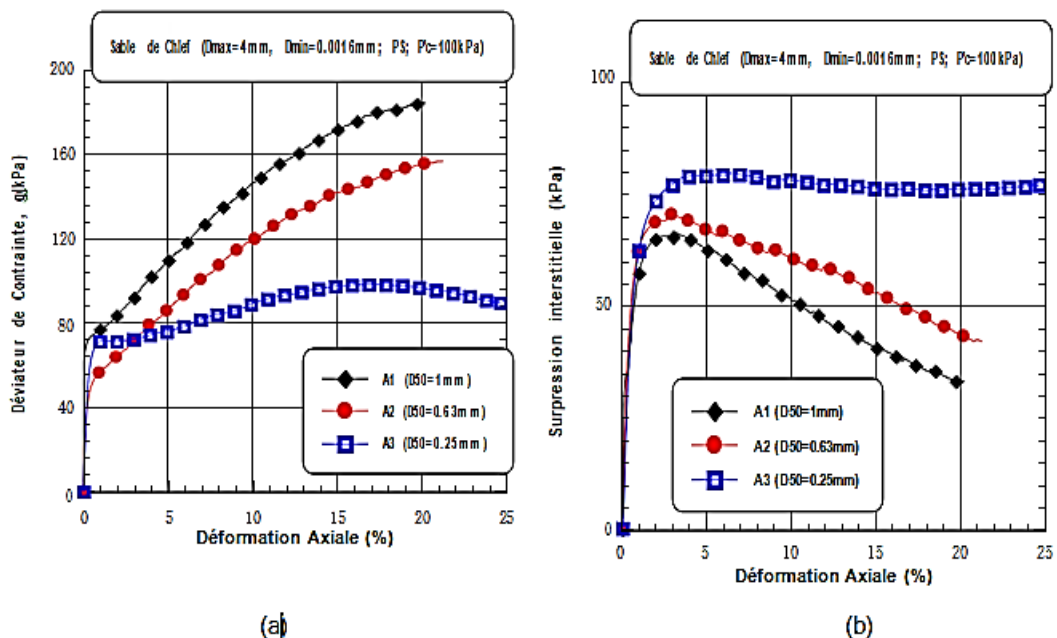
Tableau 1.1 : Résumé de l'effet de la taille des particules sur le comportement cyclique des sols.

Références	Nature du sol	Paramètre de taille des particules	Type de test	Rapports contraintes cycliques	Effet de la taille des particules sur le comportement cyclique du sol
Chang et al. 1982	Clean sand	D_{50} and C_u	Cyclic triaxial	-	-La résistance à la liquéfaction cyclique (CLR) d'un sable propre est fortement influencée par le D_{50} et le C_u .
Vaid et al. 1990	River sand	D_{50} and C_u	Cyclic triaxial	-	La résistance à la liquéfaction cyclique du sable à faible granulométrie était inférieure à celle du sable à bonne
Kokusho et al. 2004	River sand	C_u	Cyclic triaxial	-	-Toute tendance unique entre le coefficient d'uniformité (C_u) et la résistance à la liquéfaction cyclique des sables
Yilmaz et al. 2008	Sand	C_u and C_c	Cyclic triaxial	-	Aucune relation significative n'a été observée entre la résistance à la liquéfaction cyclique et C_u ou C_c du sable.
Belkhatir et al. 2011	Sand-silt mixtures	D_{10} and D_{50}	Cyclic triaxial	CSR=0.15	Une relation linéaire entre D_{10} et CRR, ainsi qu'entre D_{50} et CRR
Monkul et al. 2021	Sand-silt mixtures	C_u	Cyclic simple shear (CDSS)	CSR=0.08-0.14	Le C_u a permis d'établir une relation étonnamment bonne avec la résistance à la liquéfaction cyclique des sols
Wang et al. 2020	sand	PSD	Cyclic direct shear (CDS) and Post-cyclic direct shear (PCDS)	-	-De grandes différences dans la résistance au cisaillement de l'interface sable-géotextile en raison des différentes granulométries. -Dans les essais PCDS, les courbes de contrainte de cisaillement-déplacement présentaient un comportement de durcissement de la contrainte après le pic pour différentes gradations de taille de particules.
Park et al. 2023	Glass beads	C_u	-One-way repeated direct shear and Simple shear loadings	-	Une augmentation de C_u a conduit à une augmentation du ratio de rigidité pour DS et DSS.
Guo et al. 2023	Coral gravelly particles	D_{50}	Cyclic triaxial	CSR=0.18-0.25	Le comportement cyclique a montré une tendance positive avec les valeurs de diamètres moyens « D_{50} » et le coefficient d'uniformité identique « C_u ».
Zuo et al. 2023	Silty sand	D_{50} and C_u	Cyclic triaxial	CSR=0.11-0.20 CSR=0.19-0.27	- La résistance à la liquéfaction a augmenté avec l'augmentation du D_{50} à un état moyennement dense. - La résistance à la liquéfaction des matériaux testés diminue à mesure que C_u augmente à des états moyennement denses ou denses.

Hazout (2017) a réalisé une série d'essais consolidés non drainés de cisaillement triaxial sur des échantillons du sable de Chlef ayant différents diamètres moyens des grains " $0.25 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1 \text{ mm}$ " et différents diamètres extrêmes [Ai " $D_{\max}=4 \text{ mm}$ et $D_{\min}=0.0016 \text{ mm}$ ", Bi " $D_{\max}=2.5 \text{ mm}$ et $D_{\min}=0.0016 \text{ mm}$ ", Ci " $D_{\max}=1.6 \text{ mm}$ et $D_{\min}=0.0016 \text{ mm}$ "]. Les échantillons ont été préparés au laboratoire par la méthode de la pluviation à sec, à une densité relative ($D_r=25\%$) et soumis à une contrainte de confinement ($P'_c=100 \text{ kPa}$).

Elle a montré clairement que le diamètre moyen des grains " D_{50} " contrôle d'une manière significative la résistance au cisaillement non drainée des sols sableux. En outre, la résistance au cisaillement non drainée des échantillons de la catégorie "Ai" ($q_{\max}=185.07 \text{ kPa}$ pour A1, $q_{\max}=157.27 \text{ kPa}$ pour A2 et $q_{\max}=98.71 \text{ kPa}$ pour A3), catégorie "Bi" ($q_{\max}=229.25 \text{ kPa}$ pour B1, $q_{\max}=160.74 \text{ kPa}$ pour B2 et $q_{\max}=119.86 \text{ kPa}$ pour B3) et catégorie "Ci" ($q_{\max}=163.36 \text{ kPa}$ pour C1, $q_{\max}=145.62 \text{ kPa}$ pour C2 et $q_{\max}=92.71 \text{ kPa}$ pour C3) diminue avec la diminution du diamètre moyen allant de $D_{50} = 1.00 \text{ mm}$ à $D_{50}=0.25 \text{ mm}$.

De plus, le diamètre moyen a un impact notable sur la surpression interstitielle. On remarque que la surpression interstitielle maximale des échantillons augmente avec la diminution du diamètre moyen du $D_{50}=1 \text{ mm}$ à $D_{50}=0.25 \text{ mm}$ pour tous les échantillons de groupe 1 (Ai, Bi, Ci) du sable (Figures 1.29, 1.30 et 1.31).



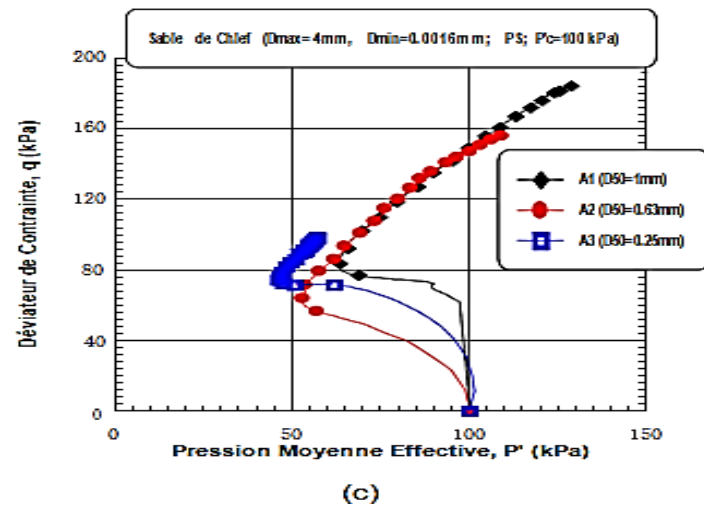
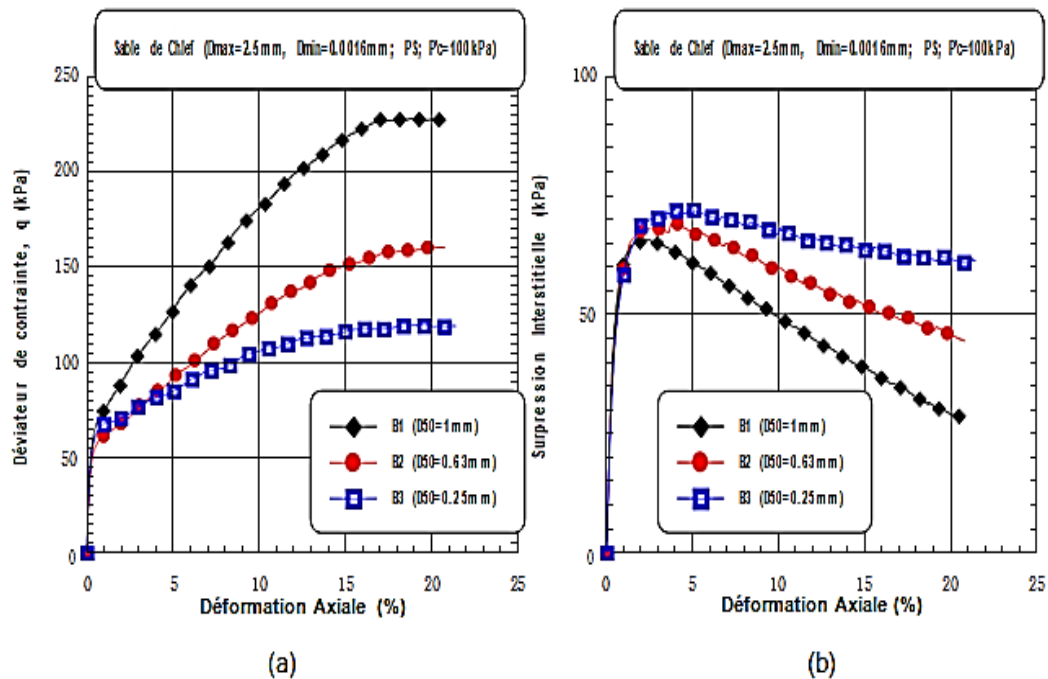


Fig 1.29 : Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de A1)
 $(D_{\max} = 4.0\text{mm}, D_{\min} = 0.0016\text{mm}, 0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.0\text{mm}, D_r = 25\%, P^* = 100\text{kPa}, \text{PS})$.

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

(b) : Evolution de la surpression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan (p', q) (Hazout 2017)



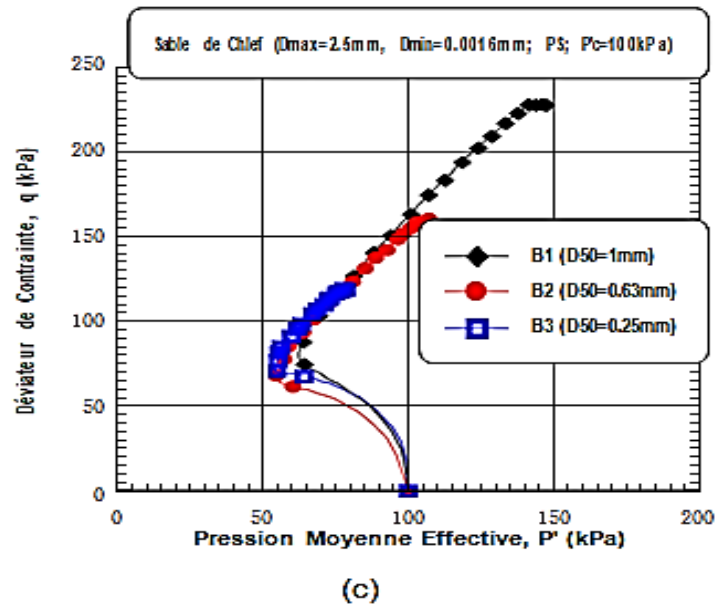


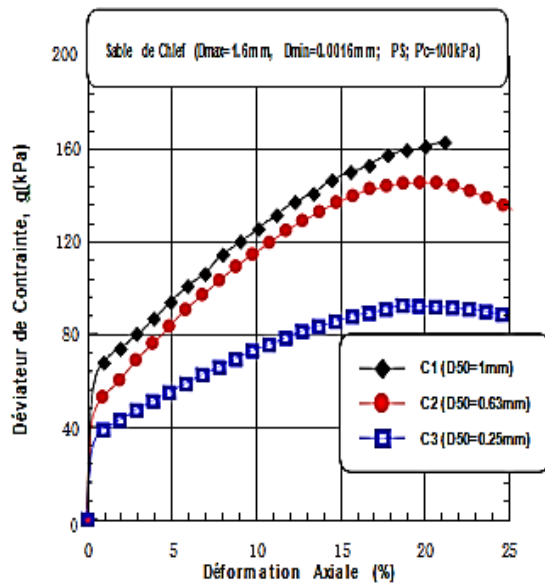
Fig 1.30 : Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de Bi)

($D_{max} = 2.5\text{mm}$, $D_{min} = 0.0016\text{mm}$, $0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.0\text{mm}$, $Dr = 25\%$, $P_c = 100\text{kPa}$, PS)

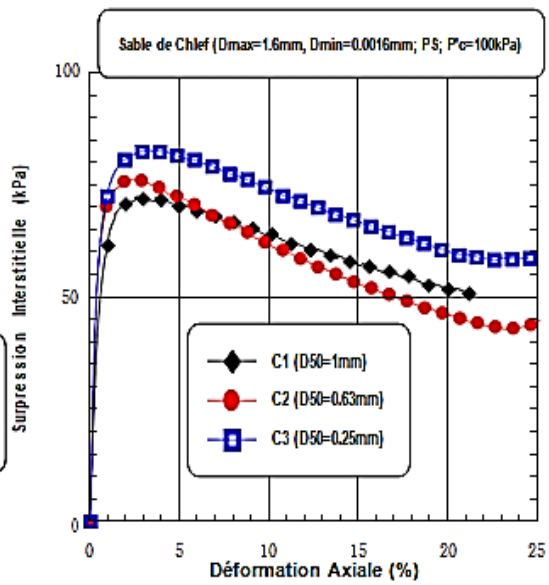
(a) : Evolution de déviateur de contrainte

(b) : Evolution de la surpression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan (p' , q) (Hazout 2017)



(a)



(b)

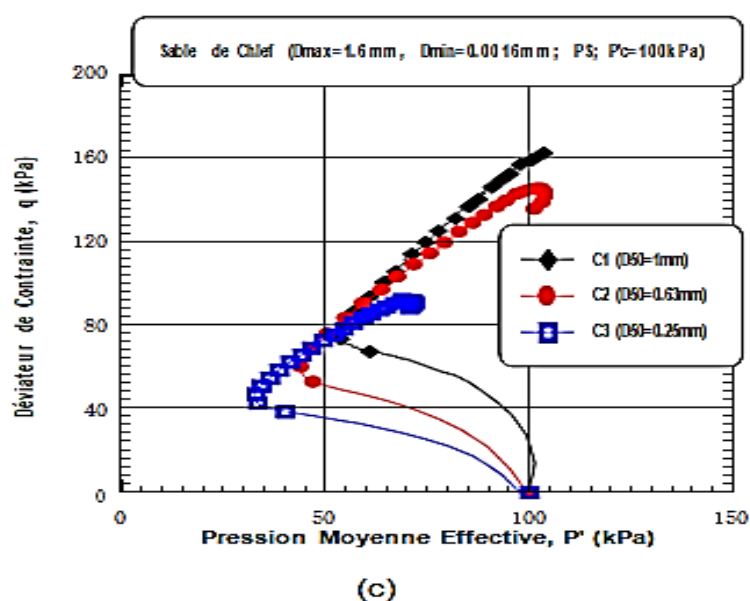


Fig 1.31 : Réponse non-drainée du sable de Chlef (Echantillons de Ci)
 $(D_{\max}=1.6\text{mm}, D_{\min}=0.0016\text{mm}, 0.25\text{mm} \leq D_{50} \leq 1\text{mm}, D_r = 25\% ; P_c = 100\text{kPa}, \text{PS})$

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

(b) : Evolution de la surpression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan (p', q) (Hazout 2017)

[Cherif Taiba \(2017\)](#) a analysé l'influence de la taille des grains en termes des diamètres moyens et de diamètres efficaces sur la résistance au cisaillement non drainée de trois différents mélanges (sable de Chlef-limon, sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon), en utilisant l'appareil triaxial. Leurs échantillons ont été reconstitués au laboratoire avec une densité relative ($D_r=52\%$) et une fraction des fines peu plastiques varie de $F_c=0\%$ à $F_c=40\%$.

Il a trouvé que les diamètres moyens et efficaces ont un effet très notable sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges étudiés. Ou, elle diminue avec la diminution des diamètres moyens et des diamètres efficaces ainsi qu'avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques tel que les limons.

De plus, il a montré que les échantillons possédants des diamètres moyens et ceux efficaces ayant une teneur en fines plus élevée indiquent une résistance au cisaillement non drainée plus faible que les échantillons ayant les mêmes diamètres moyens et ceux efficaces du sable propre comme il est illustré dans la (Figure 1.32).

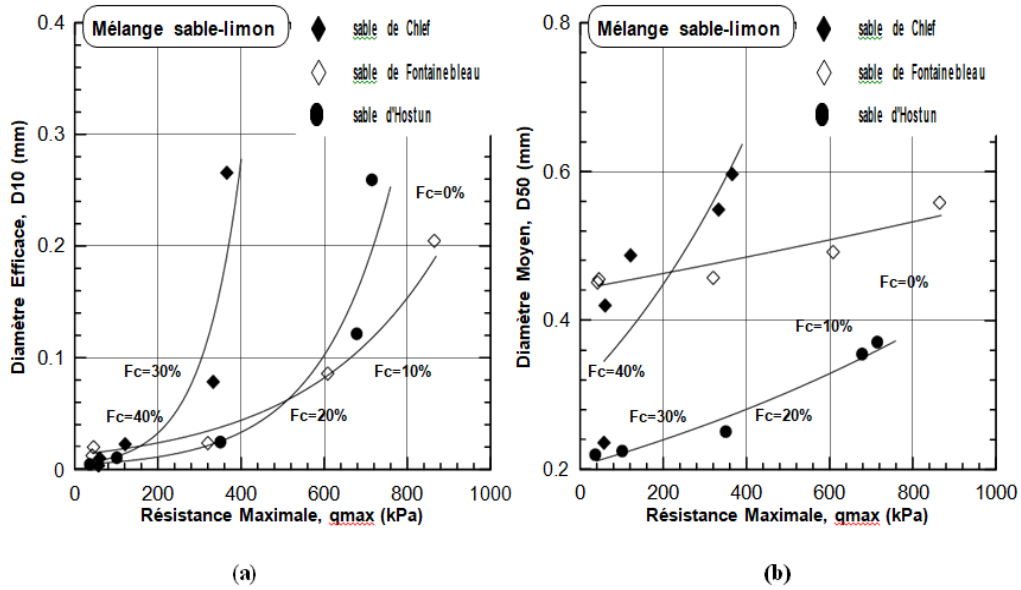
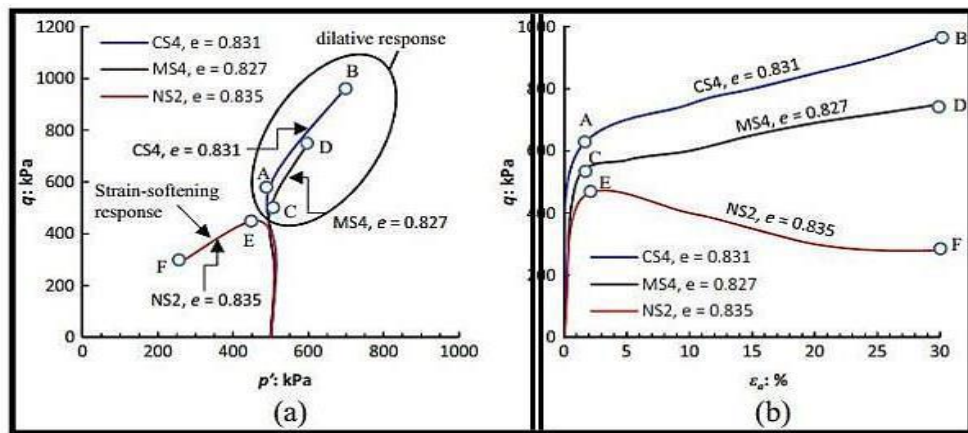


Fig 1.32: Influence de la taille des grains sur la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen (Cherif Taiba 2017)

Keramatikerman et Chegenizadeh (2017) ont réalisé une étude visant à évaluer l'influence de la forme des grains sur la résistance au cisaillement des sables non cohérents. Des essais de rotation ont été menés en laboratoire sur trois types de sable présentant des morphologies différentes : un sable propre à grains arrondis (NS), un sable concassé à grains semi-arrondis (CS), et un sable mélangé à grains semi-anguleux (MS), tous soumis à une contrainte initiale de 500 kPa. Les résultats ont montré que les sables à grains semi-arrondis (CS) et semi-anguleux (MS) présentaient une résistance au cisaillement plus élevée que le sable à grains arrondis (NS), ce dernier montre un comportement contractif. Ces résultats confirment que la forme des grains joue un rôle déterminant dans la réponse mécanique des sols sableux, comme illustre la Figure 1.33.



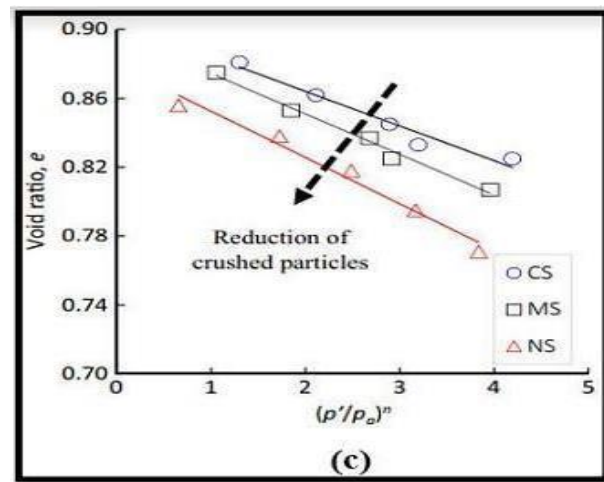


Fig 1.33: Effet de la forme des grains sur la résistance au cisaillement non drainée (a)- Contrainte en fonction de pression effective ($q-p'$) ; (b)- contrainte en fonction de déformation et (c)- l'état critique dans le plan ($e-p'$). Pour les échantillons « CS, MS, NS ».

Keramatikerman et Chegenizadeh (2017).

Cherif Taïba et al (2018) ont réalisé des essais triaxiaux en compression monotone sur des échantillons de trois types de sable : le sable de Chlef (grains arrondis), le sable de Fontainebleau (grains semi-arrondis) et le sable d'Hostun (grains semi-angleux), tous préparés avec une densité relative initiale de 52 % et soumis à une contrainte de confinement de 100 kPa. Les résultats de cette étude ont révélé que la forme des grains influence de manière significative la résistance au cisaillement non drainée des sables testés. En particulier, l'accroissement de l'enchevêtrement des grains, dû à des formes plus anguleuses, a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement. Ces observations, illustrées dans la Figure 1.34, sont cruciales pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols.

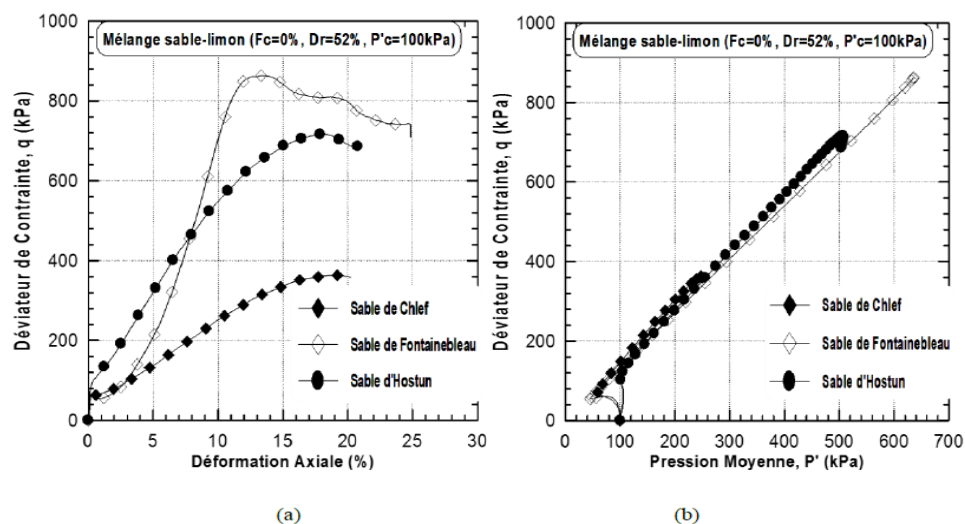


Fig 1.34: Réponse non-drainée du mélange sable-limon ($P'_c=100$ kPa, $D_r=52\%$), (a)-Evolution de déviateur de contrainte, (b)- Chemin de contrainte dans le plan (p' , q), Cherif Taïba et al., (2018).

1.7. Evaluation du potentiel de liquéfaction sous chargement cyclique

La liquéfaction désigne la perte de résistance au cisaillement des sols saturés, meubles et non cohésifs (granulaire), lorsqu'ils sont soumis à une charge statique (monotone) ou, plus fréquemment, à une charge dynamique, comme un séisme, ce qui rend le comportement d'un sol semble à celui d'un liquide. Lors de la liquéfaction, l'augmentation notable de la surpression interstitielle entraîne une réduction importante de la contrainte effective moyenne, permettant ainsi aux particules du sol de se déplacer librement les unes par rapport aux autres. La formulation de la contrainte effective verticale est présentée dans l'équation 1.1.

$$\sigma v' = \sigma v - u \quad (1.1)$$

La réduction de la contrainte effective moyenne verticale entraîne une diminution de la contrainte de cisaillement du sol. La contrainte de cisaillement utilisant le critère de résistance de Mohr-Coulomb est présentée dans l'équation 1.2 [Coduto DP, \(1999\)](#).

$$\tau = c' + \sigma v' \tan \phi' \quad (1.2)$$

[Seed et al. \(1983\)](#) ont indiqué que deux méthodes étaient utilisées pour déterminer le potentiel de liquéfaction cyclique. La première est basée sur des relations empiriques des caractéristiques in situ et des observations. La seconde repose entièrement sur les conditions de contrainte et de déformation contrôlées, ainsi que sur les procédures expérimentales utilisées en laboratoire. Le calcul du rapport de contrainte cyclique (CSR), qui est défini comme étant le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte effective initiale verticale. Ce paramètre a été formulé par [Seed et Idriss en 1971](#) dans l'équation 1.3.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (1.3)$$

[Noorzad et al. \(2014\)](#) ont mené des essais triaxiaux cycliques dans le but d'identifier la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement d'un mélange sable-fibres. Les résultats expérimentaux ont montré que l'apparition de la liquéfaction nécessite un plus grand nombre de cycles à chaque fois que la teneur en fibres augmente. Il est intéressant de noter qu'une augmentation de la longueur des fibres est corrélée à une augmentation du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction, bien que les fibres soient moins efficaces au cours des premiers cycles (figure 1.35).

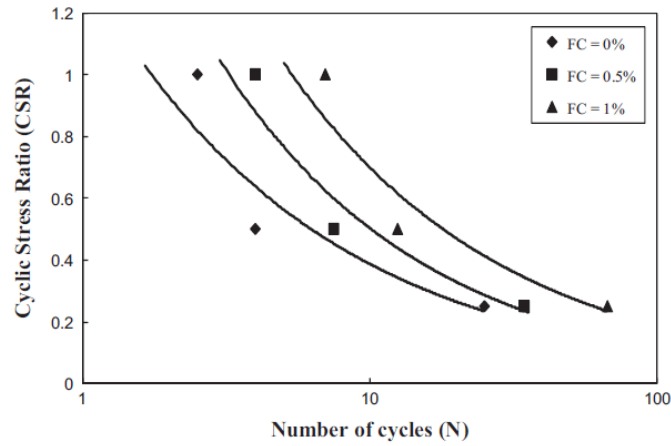
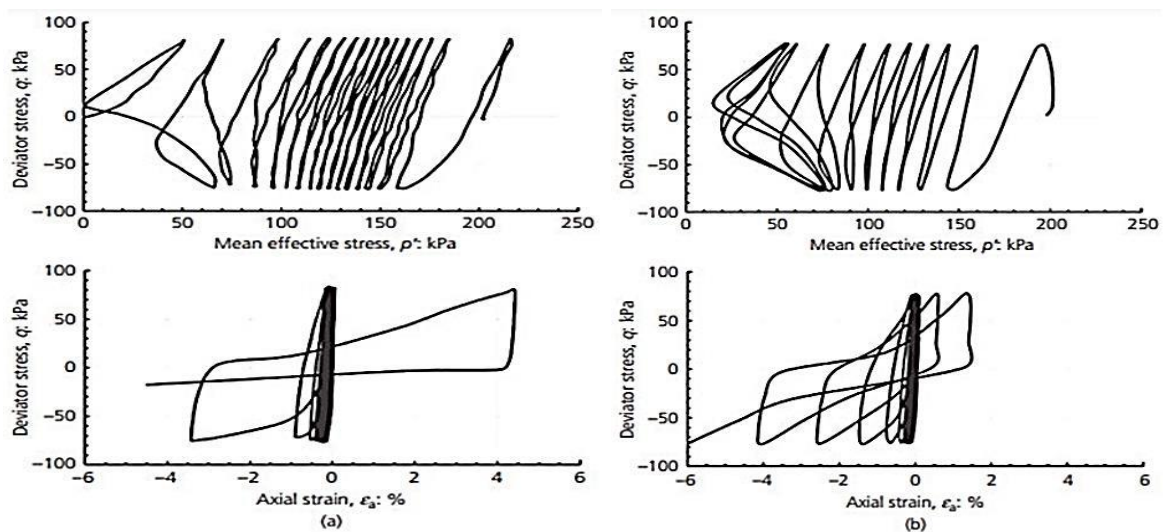


Fig 1.35: Relation entre le rapport de contrainte cyclique et le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction à diverses teneurs en fibres et pressions de confinement ($D_r = 40\%$ and $FL = 12$ mm). [Noorzad et al. \(2014\)](#)

[Rodrigues et al. \(2020\)](#) ont effectué des essais triaxiaux cycliques non drainés sur un mélange sable-biochar avec différentes proportions de biochar de $F_{bio} = 0\%$, 4% , $5,5\%$ et 10% . Les échantillons ont été préparés avec une densité relative initiale très lâche ($D_r = 20\%$). Ils ont observé qu'une augmentation de la teneur en biochar de 4% à 10% entraîne une diminution de la résistance au cisaillement cyclique des sols testés par rapport au sable propre, pour un rapport de contrainte cyclique $CSR = 0,2$.

Ils ont expliqué cette diminution de la résistance cyclique des mélanges sable-biochar par l'influence des propriétés chimiques du biochar, qui contribuent à réduire la résistance au cisaillement cyclique des échantillons testés, comme le montre la figure 1.36.



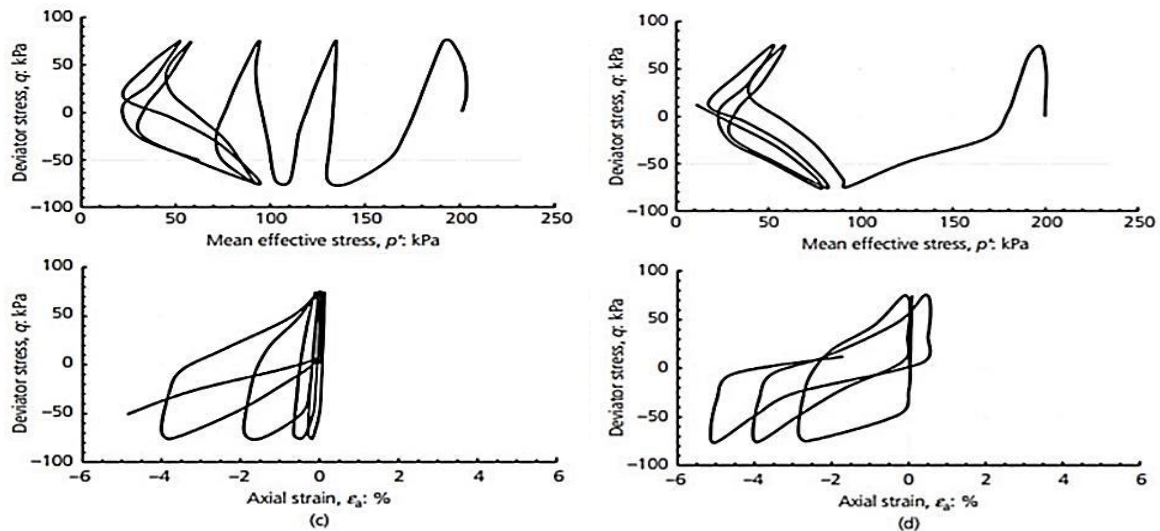


Fig 1.36 : Essais triaxiaux cycliques non drainés pour les mélanges sable-biochar à $CSR=0.20$ et ($Dr=20\%$) (a) $F_{bio}=0\%$; (b) $F_{bio}=4.0\%$; (c) $F_{bio}=5.5\%$ et (d) $F_{bio}=10\%$, Rodrigues et al., (2020).

De plus, le rapport de résistance cyclique (CRR) est une mesure définie comme étant le rapport de contrainte cyclique (CSR) qui induit une liquéfaction sur un nombre spécifié de cycles (par exemple, $N = 10$ ou 15). En général, CRR est le rapport entre l'amplitude de résistance au moment de la liquéfaction et la contrainte effective verticale est présentée dans l'équation 1.4 (Carraro et al., 2003). En d'autres termes, le rapport de résistance cyclique représente la capacité du sol à résister à la liquéfaction.

$$CRR = \frac{\tau_{\text{resistance}}}{\sigma'_{vo}} \quad (1.4)$$

À la suite des études menées par Seed et al. (1983), le nombre de cycles uniformes nécessaires pour provoquer la liquéfaction en fonction de séismes de magnitudes différentes est présenté dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Nombre de cycles représentatif de séismes de magnitudes différentes Seed et al. (1983)

Magnitudes	Nombre de cycles représentatifs at $0.65 \tau_{max}$
8.5	26
7.5	15
6.75	10
6	5-6
5.25	2-3

Monkul et Kendir 2019 ont réalisé des essais de cisaillement simple cyclique avec du sable de Sile 20/30 et du limon non plastique SI pour des teneurs en fines (F_C) de 0% , 15% et 25% , sous différentes densités relatives. Ils ont constaté que le rapport de résistance

cyclique du sable limoneux avec 15 % de FC est plus élevé que celui du sable propre pour une densité relative initiale $D_r < 53\%$, et au-delà de cette valeur de D_r , la résistance cyclique du sable propre devient supérieure à celle du sable limoneux avec 15 % de FC lorsque la densité relative augmente. Pour le sable limoneux avec 25 % de FC, la résistance cyclique du sable propre est supérieure à celle du sable limoneux reconstitués sous toutes les densités relatives. La variation du rapport de résistance cyclique en fonction de la densité relative pour différentes teneurs en fines est illustrée dans la Figure 1.37. Comme on peut le voir le CRR du sable limoneux diminue lorsque la teneur en fines augmente de 15 % à 25 %.

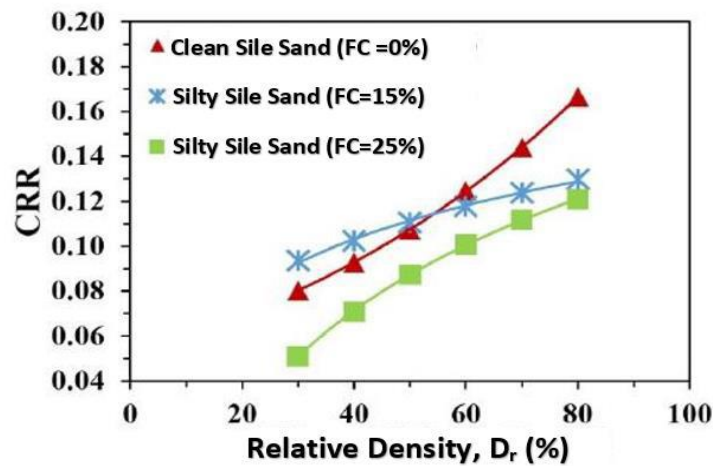


Fig 1.37: Variation de rapport de résistance cyclique (CRR) du sable de Sile 20/30 en fonction de la densité relative (D_r) pour différentes teneurs en fines (FC), Monkul et Kendir (2019).

Le facteur de sécurité (FS), est défini comme étant le rapport entre la résistance cyclique et la contrainte cyclique, est présenté dans l'équation 1.5. Il n'y a aucun risque de liquéfaction lorsque le ratio de résistance cyclique est supérieur au ratio de contrainte cyclique. Cependant, si le rapport de contrainte cyclique dépasse celui de résistance cyclique, on suppose qu'une liquéfaction s'est produite.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.5)$$

Seed et Lee (1966) ont rapporté que plusieurs facteurs majeurs influencent le risque de liquéfaction, notamment le taux des vides, la pression de confinement et la magnitude de la contrainte ou de la déformation cyclique. Le rapport de la surpression interstitielle excessive peut être défini comme étant le rapport entre la surpression interstitielle et la contrainte de consolidation verticale, comme l'indique l'équation 1.6.

$$ru = \frac{\Delta u}{\sigma' c'} \quad (1.6)$$

Il a été admis que la liquéfaction se produit lorsque le rapport de la surpression interstitielle atteint 1,0 (la surpression interstitielle est alors égale à la contrainte de consolidation verticale $\Delta u = \sigma' c' = 100$ kPa) ou lorsque la déformation en cisaillement pic à pic atteint 10 %, selon ce qui survient en premier. Par conséquent, dans certains cas, les essais ont été interrompues par la machine de test contrôlée par ordinateur avant que le rapport de pression interstitielle excessive n'atteigne 1,0, car la déformation pic à pic avait atteint 10 %. En outre, selon la littérature dans certaines études, une déformation en cisaillement pic à pic de 5 % a été choisie [Sitharam et Dash \(2008\)](#), [Cubrinovski et al \(2010\)](#).

1.8. Evaluation de la liquéfaction basée sur le principe de l'énergie

Il existe trois principales méthodes pour évaluer le potentiel de liquéfaction des sols, basées respectivement sur la contrainte, la déformation et l'énergie. La méthode basée sur l'énergie (EBM) a été introduite pour la première fois par [Nemat-Nasser et Shokooh \(1979\)](#), puis développée par [Davis et Berrill \(1982\)](#) et [Berrill et Davis \(1985\)](#). Contrairement à la méthode basée sur la contrainte, l'EBM prend en compte directement les mouvements sismiques irréguliers, sans conversion en mouvements harmoniques.

L'EBM permet ainsi de comparer l'énergie des ondes sismiques montantes atteignant des couches de sol spécifiques avec l'énergie de capacité, définie comme l'énergie dissipée nécessaire aux sols pour atteindre l'état de liquéfaction ([Kokusho, 2013, 2017, 2021](#)). Bien que ces études soient très limitées, elles montrent qu'il est possible non seulement d'évaluer le potentiel de liquéfaction, mais également de quantifier la déformation induite par la liquéfaction (et, par conséquent, le tassement du sol) dans les couches liquéfiées en utilisant l'EBM. Ainsi, les avantages potentiels de l'EBM offrent aux praticiens du génie parasismique une méthode plus pratique pour évaluer la résistance à la liquéfaction.

L'énergie dissipée (ΔW) au cours d'un cycle de chargement unique est calculée à partir de l'aire de la boucle d'hystérésis contrainte déviatorique -déformation. En conséquence, l'énergie dissipée cumulée par unité de volume ($\Sigma \Delta W$) est obtenue en additionnant l'énergie dissipée à chaque cycle de chargement jusqu'à un certain nombre de cycles et peut être calculée à l'aide de l'expression suivante ([Polito et al., 2008](#)) :

$$\Delta W = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \times (q_i + q_{i+1}) \times (\varepsilon_{a,i+1} - \varepsilon_{a,i}) \quad (1.7)$$

où n = nombre d'incrément de charge ; et q_i et q_{i+1} = contrainte déviatorique aux i et $(i+1)$ incréments de charge, respectivement ; $\varepsilon_{a,i}$ et $\varepsilon_{a,i+1}$ = déformation axiale aux i et $(i+1)$ incréments de charge, respectivement.

Lakkimsetti et Latha (2023) ont examiné l'effet de la taille et de la forme des grains sur le comportement au cisaillement des matériaux granulaires avant, pendant et après la liquéfaction. Leur étude repose sur une série d'essais de cisaillement simple à volume constant, menés en plusieurs étapes. Leurs résultats indiquent que l'augmentation de la densité relative avec l'angularité (la forme du grains devient plus anguleuse) ainsi que l'augmentation de la taille des grains entraînent une augmentation de l'énergie de déformation pour déclencher la liquéfaction (figure 1.38).

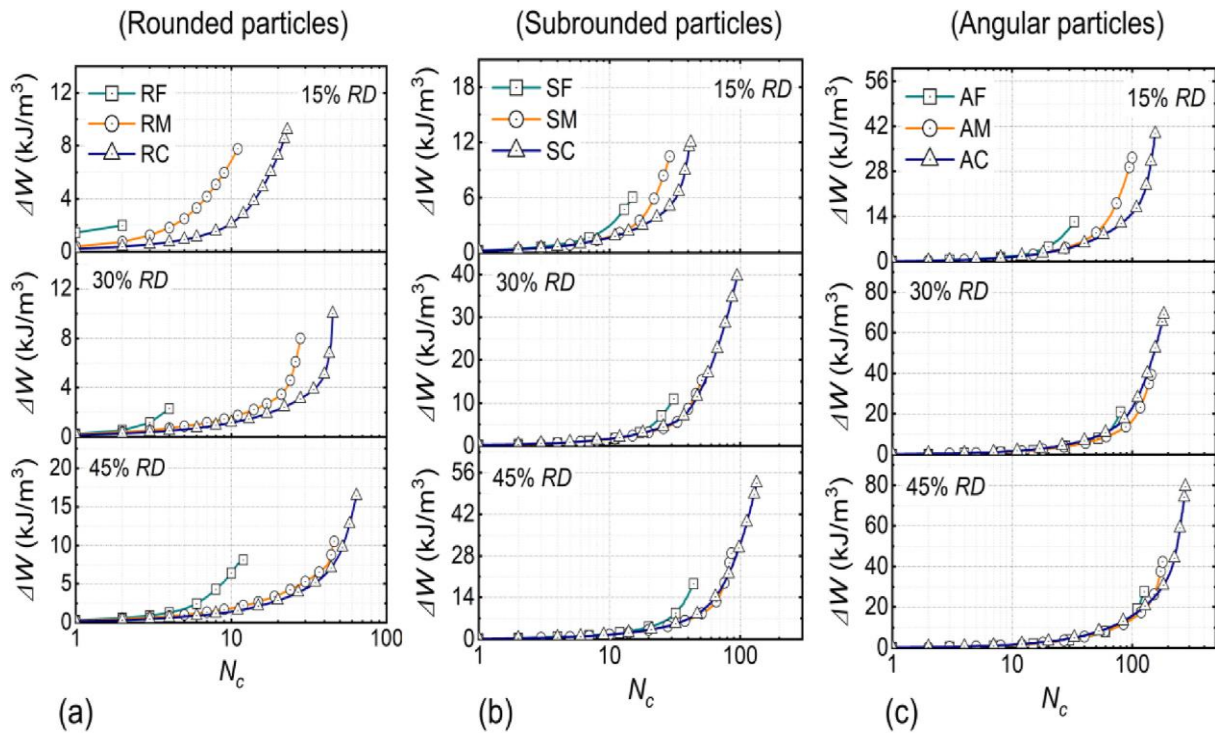


Fig 1.38 : Énergie de déformation cumulée dissipée dans les échantillons composés de particules : (a) RF, RM et RC ; (b) SF, SM et SC ; et (c) AF, AM et AC. Lakkimsetti et Latha (2023)

Lakkimsetti et Latha (2023) examinent l'efficacité de différentes techniques durables, telles que l'inclusion de géotextile (GTX), le mélange de fibres de coco (CFS), l'utilisation de colonnes granulaires encastrées (EGC) et l'inclusion de geofoam (GFM), pour atténuer la liquéfaction des sables, à travers une série de tests de cisaillement simple cyclique à volume constant et contrôlé par contrainte. Les essais ont été réalisés sur des échantillons reconstitués avec du sable non renforcé et du sable avec différentes inclusions. On peut observer à partir de la Figure 1.39 que la quantité de l'énergie de déformation normalisée nécessaire pour que

les grains de l'échantillon non renforcé perdent tous les contacts entre eux et se liquéfie est de seulement 42. En revanche, avec l'ajout d'inclusions supplémentaires, la quantité d'énergie de déformation normalisée à dissiper avant la liquéfaction a augmenté, atteignant une valeur maximale dans le cas du sable avec inclusion de GFM.

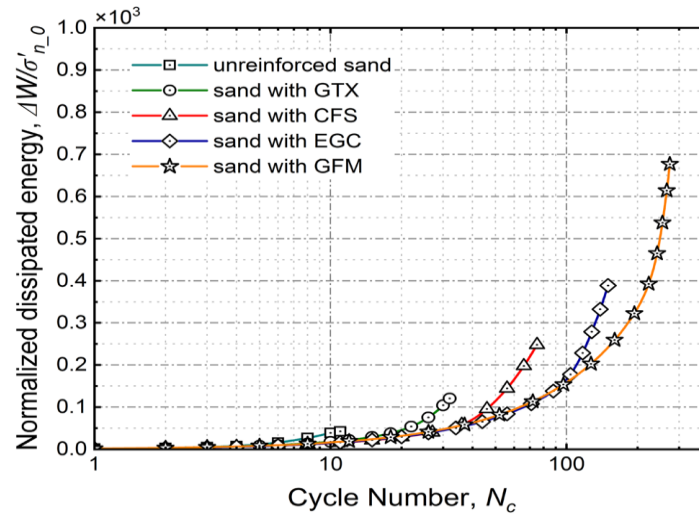


Fig 1.39 : Énergie de déformation normalisée dissipée dans les échantillons lors du cisaillement cyclique (CSR de 0,175). Lakkimsetti et Latha (2023)

1.9. Essai de cisaillement simple cyclique sur les sols

Bien que les conditions de cisaillement simple soient considérées comme étant plus proches des conditions sismiques sur le terrain, les complexités et les incertitudes inhérentes à ces tests ont conduit à leur utilisation limitée dans la résolution de problèmes pratiques. L'appareil de cisaillement simple est moins couramment utilisé que les essais triaxiaux cycliques, qui sont fréquemment employés pour évaluer le comportement dynamique des sols. L'usage de l'essai de cisaillement simple est principalement réservé aux laboratoires de recherche avancée et reste particulièrement restreint dans les études de liquéfaction.

Il est généralement considéré que les essais de cisaillement simple cyclique modélisent le mieux les conditions de contrainte sismique in situ [Amer et al \(1987\)](#) ; [Kammer et al \(2001\)](#). Considérant la qualité relative des techniques de laboratoire pour mesurer les propriétés dynamiques du sol, il est rapporté que les essais de cisaillement simple cyclique fournissent une bonne estimation du module de cisaillement, de l'amortissement du matériau, et de l'effet du nombre de cycles sur les propriétés dynamiques [Das et Ramana, \(2011\)](#).

1.10. Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de passer en revue les principales études et techniques existantes concernant la caractérisation mécanique des sols, ainsi que les méthodes d'amélioration, de renforcement et de traitement des sols. Parmi ces méthodes, le compactage, l'utilisation de géosynthétiques, des fibres, la déshydratation, ainsi que l'ajout de minéraux ont été largement étudiées pour améliorer les propriétés mécaniques des sols granulaires.

Une attention particulière a été accordée aux traitements par polymères, qui constituent une solution innovante et efficace pour améliorer la résistance et la stabilité des sols. Ces traitements, modifiant la structure interne des sols, offrent des perspectives intéressantes pour renforcer des sols aux caractéristiques mécaniques insuffisantes, notamment dans des applications géotechniques exigeantes. Par ailleurs, l'utilisation de fibres, notamment les fibres naturelles, s'est révélée être une approche prometteuse pour renforcer les sols granulaires. Ces fibres, grâce à leur faible coût et à leur impact environnemental réduit, ont suscité un intérêt croissant dans les recherches récentes. Leur capacité à améliorer la résistance à la traction et la durabilité des sols les rend particulièrement pertinentes dans le cadre des recherches actuelles sur l'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques des sols.

Enfin, cette revue bibliographique a également permis de souligner l'importance de l'étude de comportement mécanique des sols mélangés avec des déchets de verre, une thématique en pleine expansion en raison de son impact sur la stabilité et la résistance des sols granulaires. Cette synthèse des travaux existants ouvre la voie à des recherches plus approfondies sur les mélanges de sable, fibres naturelles, polymères et autres matériaux d'amélioration, dans l'optique de proposer des solutions durables et efficaces pour le renforcement des sols dans divers contextes géotechniques.

Dans les chapitres suivants, nous présentons les matériaux utilisés dans cette thèse, ainsi que les essais mécaniques menés pour étudier l'influence combinée de la taille des grains et des différents traitements sur le comportement physico-mécanique des sols améliorés et renforcés, en particulier ceux intégrant des fibres naturelles et des polymères.



Procédure expérimentale et matériaux utilisés



2.1. Introduction

L'étude du comportement mécanique des sols, en général, nécessite la réalisation d'essais en laboratoire et in situ, à l'aide d'équipements spéciaux. Dans notre étude, nous avons réalisé trois différents types d'essais : l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, l'essai de compression non confinée, ainsi que l'essai de cisaillement simple cyclique, que nous allons exposer leurs procédures expérimentales, les caractéristiques physiques déterminées des différents échantillons ainsi que leurs méthodes de reconstitutions. Tout d'abord, l'essai de cisaillement à la boîte est consacré pour examiner le comportement mécanique des échantillons de sable de Chlef ayant différents diamètres moyens des grains ($D_{50} = 2,00 \text{ mm}$, $1,00 \text{ mm}$ et $0,63 \text{ mm}$), mélangés avec quatre fractions de déchets de verre recyclé (CWG = 0 %, 10 %, 20 % et 30 %). Ensuite, une étude expérimentale approfondie a été effectuée dans le but de comparer les effets des fibres de Doum, traitées et non traitées, sur le comportement mécanique d'un sable grossier. Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres de Doum traitées et non traitées chimiquement, dispersées de manière aléatoire avec des proportions variant de 0 % à 1 % pour les fibres traitées, et de 0 % à 0,8 % pour les fibres non traitées.

Par ailleurs, une combinaison de polyvinyl acétate et de fibres de sisal a été introduite comme stabilisateur dans les sols afin d'améliorer leurs propriétés géotechniques. Des essais de compression non confinée ont été réalisés pour évaluer l'effet du renforcement polymérique sur le sable, en testant diverses proportions de polymère et de fibre. L'analyse des résultats a permis d'examiner le mécanisme de renforcement et d'identifier la composition polymère-fibre optimale. Le troisième essai réalisé est celui de cisaillement direct simple cyclique. Ce dernier vise à analyser l'influence combinée de la teneur en fibres naturelles et de diamètres moyens des grains sur le comportement cyclique des sols. Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres naturelles, dispersées aléatoirement, à des teneurs variant de 0 % à 0,6 % ($F_s = 0 \%$, $0,2 \%$, $0,4 \%$ et $0,6 \%$).

Le chapitre se termine par une description succincte des différents matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques adoptées. Les essais de cette étude ont été effectués au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) de l'Université de Chlef, au Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) de Chlef, et au laboratoire de mécanique des sols de l'Université Yeditepe en Turquie.

2.2. Dispositif expérimental

2.2.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

L'étude de la réponse mécanique des sols constitue un problème complexe dans le géotechnique, la résistance au cisaillement dépend du type de sol rencontré, suivant qu'ils sont cohérents ou non, que le matériau est grossier ou fin.

Pour étudier le comportement mécanique d'un matériau pulvérulent, il existe plusieurs types d'essais réalisés en laboratoire, qui nécessitent l'utilisation des instruments et des appareils spéciaux. Parmi les est : l'appareil de cisaillement directe à la boîte de Casagrande, en suivant les recommandations de la norme NF P94-071-1 (1994) (figure 2.1).



Fig 2.1 : Appareil de cisaillement utilisé dans cette étude.

2.2.1.1 But de l'essai

L'essai de cisaillement a été réalisé dans le but d'évaluer certaines caractéristiques mécaniques d'un sol, tel que : son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C et d'étudier les différentes phases de son comportement, sous une contrainte normale constante.

2.2.1.2. Principe de l'essai de cisaillement

L'échantillon de sol, contenu dans une boîte de forme carrée, de dimensions (6cm*6cm*2.5cm), elle-même composée de deux pierres poreuses : elles sont utilisées pour faciliter le drainage et assurer une bonne adhésion entre l'échantillon et deux demi-boîtes indépendantes, est soumis à une effort normal N et un effort tangentiel T suivant le plan de symétrie de la boîte de Casagrande comme il est indiqué dans la (Figure 2.1 et 2.2).



Fig (2.2) : Les accessoires de la boîte de cisaillement.

Appliquer sur l'échantillon une force de compression normale N automatiquement. Les contraintes normales sont généralement fixées à ($\sigma_n = 50, 100, 200$ et de 400 kPa).

Appliquer une charge horizontale automatiquement à la moitié supérieure de la boîte de cisaillement. La vitesse de cisaillement est fixée à 1 mm/min.

A la fin de l'essai, les résultats sont enregistrés automatiquement donnant deux fichiers. Le premier est le fichier consolidation et le deuxième est celui de cisaillement. Ce dernier contenant l'effort tranchant, le déplacement horizontal et le déplacement vertical.

Les contraintes tangentielles sont calculées selon la procédure suivante :

1. Calculer la surface initiale de la boîte qui a une longueur de 6 cm et une largeur de 6 cm, soit 36 cm².

2. Calculer la surface corrigée : $(L - \Delta L) * L = A_{\text{corrigé}}$;

ΔL est le déplacement horizontal

3. La contrainte de cisaillement τ est égale au rapport entre l'effort tranchant T appliqué à la boîte et la surface corrigée « $A_{\text{corrigée}}$ » $\tau = T / A_{\text{corrigée}}$.

T est l'effort horizontal obtenu directement à partir de fichiers data.

En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes verticales σ_n on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion C et d'angle de frottement ϕ .

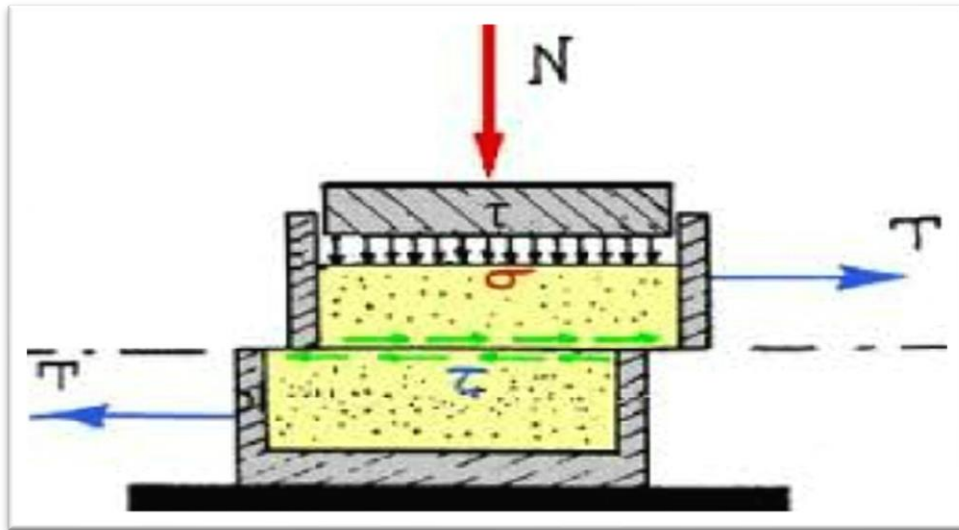


Fig 2.3 : Plan de la contrainte normale (σ) et tangentielle (τ).

2.2.1.3. Détermination des caractéristiques de résistances des sols

Les caractéristiques de résistances des sols sont déterminées par Le critère de Mohr-Coulomb. L'axe des abscisses (σ) est confondu avec la normale à la facette, l'axe des ordonnées représente les contraintes de cisaillement (τ). Chacun des états de rupture dans un sol peut être caractérisé par un couple σ et τ représenté par un point sur le plan de Mohr-Coulomb.

L'ensemble des points représentant différents états de rupture forment une courbe à peu près rectiligne qui sépare le plan de Mohr-Coulomb en deux domaines :

- le domaine sous cette courbe représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol.
- le domaine au-dessus de la courbe représente l'ensemble des états de contrainte non accessibles par le sol (c'est la plasticité parfaite)

La figure (2.4) présente le critère de Mohr-Coulomb :

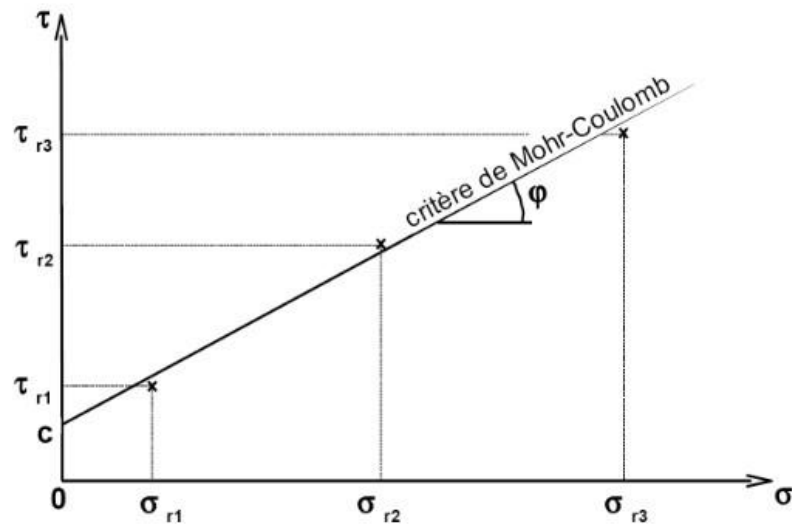


Fig 2.4 : La courbe intrinsèque des sols .

Cette courbe est une droite appelée critère de rupture de Mohr Coulomb et définie par l'équation :

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

- ϕ est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré. Il est nul pour les argiles saturées
- C est appelée la cohésion. La cohésion traduit « effet de colle » que l'on observe dans les argiles et dans les mélanges de sable avec le sol fin, elle est nulle pour un sable sec.

. 2.2.1.4. Reconstitution des échantillons

Les mélanges examinés ont été reconstitués au laboratoire avec une fraction de déchets de verre recyclé (CWG=0 %, 10 %, 20 % et 30 %), par la méthode de la pluviation à sec avec une densité relative initiale ($D_r=90$ %) et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 50$ kPa, 200 kPa et 400 kPa). La méthode de pluviation à sec est illustrée dans la Figure (2.5).

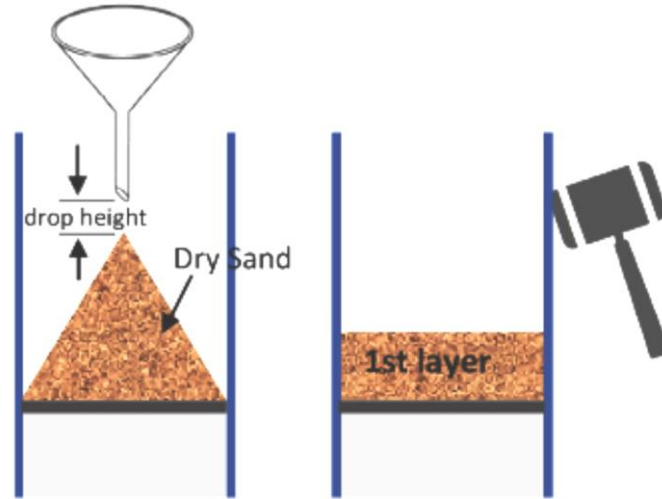


Figure 2.5 : Méthode de pluviation à sec, [Kwan et al. \(2018\)](#)

En outre, des échantillons de sable non renforcés et renforcés reconstitués en laboratoire avec des fibres de Doum (traités et non traités) ont été utilisés dans cette étude. La préparation des échantillons a été effectuée en déterminant d'abord la masse requise de sable et de fibres. La teneur en fibres ($F_{D/DT}$) incluses dans un composite (sable + fibre) est définie en pourcentage de poids sec de sable :

$$F_{D/DT} (\%) = 100 \times \frac{W_f}{W_s}$$

Où W_f et W_s représentent respectivement le poids des fibres et du sable sec.

Dans cette étude expérimentale une série d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a été réalisée sur trois différents types de sable, provenant de la rivière de Chlef. Ayant des diamètres moyens des grains différents ($D_{50}=0,63$ mm, 1,00 mm et 2,00 mm). Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres de Doum traitées et non traitées chimiquement dispersées de manière aléatoire, variant de 0 % à 1 % pour les fibres naturelles traitées et de 0 % à 0,8 % pour les fibres non traitées. Les échantillons ont ensuite été reconstitués à une densité relative initiale de ($D_r=87\pm3\%$) et soumis à trois contraintes normales initiales (100, 200 et 400 kPa).

La détermination de la quantité (masse) de matériau correspondant aux différents états de densité des sols, est calculée en fonction de la densité relative D_r , de l'indice des vides minimum e_{min} et de l'indice des vides maximum e_{max} , par l'application de formule suivante :

$$\Rightarrow D_r = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} e = e_{max} - D_r \times (e_{max} - e_{min})$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{W_{sol}}{V_{moule}} \Rightarrow W_{sol} = \gamma_d \times V_{moule} \quad (V_{moule}=90 \text{ cm}^3).$$

Ou bien :

$$\Rightarrow D_r = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} e = e_{max} - D_r \times (e_{max} - e_{min}) \dots \dots \dots [1]$$

$$e = (V_t / V_s) - 1 = [V_t \times \gamma_s / W_{sol}] - 1 \dots \dots \dots [2]$$

(V_t =volume du moule est 90 cm^3).

$$[1] = [2] \longrightarrow [V_t \times \gamma_s / W_{sol}] = 1 + e_{max} - D_r (e_{max} - e_{min})$$

$$W_{sol} = [V_t \times \gamma_s] / [1 + e_{max} - D_r \times (e_{max} - e_{min})]$$

2.2.2. Essai de compression non confinée

Cet essai consiste à déterminer la résistance à la compression non confinée (q_u), qui est ensuite utilisée pour calculer la résistance au cisaillement non consolidée dans des conditions non confinées ($S_u = C_u = q_u / 2$). De plus, pour choisir le meilleur matériau pour le remblai, il est nécessaire de réaliser des essais de résistance sur les échantillons sélectionnés. Cependant, la résistance à la compression non confinée est prise comme la charge maximale atteinte par unité de surface à une déformation axiale de 15 %, selon la norme [ASTM D2166](#).

2.2.2.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à appliquer une charge axiale sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture (Figure 2.6). Les résultats sont représentés en contraintes totales. La résistance à la compression non confinée (UCS) correspond à la contrainte de compression axiale maximale qu'un échantillon de sol peut supporter sous une contrainte de confinement latérale nulle ($\sigma_3 = 0$ kPa). L'essai de compression non confinée est l'une des méthodes les plus rapides et économiques pour mesurer la résistance au cisaillement de sol. L'état de l'éprouvette (état de contraintes) dans l'appareil de compression non confinée est montré dans la Figure 2.7.

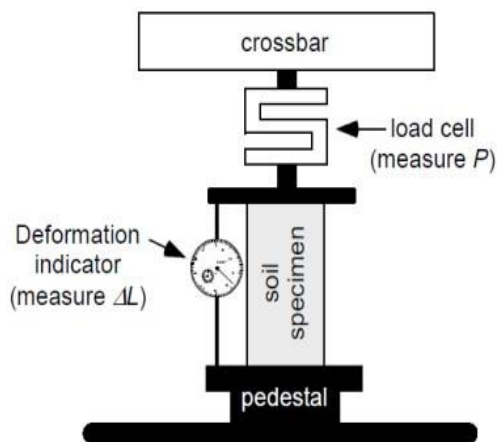


Fig 2.6 : Configuration typique pour un essai de compression non confinée.

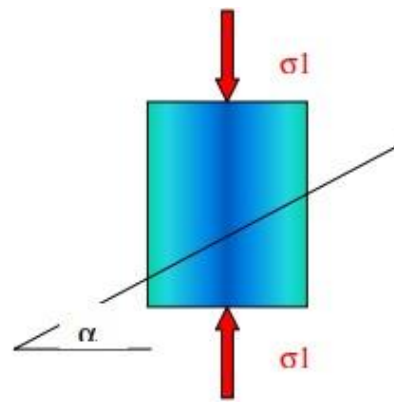


Fig 2.7 : État de contraintes de l'échantillon dans l'appareil de compression non confinée

2.2.2.2. Préparation des échantillons

Dans cette investigation expérimentale, le sol sableux examiné a été combiné avec des fibres de sisal variant de $F_s=0\%$ à $0,8\%$ et du polymère d'acétate de polyvinyle ($PVAc=6\%, 9\%$, et 12%). Initialement, la quantité appropriée de fibres de sisal a été intégrée à deux types de sable et soigneusement mélangée. Par la suite, le polymère d'acétate de polyvinyle a été mélangé aux échantillons de sol (Figure 2.8). À cause de la tendance des sols à s'agglutiner, des efforts et un temps considérable ont été consacrés dans le but de l'obtention d'une distribution uniforme du mélange. La préparation de l'échantillon a été adoptée par la méthode de sous-compaction proposée par [Ladd \(1978\)](#).

Le mélange a été divisé en trois couches et compacté pour atteindre la densité ciblée de $D_r=90\%$. Des échantillons cylindriques, d'un diamètre de 40 mm et d'une hauteur de 80 mm, ont été préparés pour tous les essais de compression non confinée. Les échantillons ont été préparés à une température ambiante d'environ 25°C . Chaque mélange a été placé méticuleusement dans des moules en PVC et compacté légèrement au-delà de la densité de la couche sous-jacente afin de garantir une densité uniforme dans l'ensemble des échantillons. Les échantillons ont ensuite été laissés à durcir pendant 14 jours avant d'être testés. De plus, les essais de compression non confinée ont été effectués conformément selon la norme [ASTM D2166 \(2016\)](#) dans le but de mesurer la résistance à la compression non confinée (UCS) « qu » des mélanges sable-fibres de sisal, renforcés par le polymère d'acétate de polyvinyle. Une vitesse de chargement de 1 mm/min a été appliquée et, pendant le chargement, les échantillons ont été enfermés dans des sacs scellés afin d'éviter la dispersion de fragments susceptibles de se détacher des échantillons.

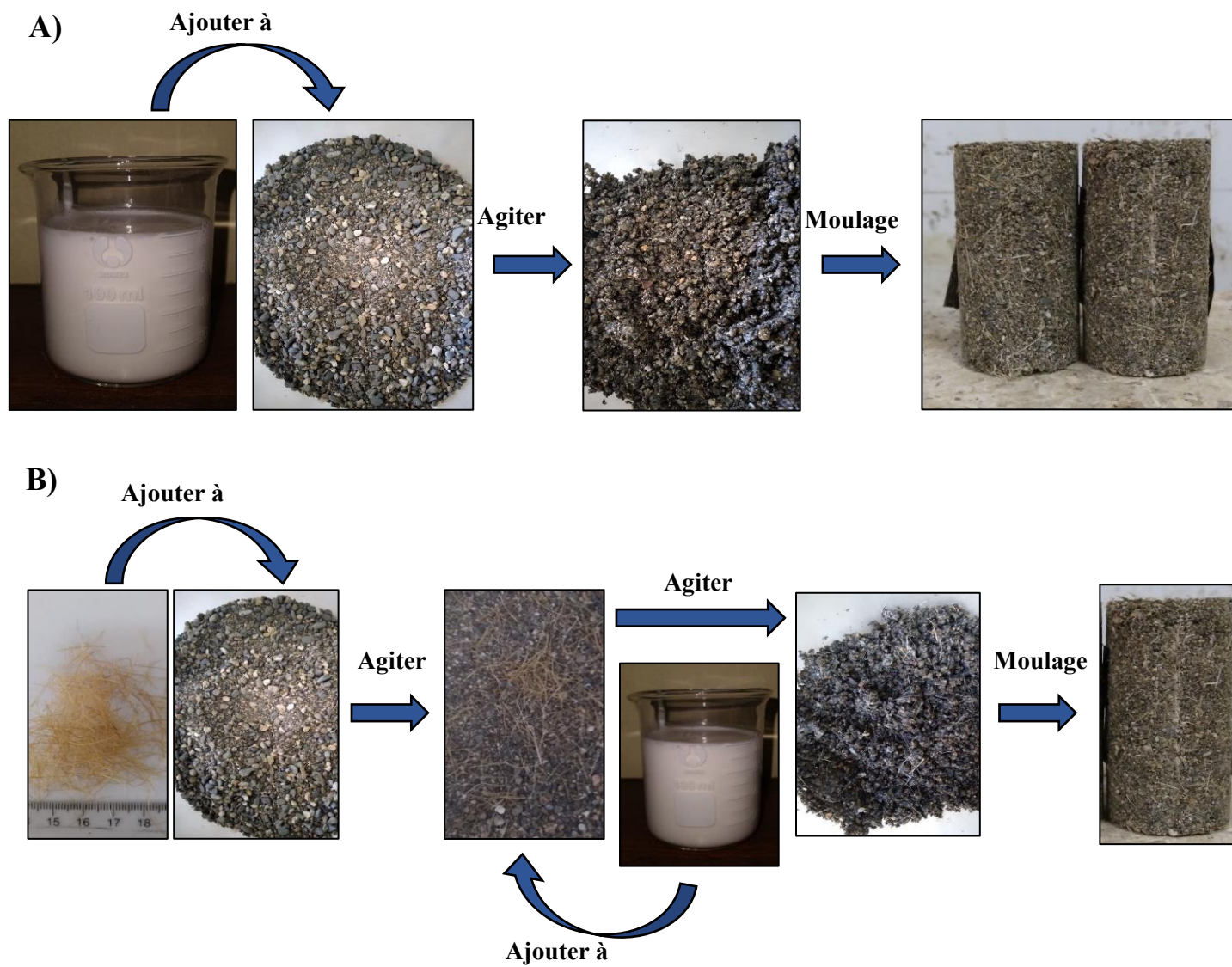


Fig 2.8 : Schéma de la fabrication des échantillons composites ; (a)- échantillons sans fibres de sisal ; (b)- échantillons avec fibres de sisal.

2.2.3. Appareil de cisaillement direct simple cyclique et procédure expérimentale

L'essai de cisaillement simple cyclique est largement connu comme l'un des essais de laboratoire les plus couramment utilisés pour explorer les caractéristiques dynamiques des sols après l'essai triaxial cyclique. L'essai de cisaillement simple cyclique présente certains avantages par rapport à l'essai triaxial cyclique.

Remarque : Le mécanisme de chargement cyclique pour l'essai de cisaillement simple direct simule plus précisément les conditions de chargement des séismes que les essais triaxiaux cycliques ([Monkul et al.2015, 2024](#) et [Kramer, 1996](#)).

2.2.3.1. Principe de l'essai

L'échantillon de sol est préparé dans un dispositif de cisaillement simple, qui maintient une contrainte normale constante sur l'échantillon tout en appliquant une contrainte de cisaillement horizontale. Contrairement aux autres essais de cisaillement, les contraintes principales (celles qui correspondent aux directions dans lesquelles les forces agissent) ne changent pas de direction pendant le test. Cela permet d'étudier la résistance du sol dans des conditions de cisaillement spécifique, sans rotation des contraintes.

2.2.3.2. Objectif et paramètres mesurés :

L'essai mesure la résistance au cisaillement en conditions de cisaillement pur et donne des informations sur la cohésion et l'angle de frottement interne du sol. Ces paramètres sont essentiels pour l'analyse de stabilité des pentes et de fondations en géotechnique. En effet, ils permettent de mieux comprendre comment un sol réagira aux forces de cisaillement dans des environnements où les mouvements de rotation des contraintes sont limités.

2.2.3.3. Programme expérimental

Le programme expérimental s'est effectué au laboratoire de mécanique des sols à l'université de Yeditepe. Le dispositif expérimental utilisé pour effectuer des essais de cisaillement simple direct cyclique (CDSS) est connu par le système Geocomp-ShearTrac II-DSS (Figure 2.9 et 2.10). Les sols ont été déposés dans un moule cylindrique que contient cet appareil de cisaillement, et ce à l'état sec en utilisant une technique de déposition connue par la méthode de la pluviation à sec. Cette technique consiste à utiliser un entonnoir en aluminium spécialement conçu, soulevé par un

moteur contrôlé par ordinateur à des vitesses sélectionnées (Monkul et al. 2018 ; Monkul et Yenigun 2021). Un entonnoir en forme de bouteille avec une pointe incurvée a été attaché à cette fin, comme l'illustre la figure 2.11. Le processus consiste à soulever doucement l'entonnoir le long de l'axe de symétrie de l'échantillon, ce qui permet au sol sec de remplir lentement l'espace à l'intérieur des anneaux avec une hauteur de chute quasi nulle. (Monkul et al., 2015, 2018, 2021 et Taibi et al. 2023). Les échantillons reconstitués pour effectuer l'essai de cisaillement simple cyclique ont généralement un diamètre de 64 mm et une hauteur initiale de 20 mm. Avant le chargement cyclique, tous les échantillons ont été consolidés à des contraintes verticales de 100 kPa (soit $\sigma'_{vc} = 100$ kPa). Par la suite, les échantillons ont été soumis à une charge cyclique en déformation de cisaillement simple dans des conditions de volume constant. Le chargement cyclique appliqué engendre des cycles sinusoïdaux d'amplitude (τ_{cy}) à différents rapports de contraintes cycliques ($CSR = \tau_{cy}/\sigma'_v$) entre 0,13 et 0,20. On a supposé que la liquéfaction se produit lorsque les échantillons atteignent une double amplitude de 7,5 % (D.A.). La déformation par cisaillement pendant la charge cyclique. Les échantillons testés étaient à l'état libre ($Dr=27\pm5\%$ après la phase de consolidation) et soumis à une charge cyclique d'une fréquence de 0,1 Hz.



Fig. 2.9 : L'appareil de cisaillement simple cyclique (système Geocomp-ShearTrac II-DSS).

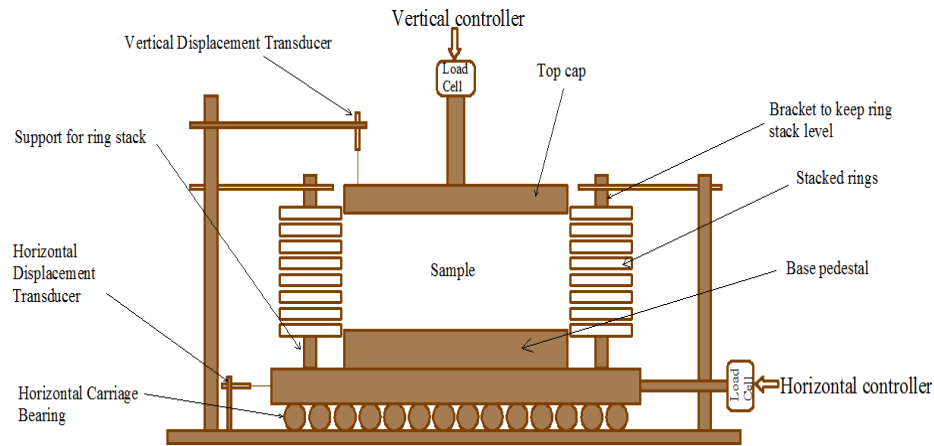


Fig. 2.10: Schéma de l'appareil de cisaillement simple cyclique (système Geocomp-ShearTrac II-DSS).

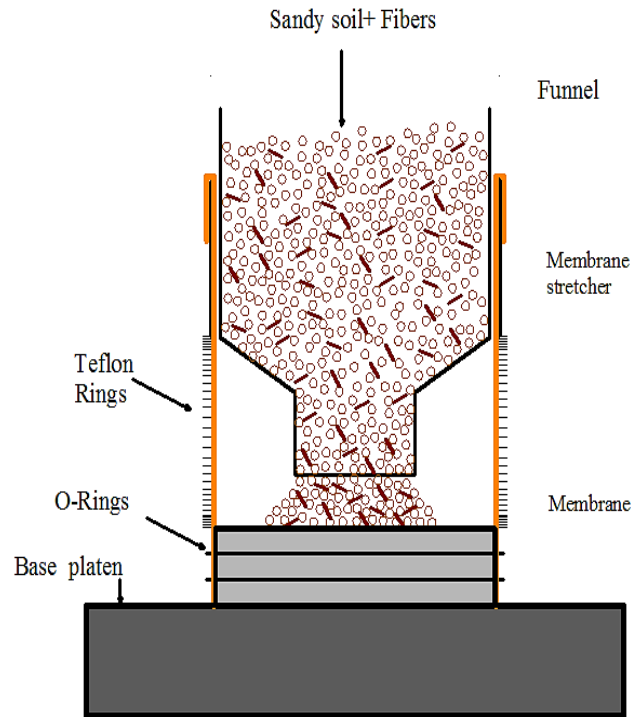


Fig. 2.11: La méthode de déposition de l'échantillon (pluviation à sec).

2.3. Matériaux utilisés

2.3.1 Sol

Dans Cette étude, nous avons utilisé trois catégories granulométriques de sable provenant de la rivière de Chlef, de différents diamètres moyens : RS1 ($D_{50}=2,00\text{mm}$), RS2 ($D_{50}=1,00\text{mm}$) et RS3 ($D_{50}=0,63\text{mm}$), et ce, dans le but d'examiner l'impact des propriétés granulométriques sur la

réponse mécanique. La figure 2.12 présente les courbes granulométriques du sable ainsi que celui des déchets de verre, selon la norme [ASTM International : D6913](#). Les variations des indices des vides maximaux et minimaux du sable mélangé avec différentes fractions de déchets de verre recyclé sont présentées dans la Figures 2.13. Le tableau 2.1 présente leurs propriétés physiques. D'après le système unifié de classification des sols (USCS), ce sol est classé comme sable mal gradué (SP).

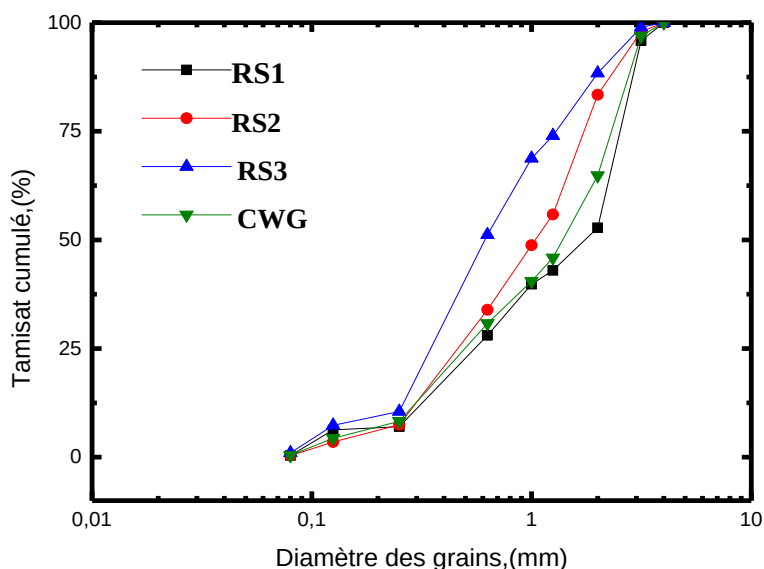
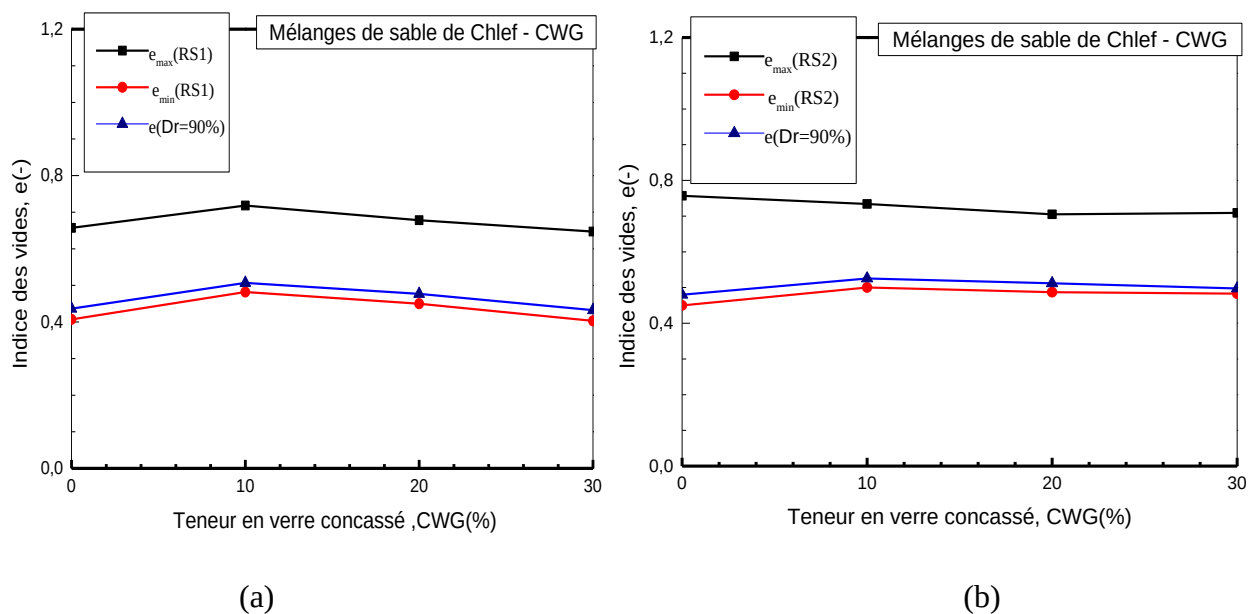
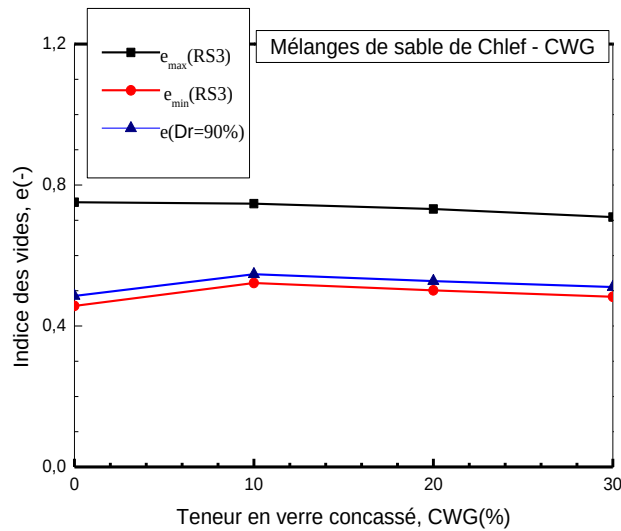


Fig.2.12 : Courbes granulométriques des mélanges de sable de rivière- verre concassé.





(c)

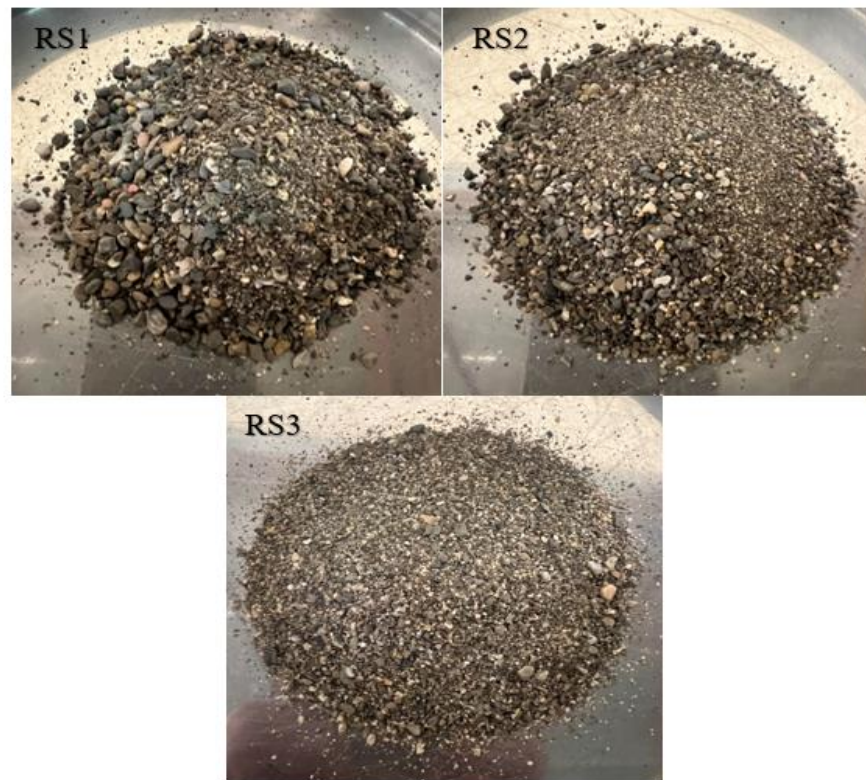
Figure 2.13 : Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en déchets de verre recyclé : (a) $D_{50} = 2.00$ mm ; (b) $D_{50} = 1.00$ mm ; (c) $D_{50} = 0.63$ mm.

Tableau 2.1. Propriétés des matériaux testés.

Matière granulaire	Propriétés physiques			
	Gs	$D_{50}(\text{mm})$	$e_{\max}$	$e_{\min}$
RS1	2.65	2	0.657	0.407
RS2	2.65	1	0.725	0.45
RS3	2.65	0.63	0.751	0.457
CWG	2.53	1.413	0.806	0.405

2.3.2. Déchets de verre concassé

Le verre utilisé dans cette étude provient de verre cassées d'un bâtiment démoli, puis pulvérisé et tamisé à l'aide d'un tamis de 4,00 mm de diamètre. La figure 2.14 (a) illustre les différentes catégories de sable de rivière, tandis que le verre concassé utilisé est présenté dans la figure 2.14 (b). Les caractéristiques physiques des matériaux adoptés sont présentées dans le tableau 2.1. Le tableau 2.2 contient les compositions chimiques du verre concassé utilisé dans cette étude.



(a)



(b)

Fig.2.14. Matériaux utilisés dans cette étude : a- Trois catégories de sable de rivière, b- Verre concassé.

Tableau 2.2. Composition chimique du verre concassé.

Composition chimique (%)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	So ₃	K ₂ O	Na ₂ O	Cl	LoI
CWG	73.77	1.9	0.031	8.87	2.1	0.78	0.281	11.5	0.128	0.21

2.3.3. Fibres de Doum

Dans cette recherche, des fibres de Doum traitées et non traitées ont été utilisées. Les fibres brutes de Doum (Fig. 2.15 a) ont été collectées de la région de Chlef, située à l'Ouest de l'Algérie. Avant utilisation, les fibres de Doum ont été lavées pour éliminer les impuretés, puis coupées en petits morceaux de 1,5 cm de long et de 1,00 mm de diamètre, avec des fractions qui varient de 0 % à 0,8 % pour les fibres de Doum non traitées et de 0 % à 1 % pour les fibres traitées, avec un pas de 0,2% (Fig. 2.15 b). Une solution alcaline a été utilisée pour accélérer le processus de traitement, ce qui permet de nettoyer les surfaces des fibres et d'améliorer l'adhérence entre elles. Ces dernières ont été immergées dans une solution de NaOH à 10 % pendant 30 minutes à température ambiante, puis soigneusement lavées à l'eau distillée pour éliminer les résidus de soude sur leurs surfaces. Enfin, ils ont été séchés dans une étuve à 60 °C pendant 24 heures. [Boukhoulida et al \(2017\)](#) ont montré que le traitement alcalin avec une concentration de NaOH de 10 % est le traitement optimal pour obtenir la meilleure résistance de l'essai de traction et que la morphologie des fibres se modifie avec l'augmentation de la concentration de NaOH. De plus, une concentration de NaOH > 14% détruit les microfibrilles constituant les faisceaux de fibres conduisant à une dégradation des propriétés mécaniques. L'objectif du traitement est de prévenir toute dégradation des fibres de Doum en contact avec les particules du sol.

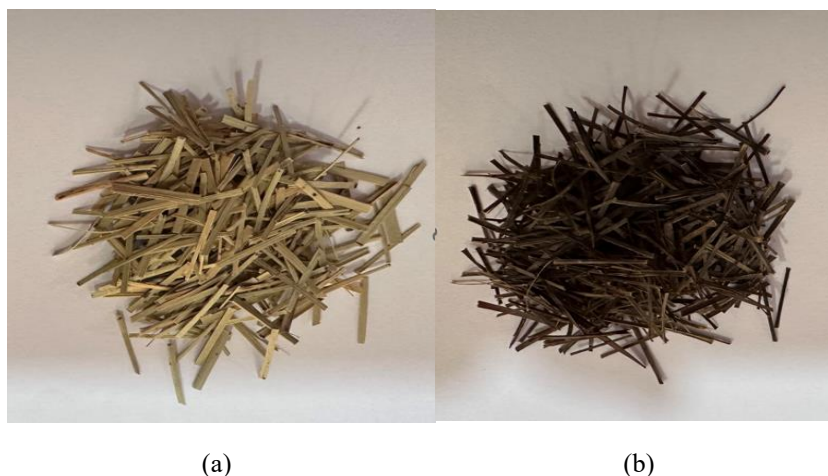


Figure 2.15: Fibre de doum utilisée, a- Fibre de doum non traitée ; b- Fibre de doum traitée.

2.3.4. Fibres de sisal

Les fibres de sisal utilisées dans la présente étude sont illustrées dans la figure 2.16, où la figure 2.16a, 2.16b, 2.16c et 2.16d présentent respectivement : la plante de sisal, les fibres de sisal, photographie microscopique d'une fibre de sisal et enfin une image de la structure de la fibre de sisal au microscope électronique à balayage (MEB) Samouh et al. (2021). Cette fibre est dérivée des feuilles du sisal et connue comme un matériau de renforcement pour le sol. Son utilisation s'est développée récemment en raison de sa grande résistance à la traction de sa texture robuste, de sa résistance au frottement et à l'acide et à l'alcali [Hao et al. \(2023\)](#). Contrairement à certaines fibres synthétiques, la fibre de sisal présente une surface rugueuse et ne pose pas de problèmes de pollution environnementale. Pour optimiser ses performances, la longueur de la fibre de sisal a été normalisée à 1,5 cm afin d'éviter un faible emboîtement mécanique avec les particules du sol que des fibres plus longues pourraient induire [Malidarreh et al. \(2018\)](#). Le tableau 2.3 donne un aperçu des principales propriétés physiques et mécaniques associées à ces fibres.

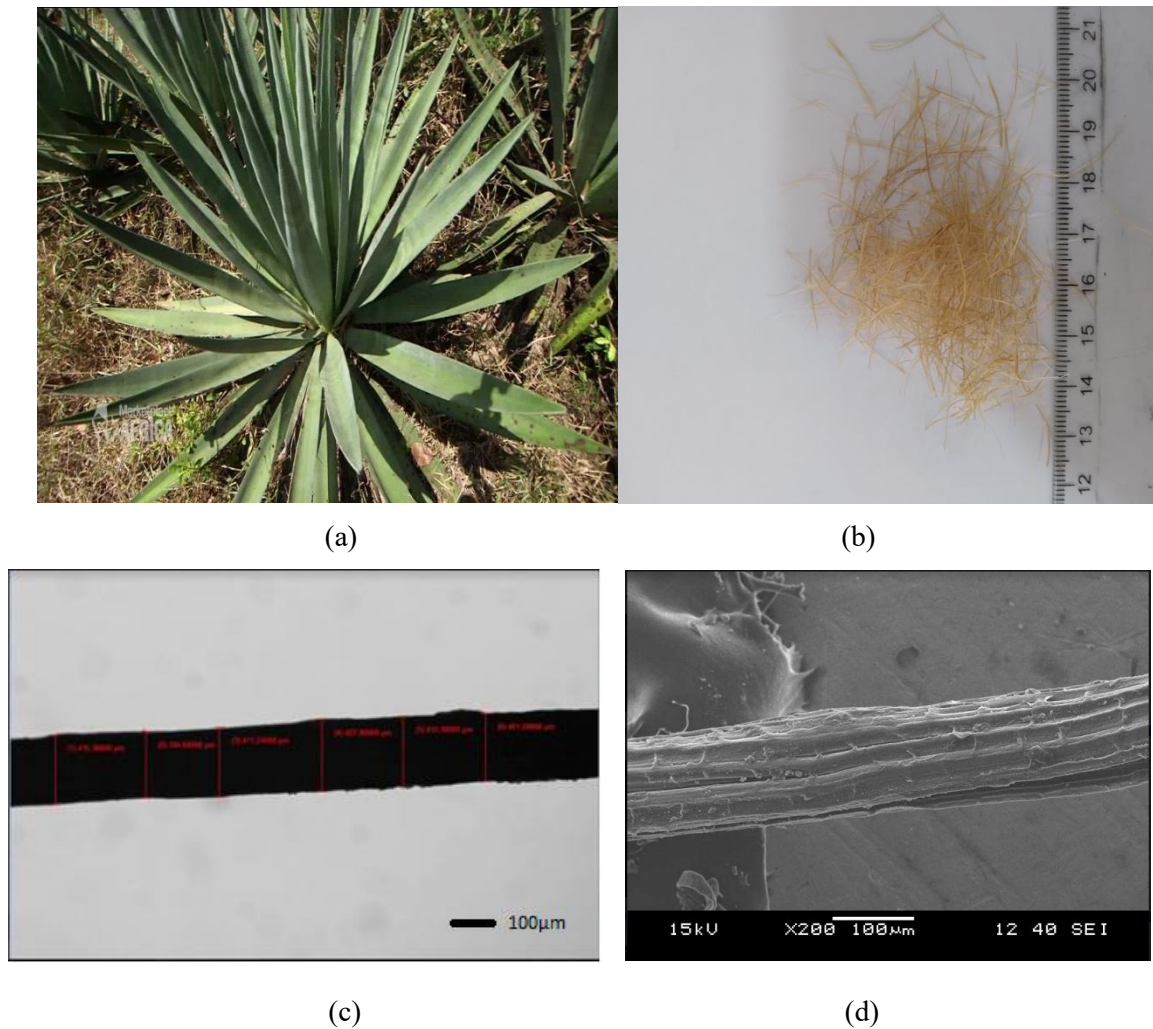


Fig 2.16 : Fibre de sisal utilisée ;

(a) Plante de sisal ; (b) Fibres de sisal ; (c) Microphotographies de fibres de sisal ; (d) Image SEM de fibres de sisal.

Tableau 2.3 : Principales propriétés physiques et mécaniques de la fibre testée. [Jihong Wei et 2018](#)

Propriétés des fibres	Valeurs
Resistance à la rupture (MPa)	500
Module de Young (GPa)	23
Allongement à la rupture (%)	2.1
Diamètre (mm)	0.3
Longueur (mm)	15

2.3.5 Polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc)

Dans cette recherche, le stabilisateur de sol utilisé est un polymère d'acétate de polyvinyle. Ce stabilisateur de sol-PVAc possède plusieurs avantages par rapport aux stabilisateurs traditionnels tels que le ciment, la chaux, les cendres volantes etc... Le PVAc est un nouveau stabilisateur de sable polymère écologique, généralement, nous l'obtenons sous la forme d'un liquide blanc. Ses

principaux constituants sont l'acétate de vinyle (VA) et le persulfate d'ammonium (APS). Le PVAc est synthétisé par une réaction de polymérisation initiée par le persulfate, ce qui entraîne la formation de macromolécules à longue chaîne avec des groupes carboxyle polaires ($-\text{OOCCH}_3$) à leurs extrémités [Zhang et al. \(2022\)](#). Les avantages du PVAc comprennent sa facilité de production, sa large applicabilité, ses rendements économiques favorables et son amélioration de la résistance du sol [Bu et al. \(2019\)](#). Le polymère d'acétate de polyvinyle adopté (PVAc) est illustré à la figure 2.17, où la figure 2.17a montre une microphotographie de l'acétate de polyvinyle pur, révélant ses caractéristiques morphologiques planes et lisses, et la figure 2.17b montre une image au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure externe (morphologie de la surface du composite PVAc) ([Sameela et al. 2023](#)). Cette image met en évidence une distribution de vides et de pores à la surface du matériau composite. Le tableau 2.4 présente les caractéristiques physico-chimiques du PVAc.

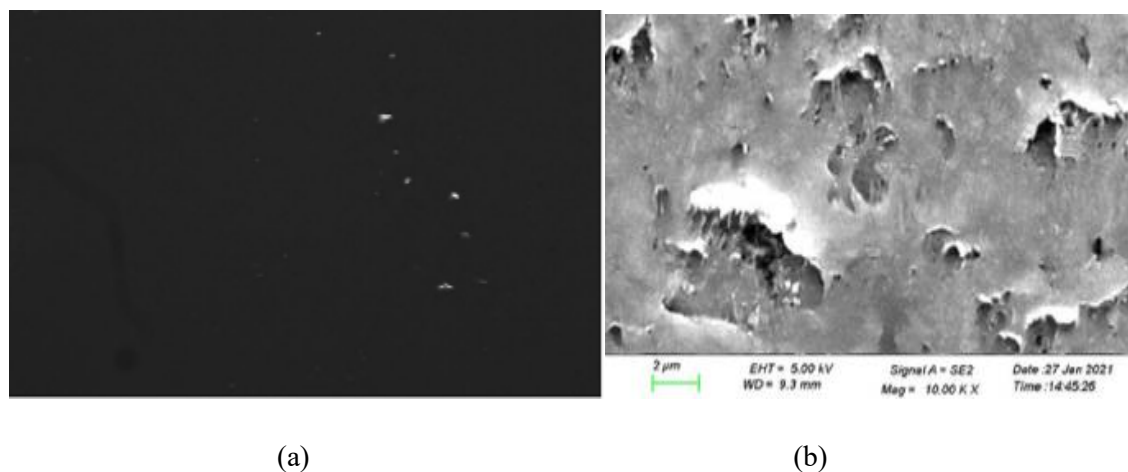
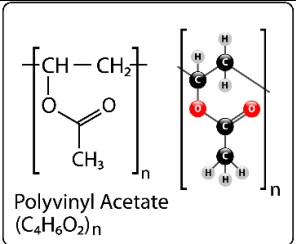


Fig. 2.17: Polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) utilisé dans ce travail de recherche ;

(a)- Micro photographie ; (b)- Image MEB. [Sameela et al. 2023](#)

Tableau 2.4 : Propriétés physico-chimiques des PVAc utilisés

Propriété	Valeur
Formule chimique	 Polyvinyl Acetate (C ₄ H ₆ O ₂) _n
Masse molaire, g/mol	86.09
Situation physique	Fluide (liquide)
Couleur	Blanc
Viscosité, MPa	420
PH	6.5-7.5
Densité, gm/cm ³	1.19
Solide, %	45

2.4. Essais de l'angle de repos

L'angle de repos est un facteur crucial en génie civil, car il détermine l'inclinaison la plus forte à laquelle une substance granulaire peut être empilée sans subir de rupture structurale. Ce concept revêt une importance significative car il a un impact direct sur la stabilité et la sécurité de diverses constructions, telles que les barrages, les remblais, les murs de soutènement et les pentes [Rousé, P \(2014\)](#). La littérature présente de nombreuses méthodes d'essai pour quantifier l'angle de repos (ϕ_{rep}) des matériaux granulaires. Des recherches approfondies indiquent que l'écoulement de ces matériaux est influencé par divers facteurs, notamment la forme et la taille des particules, la densité des grains solides, le degré de saturation et la teneur en eau [Miura et al \(1997\)](#), [Zhou et al \(2002\)](#). Dans l'étude menée par [Beakawi Al-Hashemi](#), la technique de l'entonnoir a été utilisée pour évaluer l'effet de la taille des particules sur l'angle de repos (ϕ_{rep}) dans des conditions d'écoulement à surface libre. Le dispositif expérimental est exposé dans la figure 2.18. Dans cette configuration, un matériau granulaire est versé dans un entonnoir dont le diamètre d'ouverture est de 13 mm. On laisse le matériau descendre sous l'influence de la gravité d'une hauteur (H) de 40 mm jusqu'à ce que le maximum du tas recouvre le point de décharge de l'entonnoir. L'angle de repos pour une hauteur de tas fixe est calculé à l'aide de l'équation suivante (équation 1) :

$$\phi_{rep} = \tan^{-1} (2H/D) \quad (1)$$

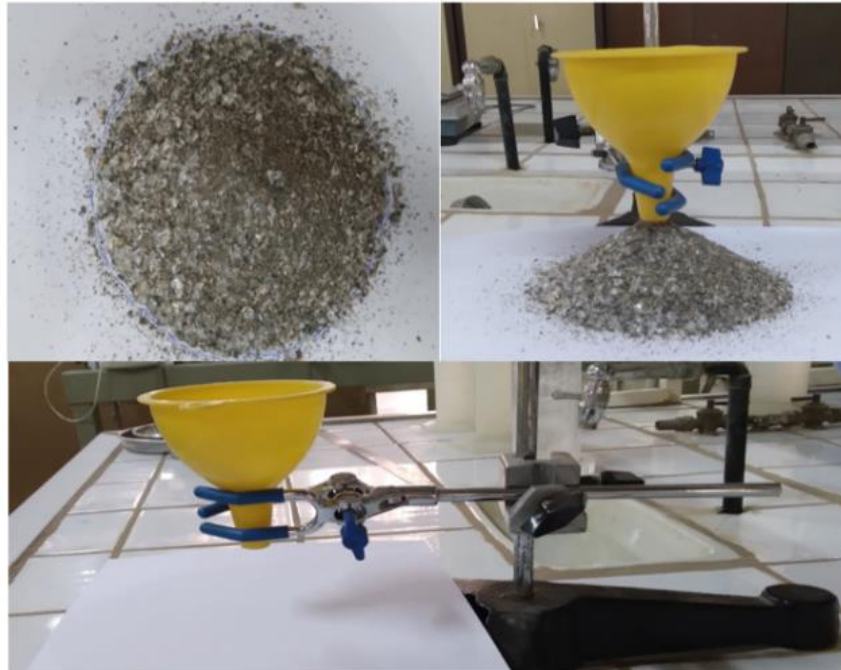


Fig. 2.18. L'angle de repos des mélanges de sable de rivière -CWG.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude, les méthodes de préparation des échantillons ainsi que les matériaux utilisés et leurs caractéristiques ont été définis. Tout d'abord, les appareils et tous les instruments utilisés au cours de cette recherche tels que : appareil de cisaillement directe à la boîte de Casagrande, l'appareil de l'essai de compression non confinée ainsi que celui de l'essai de cisaillement simple cyclique ont été présentés avec leurs modes opératoires. Ensuite, les différents matériaux utilisés tels que : le sol, les déchets de verre concassé, le polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc), les fibres de sisal, ainsi que les fibres de doum traitées et non traitées, ont été illustrés, en décrivant les modes de préparation des mélanges avec leurs propriétés physiques. Enfin, l'essai de l'angle de repos a été discuté afin de déterminer l'inclinaison maximale à laquelle un matériau granulaire peut être empilée reste en équilibre sans subir de rupture.



**Amélioration des propriétés mécaniques des
sables en utilisant du verre recycle comme
renforcement**



3.1. Introduction

Le verre concassé peut améliorer les propriétés mécaniques et géotechniques des sols, notamment leurs résistances leurs perméabilité. Cette pratique peut également être bénéfique pour l'environnement, car elle permet d'utiliser des déchets de verre qui seraient autrement mis en décharge. Par conséquent, l'étude de l'effet du verre recyclé concassé sur la mécanique des sols peut avoir des implications pratiques dans ce domaine. [Deng et al. \(2021\)](#) ; [Wang et al. \(2021\)](#). [Sherwany et al. \(2023\)](#) ont étudié l'impact des déchets de verre sur les propriétés des sols a faibles résistances. Leur recherche a fourni des informations importantes sur le potentiel du verre recyclé en tant que stabilisateur, offrant ainsi une solution durable pour améliorer les caractéristiques des sols.

[Kazmi et al. \(2021\)](#) Ont étudié l'utilisation du verre recyclé concassé (CWG) comme alternative durable au sable naturel et reconstitué. Ils ont constaté que le CWG présente une résistance au cisaillement et des propriétés de conductivité hydraulique assez élevées, Ce qui le rend adapté aux applications géotechniques. En outre, ce travail a étudié le potentiel du verre recyclé dans diverses applications de génie civil, renforçant l'idée que ce matériau recyclé peut être une alternative durable pour les matériaux traditionnels grâce à leurs avantages mécaniques et environnementaux, notant des améliorations de la résistance à la compression et une réduction des risques de réaction alcali-silice (ASR) [Kazmi et al. \(2020\)](#). D'autres investigations menées par [Más-López et al. \(2020\)](#) se sont concentrées sur la caractérisation physique et mécanique des chaussées écologiques fabriquées à partir de déchets de verre. Leurs conclusions indiquent que des améliorations significatives de la résistance à la compression non confinée (UCS) et du rapport de portance (CBR) ont été observées. De même, [Arrieta Baldovino et al. \(2020\)](#) ont montré l'efficacité de la poudre de verre recyclé dans la stabilisation des sols sans risque pour l'environnement. Dans le cas des sols expansifs, qui posent des défis importants en raison de leurs capacités de changement de volume lors de l'humidification et de séchage, des études ont montré des résultats prometteurs pour l'amélioration de leurs propriétés en leurs introduisant d'autres matériaux, dans le but de reconstituer divers mélanges présentant des caractéristiques géotechniques meilleurs.

Ces études soulignent collectivement la faisabilité et les avantages de l'utilisation des déchets de verre et des mélanges de sols expansifs dans l'ingénierie géotechnique, ouvrant ainsi la voie à des pratiques de construction plus durables. [Zaid et Al-Hassnawi. \(2018\)](#) ont incorporé

la poudre de déchets de verre aux sols expansifs puis laissés séchés pendant 3 jours dans des conditions d'humidité spécifiques et par la suite testés dans une série d'essais de compression simple. Ils ont découvert que l'augmentation de pourcentage de poudre de verre engendre une augmentation de la résistance à la compression.

Par ailleurs, la littérature publiée sur le comportement mécanique des sols granulaires renforcés par la poudre de verre concassé provenant de déchets de verre recyclé est remarquablement limitée en ce qui concerne les angles de frottement maximal et résiduel, ainsi que la réponse à la dilatance caractérisée par l'angle de dilatance maximal ainsi que les relations qui lient ces différents angles avec le pourcentage des déchets de verres concassés CWG. Pour évaluer l'impact de verre concassé sur la résistance des sables, de nombreux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrand ont été effectués sur trois types de matériaux granulaires dérivés de sable naturel provenant de la rivière de Chlef avec différents diamètres moyens des grains $D_{50}=0,63$ mm, 1,00 mm et 2,00 mm. Des fractions de verre recyclé concassé allant de 0% à 30% (CWG=0%, 10%, 20% et 30%), ont été mélangées au sable par la pluviométrie à sec, d'une densité relative initiale $Dr=90\%$. Ensuite, les échantillons ont été soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n=50, 200$ et 400 kPa). Cette étude présente également la validité des relations contrainte-dilatance de Bolton pour le sable mélangé aux déchets de verre concassé.

3.2. Résultats de cisaillement direct

Les figures 3.1, 3.2, 3.3 et 3.4 illustrent les comportements observés lors de 36 essais de cisaillement direct réalisés sur des sables mal gradués mélangés à des proportions variables de verre concassé (CWG = 0, 10, 20 et 30 %). Les résultats montrent que les mélanges de sable - CWG présentent principalement des réponses dilatives, montrées clairement, dans le plan du déplacement vertical (ΔV), indépendamment de la fraction de CWG. Ces résultats mettent en évidence la prédominance de la réponse au changement de volume dans la mobilisation des forces de cisaillement maximales dans le plan contraint au cisaillement- déplacement horizontal (τ - ΔH). Les figures montrent clairement que le sable mal gradué RS1 ($D_{50}=2,00$ mm) mélangé au verre concassé présente une résistance au cisaillement et une tendance à la dilatance plus élevée que les mélanges RS2 ($D_{50}=1,00$ mm) -CWG et RS3 ($D_{50}=0,63$ mm) -CWG. Cela confirme le rôle crucial du (D_{50}) dans le renforcement de la résistance au cisaillement et de la dilatance des sables naturels des sables mal gradués. En plus, l'augmentation de la contrainte normale (σ_n) de 50 kPa à 400 kPa (Figures 3.1a, 3.2c, 3.3e, 3.4g) a permis d'atteindre des

résistances maximales au cisaillement plus importantes. (Figures 3.1b, 3.2d, 3.3f, 3.4h). En outre, lors de l'évaluation d'une teneur spécifiée en verre concassé, les mélanges binaires sable naturel - verre concassé soumis à une contrainte normale initiale de 400 kPa présentent des résistances au cisaillement maximales significativement plus élevées que les mélanges de sable à granulométrie serrée avec des proportions de verre concassé soumis à un cisaillement de 200 et 50 kPa, respectivement.

Les figures (3.5, 3.6, 3.7) présentent la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des trois catégories de sables mélangés avec les déchets de verre concassé. On remarque que l'inclusion de verre concassé CWG de 0 à 30 % a des effets bénéfiques sur le mécanisme de l'enchevêtrement des grains qui conduit à une augmentation de frottement entre les grains, amplifiant par conséquent les résistances des mélanges examinés. De plus, une transition rapide de la résistance au cisaillement maximale à la résistance au cisaillement résiduelle se produit dans le régime permanent qui est caractérisé par un adoucissement (après le pic), dans les plages de déplacement horizontal entre 4 à 7 mm (comme le montrent les figures 3.5a, 3.6c et 3.7e). Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par [Disfani et al \(2011-2012\)](#).

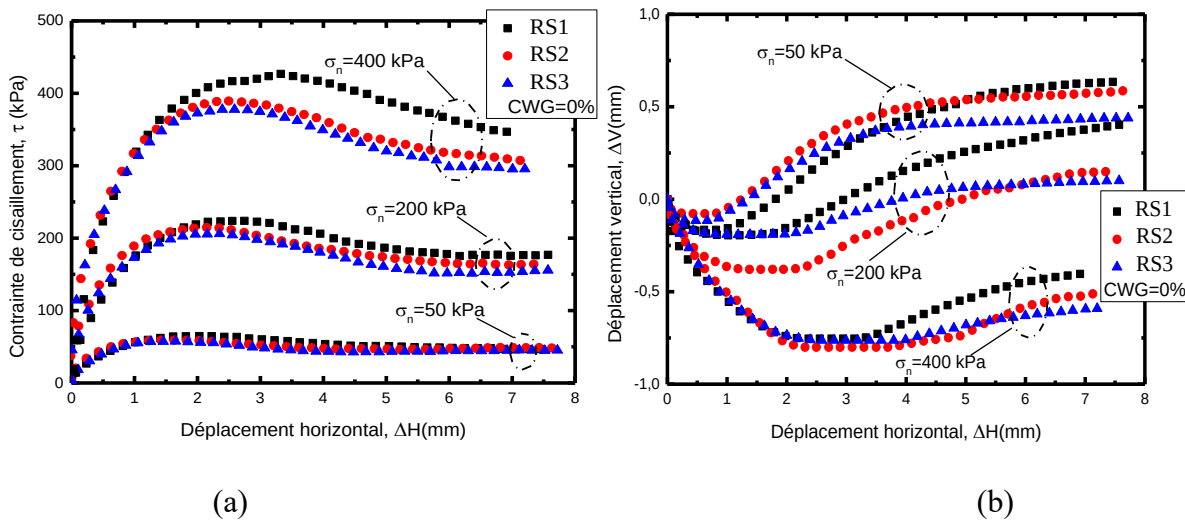


Fig. 3.1. Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable-(CWG=0%) ;
a- τ vs ΔH , b- ΔV vs ΔH

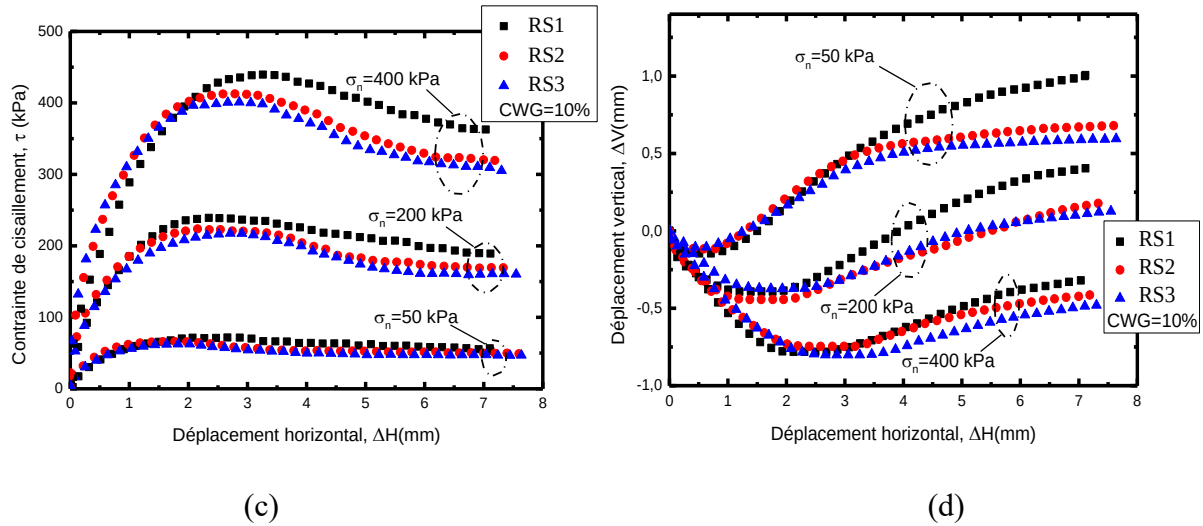


Fig. 3.2. Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable- (CWG=10%) ; c- τ vs ΔH , d- ΔV vs ΔH

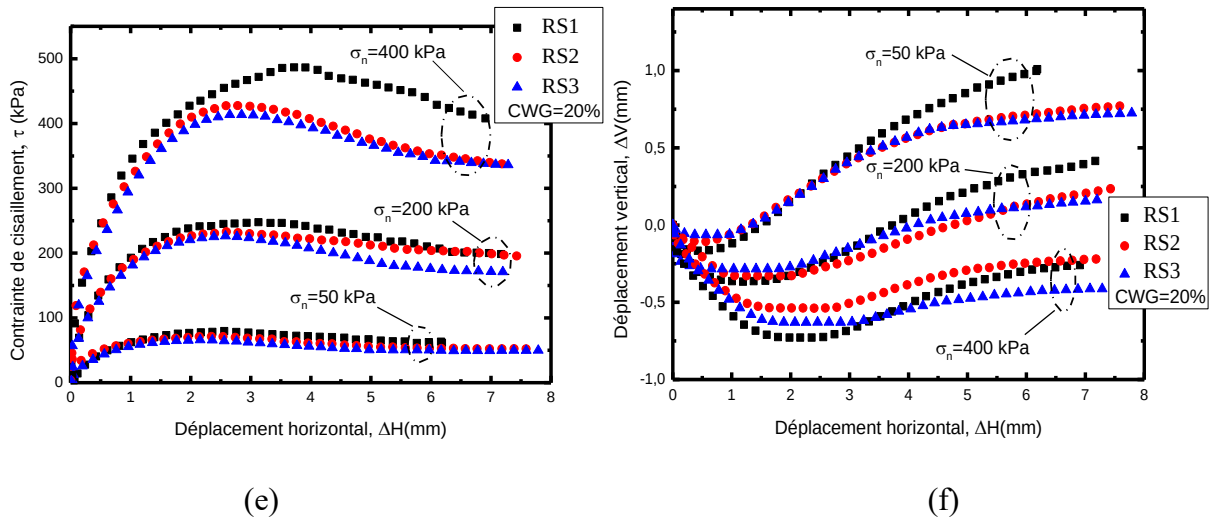


Fig. 3.3. Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable- (CWG=20%) ; e- τ vs ΔH , f- ΔV vs ΔH

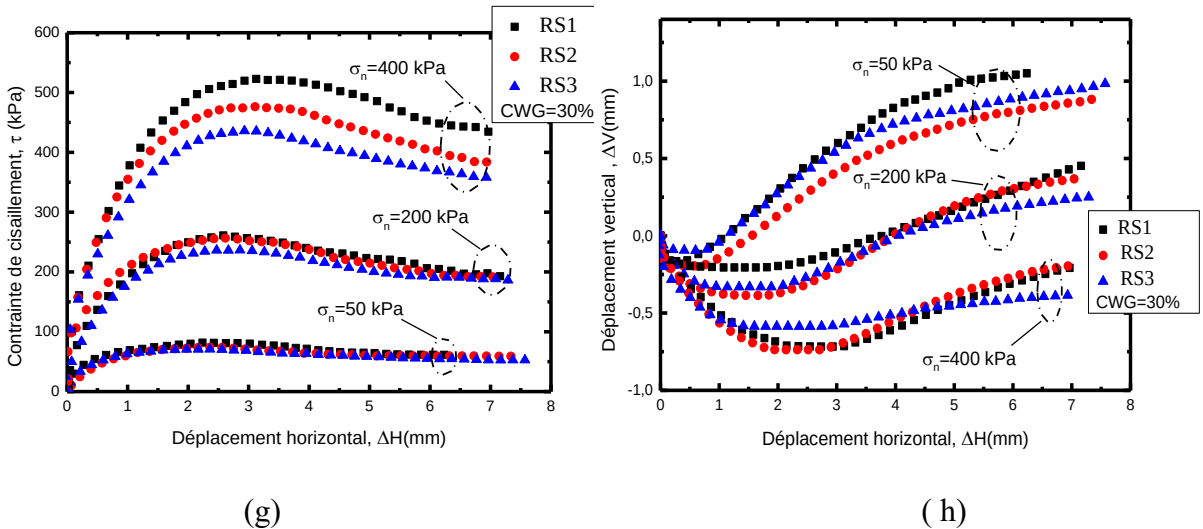


Fig. 3.4. Effets du diamètre moyen des grains sur la contrainte au cisaillement des mélanges sable- (CWG=30%) ; g- τ vs ΔH , h- ΔV vs ΔH

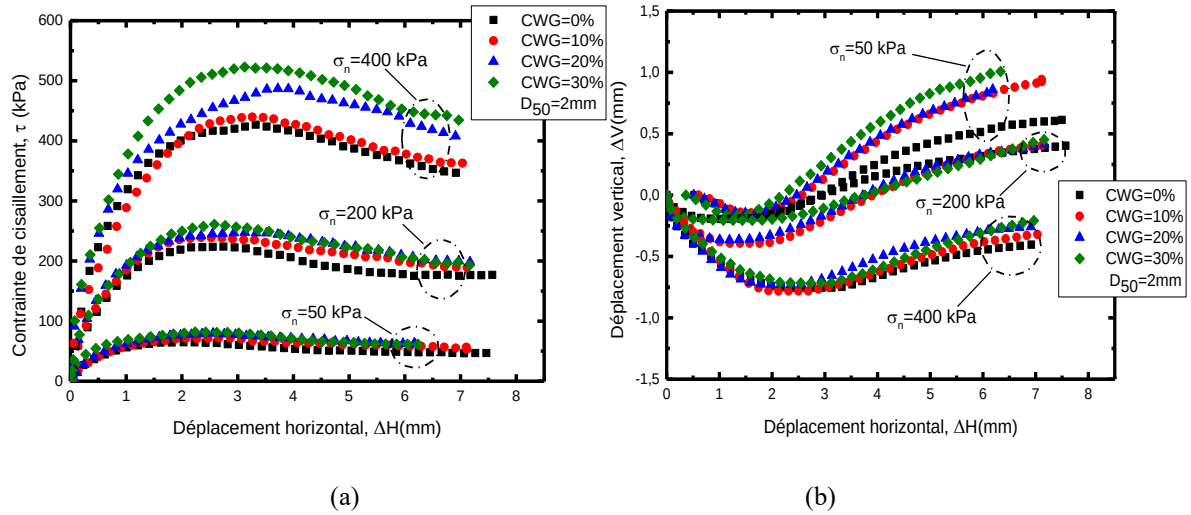


Fig. 3.5. Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=2,00\text{mm}$) ; a- τ vs ΔH , b- ΔV vs ΔH .

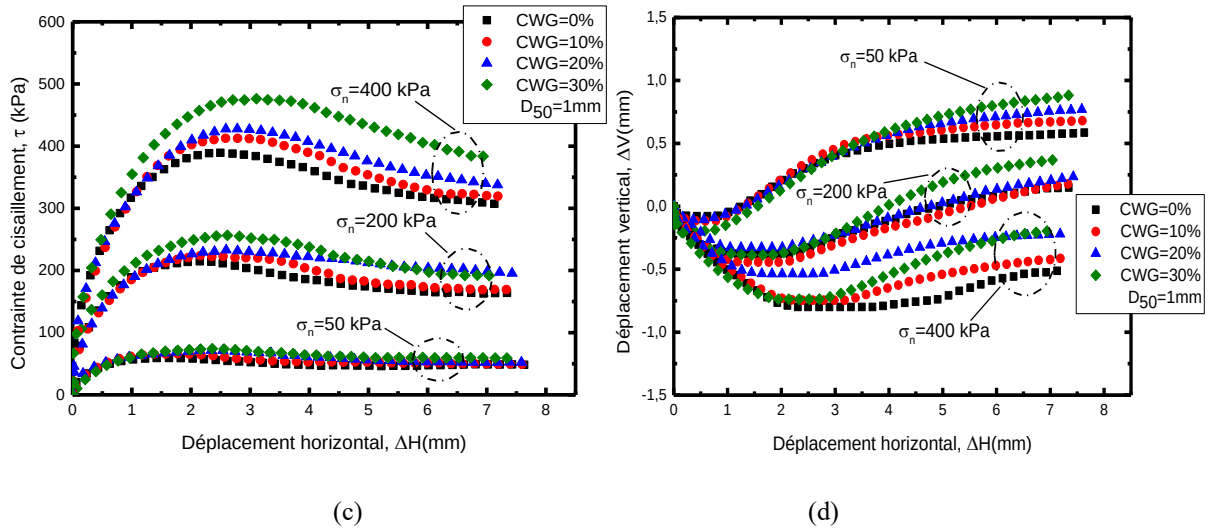


Fig. 3.6. Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=1,00\text{mm}$) ; c- τ vs ΔH , d- ΔV vs ΔH .

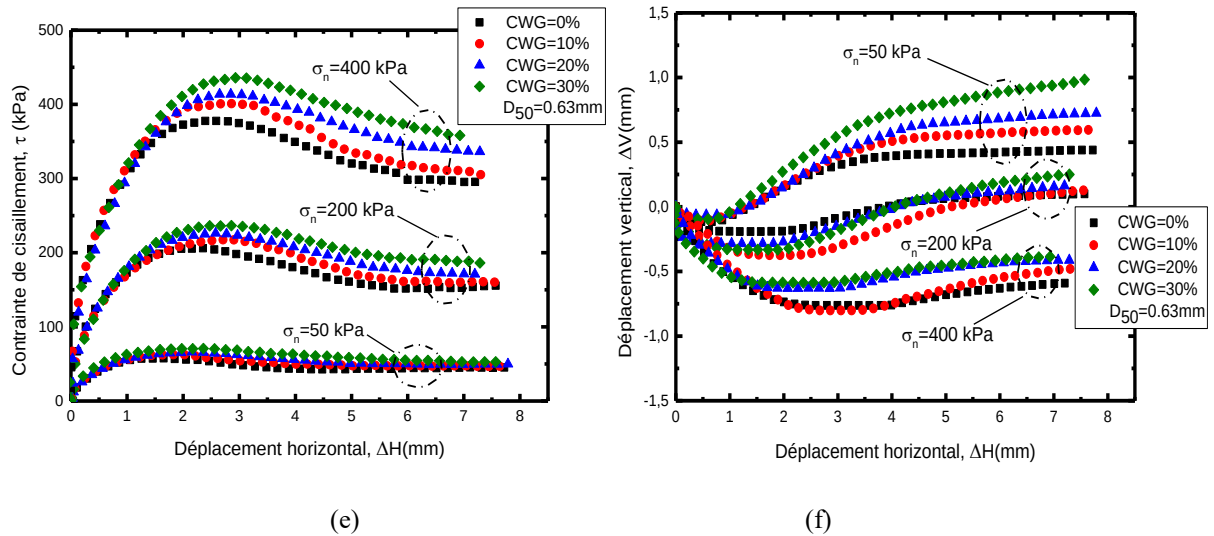


Fig. 3.7. Effets du verre concassé sur la variation de la contrainte au cisaillement des matériaux testés ($D_{50}=0,63\text{mm}$) ; e- τ vs ΔH , f- ΔV vs ΔH .

3.3. Angle de frottement interne et angle de repos

La figure 3.8 illustre la relation liant l'angle de frottement interne au diamètre moyen des particules et à la teneur en verre concassé. Les résultats montrent que lorsque le (D_{50}) et les pourcentages de verre concassé augmentent, l'angle de frottement interne augmente également, tant pour les sables purs que pour les mélanges. Cela indique que le diamètre moyen des particules et la teneur en verre concassé influencent de manière significative l'amélioration de la résistance, en particulier en termes d'angle de frottement interne. Ce phénomène est dû à un enchevêtrement de particules de verre concassé avec des particules de sable, ce qui se traduit par une notable progression de l'angle de frottement interne des matériaux testés contribuant ainsi à la dilatance. De plus, il est intéressant de noter que pour $D_{50}=2,00$ mm, une augmentation de la teneur en verre concassé jusqu'à 30% conduit à un angle de frottement interne plus élevé (Figure 3.8b). Cela signifie que les combinaisons contenant des particules de sable plus grosses et une proportion plus élevée de verre concassé présentent des angles de frottement interne plus élevés que les mélanges contenant des particules de sable plus petites et une proportion plus faible de verre concassé.

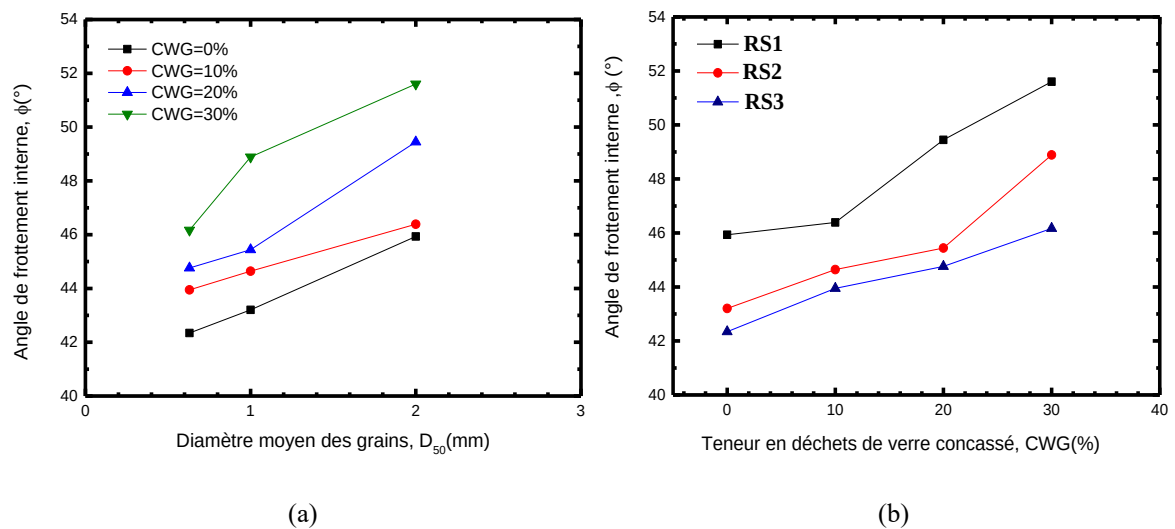


Fig. 3.8. Variation de l'angle de frottement interne des matériaux testés .

a- angle de frottement interne versus D_{50} , b- angle de frottement interne versus teneur en CWG

La figure 3.9 illustre la relation entre l'angle de repos avec le diamètre moyen des particules (D_{50}) et la teneur en verre concassé (CWG) : l'allure montre clairement que l'angle de repos augmente avec les deux paramètres cités en haut (figures 3.9a et 3.9b). Cette conclusion confirme que le diamètre moyen des particules joue un rôle important dans l'amplification de l'angle de repos dans les mélanges de sable naturel-CWG. Il convient de noter que la présence

de particules de sable sur les bords facilite la rotation des grains pendant l'écoulement superficiel, ce qui entraîne une amélioration de ϕ_{rep} à chaque fois que la diamètre moyenne des particules augmente. Par conséquent, les mélanges contenant des particules de sable de rivière plus grosses ($D_{50}=2,00$ mm) et du CWG présentent des valeurs d'angle de repos plus élevées que ceux contenant des particules de sable et du CWG plus petites ($D_{50}=0,63$ mm).

En outre, l'augmentation de l'angle de repos avec l'ajout de verre concassé dans les matériaux testés peut être attribuée au type de contacts entre les particules et à l'amélioration de l'angle de frottement interparticulaire qui en résulte. Ceci est directement liés à l'angle de frottement à volume constant et varie en fonction des caractéristiques du matériau granulaire. Dans ce cas, les contacts entre le sable et les particules de CWG développe une force de frottement plus élevée que les contacts sable-sable. Cette résistance accrue au frottement est responsable de l'amélioration observée à chaque fois que la proportion de verre concassé est augmentée. Ceci est vérifié par la figure 3.9b, qui montre que les combinaisons de sable ayant un D_{50} plus élevé avec des teneurs en CWG plus enlevées ont de meilleures valeurs d'angle de repos que le sable pur.

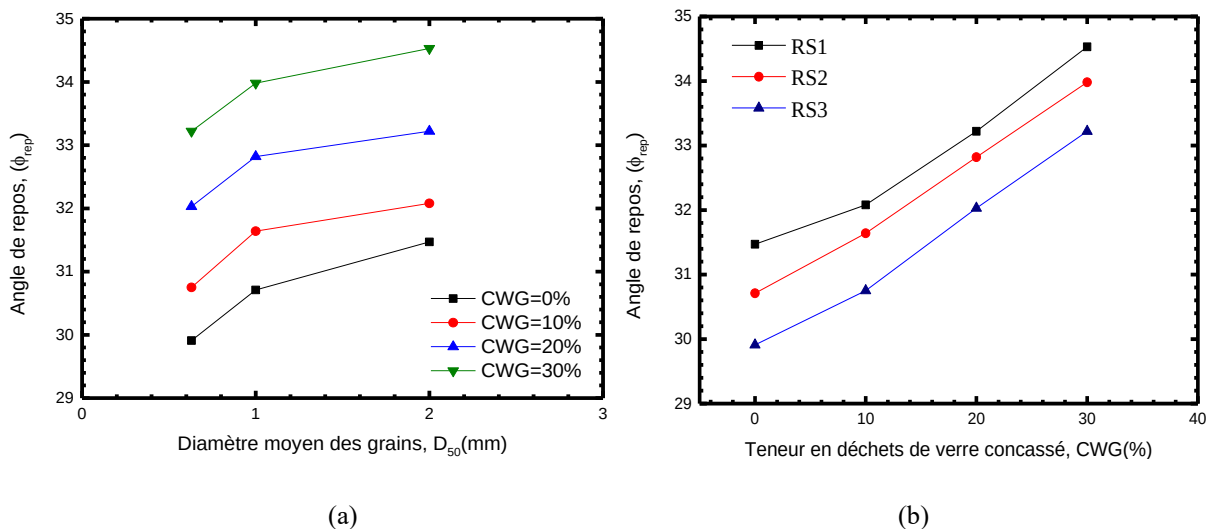


Fig. 3.9. Variation de l'angle de repos des matériaux testés : a- ϕ_{rep} vs D_{50} b- ϕ_{rep} vs teneur en CWG

3.4. Angles de frottement maximal et résiduel

Dans la géotechnique, les angles de frottement maximal et résiduel jouent un rôle essentiel en tant que propriétés fondamentales. V. Fioravante (2002) mentionne que ces angles ne sont pas des simples chiffres, mais des paramètres critiques dans le calcul des différents efforts. Chaque modification de ces propriétés peut avoir une influence significative sur la résistance globale. Les angles de frottement maximal et résiduel (ϕ_{pic} , ϕ_{res}) sont précisément

déterminés par une méthode de calcul établie par (Lings et al (2005) ; Nejad et al (2017) ; Azaiez et al (2021)) :

$$\phi_{pic} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_p}{\sigma_n} \right) \quad (3.1) \quad \text{and} \quad \phi_{res} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{res}}{\sigma_n} \right) \quad (3.2)$$

Où τ_{pic} : est la contrainte de cisaillement maximale, τ_{res} : est la contrainte de cisaillement résiduelle et σ_n est la contrainte normale appliquée. L'interaction entre l'angle de frottement maximal, le diamètre moyen des grains et la teneur en verre concassé est illustrée dans la figure 3.10. La relation est examinée pour trois contraintes normales différentes (50, 200 et 400 kPa). Les tracés en 3D indiquent clairement que lorsque le pourcentage de verre concassé passe de 0 % à 30 %, avec le passage de diamètre moyen de 0,63 mm à 2mm, l'angle de frottement maximal augmente également. Cette observation est valable pour les trois graphes (figures 3.10a, 3.10b et 3.10c). Plus précisément, lorsque des particules de sable d'une taille moyenne de 2,00 mm sont mélangées à 30 % de verre concassé, les angles de frottement maximaux sont estimés à $\phi_{pic}=58,609^\circ$, $\phi_{pic}=52,543^\circ$ et $\phi_{pic}=52,578^\circ$ pour des contraintes normales initiales de 50, 200 et 400 kPa, respectivement. Ces valeurs indiquent un angle de frottement maximal plus élevé pour les mélanges de particules de sable plus grosses avec une teneur plus élevée en verre concassé (30 %). De même, la relation entre ϕ_{pic} et D_{50} , ainsi que la teneur en verre concassé, n'est pas seulement une corrélation statistique, mais un résultat fortement étayé par les surfaces d'ajustement obtenues à partir des échantillons de mélange examinés.

Les paramètres d'ajustement présentent des valeurs élevées, avec des coefficients R^2 de 0,97, 0,98 et 0,99. Cette corrélation solide entre l'angle de frottement maximal est attribuée à une combinaison de facteurs, notamment la texture du sable, les propriétés du verre concassé et les échantillons denses. Ces facteurs, lorsqu'ils sont combinés, jouent un rôle primordial dans la réduction des indices de vide à l'intérieur de la matrice sableuse.

D'autre part, la figure 3.11 présente la relation entre l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}), (D_{50}) et (CWG). Elle indique clairement que le diamètre moyen D_{50} et le pourcentage de déchets de verre CWG ont des impacts notables sur l'angle de frottement résiduel des mélanges étudiés. En particulier, lorsque le pourcentage en CWG passe de 0 % à 30 % pour un diamètre moyen des grains constant, on constate que l'angle de frottement résiduel augmente de manière significative. Les particules de CWG remplissent les espaces entre les particules de sable, en augmentant ainsi la densité du mélange ce qui explique la tendance observée et par conséquent, les surfaces de frottement deviennent plus importantes, ce qui entraîne un angle de frottement résiduel plus élevé. De plus, la relation entre l'angle de frottement résiduel, la teneur en CWG

et le diamètre moyen D_{50} est bien établie sur la base des surfaces d'ajustement dérivées pour les échantillons de mélange analysés. Les paramètres d'ajustement indiquent une forte cohérence, comme les prouvent les coefficients R^2 élevés de 0,91, 0,92 et 0,98 pour les sols testés.

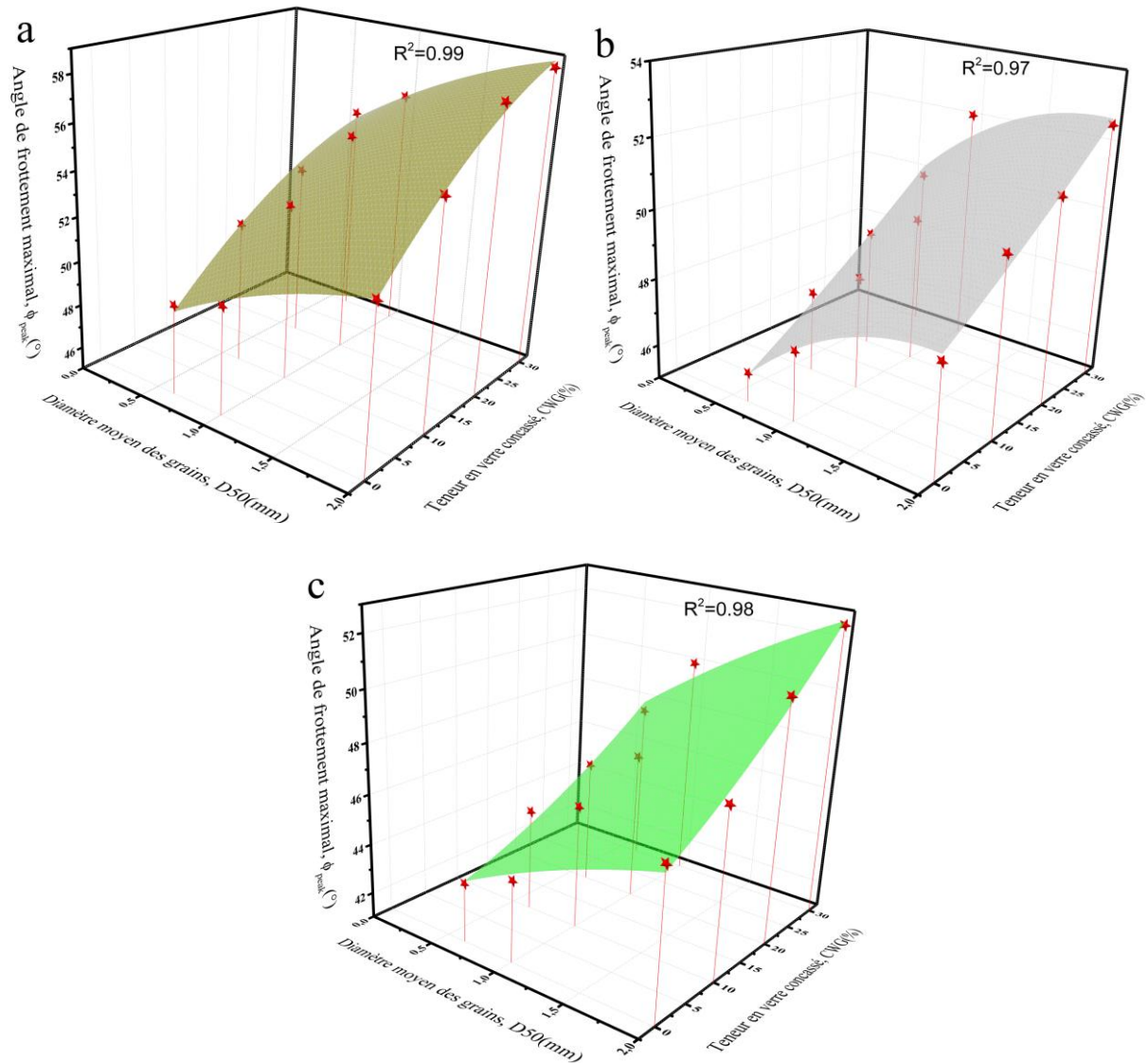


Fig.3.10. Angle de frottement maximal en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG : a $\sigma_n = 50$ kPa, b $\sigma_n = 200$ kPa, c $\sigma_n = 400$ kPa.

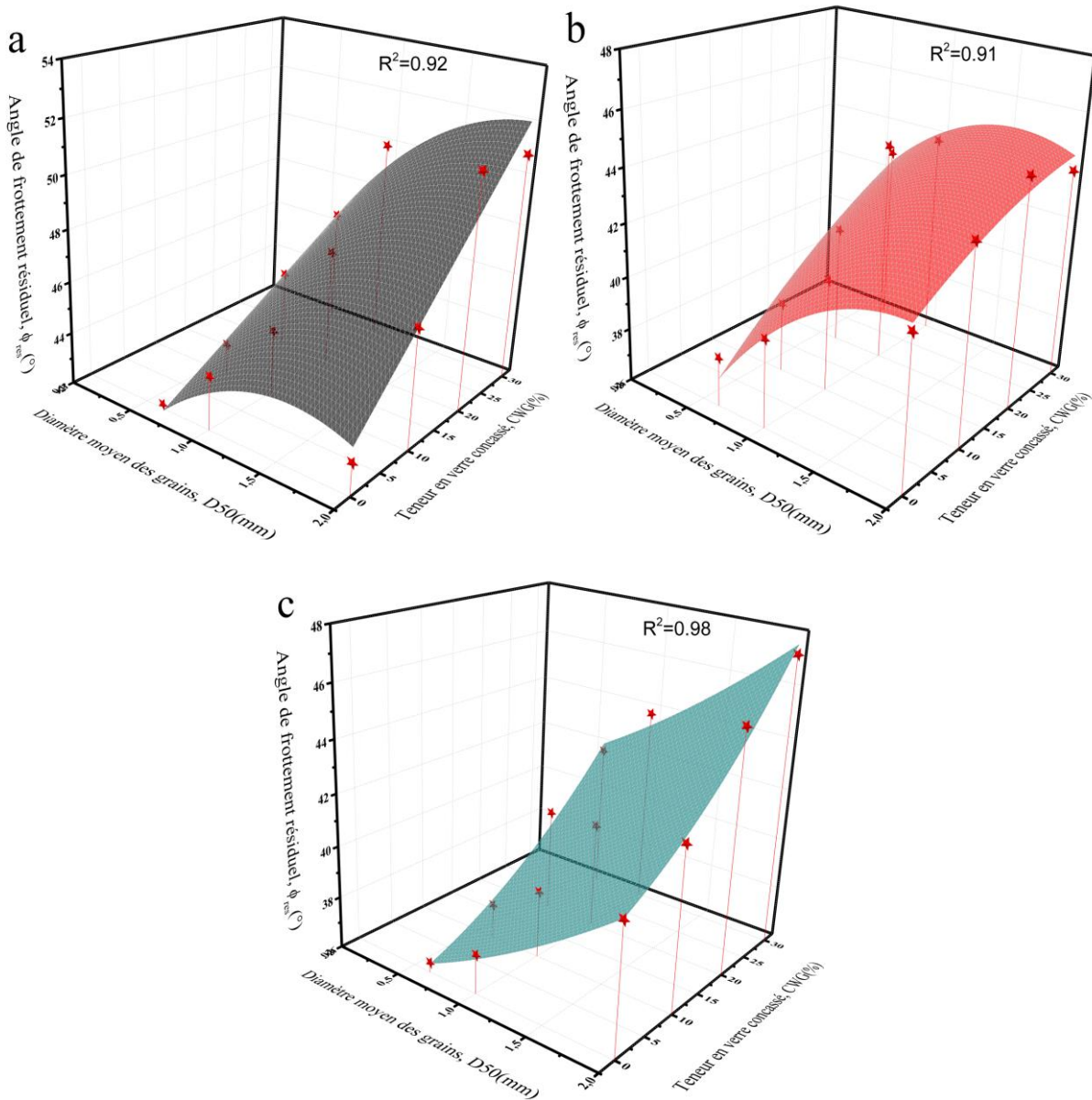


Fig.3.11. Angle de frottement résiduel en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG: a $\sigma_n = 50$ kPa, b $\sigma_n = 200$ kPa, c $\sigma_n = 400$ kPa.

3.5. La Loi de contrainte-dilatance

Dans la littérature publiée, de nombreuses études ont mis en évidence l'expression du potentielle de la dilatance du sol par l'utilisation de la loi contrainte-dilatance. Cette loi consiste en l'évaluation de la corrélation entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal des matériaux granulaires comme suit :

$$\phi_{ex} = \alpha \times \Psi_{max} \quad (3.3)$$

(ϕ_{ex}) est l'angle de frottement excessif, α : est l'indice de dilatance de Bolton et Ψ_{max} : est l'angle de dilatance maximal. Dans la figure 3.12, la relation entre (ϕ_{ex}) et (Ψ_{max}) est illustrée pour trois

types de sable avec différents diamètres moyens des grains tels que : $D_{50} = 2,00 \text{ mm}$, $1,00 \text{ mm}$ et $0,63 \text{ mm}$. Ces sables ont été mélangés à des proportions de déchets de verre concassé variant de $CWG = 0 \%$ à $CWG = 30 \%$. La figure 3.13 révèle que le pourcentage de verre concassé a une influence considérable sur la variation entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximale des matériaux étudiés.

Plus précisément, on observe que l'angle de frottement excessif augmente de façon linéaire avec l'angle de dilatance maximal pour les deux mélanges de sable testés. De même, les valeurs de l'indice de dilatance de Bolton ($\alpha=0,96, 1,13, 0,46$ pour la première catégorie ($D_{50}=2,00\text{mm}$), ($\alpha=1,31, 0,83, 0,47$ pour la deuxième catégorie ($D_{50}= 1,00\text{mm}$) et ($\alpha=1,23, 1,47$ et $0,45$ pour la troisième catégorie ($D_{50}= 0,63\text{mm}$) en tenant compte de trois contraintes normales (50 kPa , 200 kPa et 400 kPa) respectivement. En outre, la figure 18 illustre la corrélation entre l'indice de dilatance de Bolton (α) et le Diamètre moyen des grains (D_{50}) pour divers mélanges de sable-CWG sous trois contraintes normales différentes : $50, 200$ et 400 kPa . Les résultats montrent que l'indice de dilatance de Bolton est très bien corrélé au diamètre moyen des grains pour les matériaux étudiés. L'équation (3.4) est utilisée pour exprimer la relation entre ces deux paramètres :

$$\alpha = \alpha_0 \times D_{50}^b \quad (3.4)$$

Pour les mélanges de sable CWG soumis à une contrainte normale de (50 kPa), α_0 est égal à $1,18$, tandis que b est trouvé égal à $0,23$. Inversement, pour les mélanges de sable-CWG soumis à une contrainte normale (200 kPa), $\alpha_0 = 1,13$, et $b = 0,23$, et pour les mélanges de sable-CWG soumis à une contrainte normale (400 kPa), $\alpha_0 = 0,56$, et $b = 0,6$. En substituant l'équation (3.4) dans l'équation (3.3), nous obtenons des relations générales de résistance-dilatance qui prennent en compte l'effet du (D_{50}) pour trois types de mélanges de sable-CWG étudiés. Ces équations peuvent être utilisées pour évaluer la relation entre l'angle de frottement excessif et l'angle de frottement maximal du sable mélangé à des déchets de verre concassé.

$$\phi_{ex} = (\alpha_0 \times D_{50}^b) \times \psi_{max} \quad (3.5)$$

Pour une contrainte normale de 50 kPa

$$\phi_{ex} = (1.18 \times D_{50}^{0.23}) \times \psi_{max} \quad (3.5a)$$

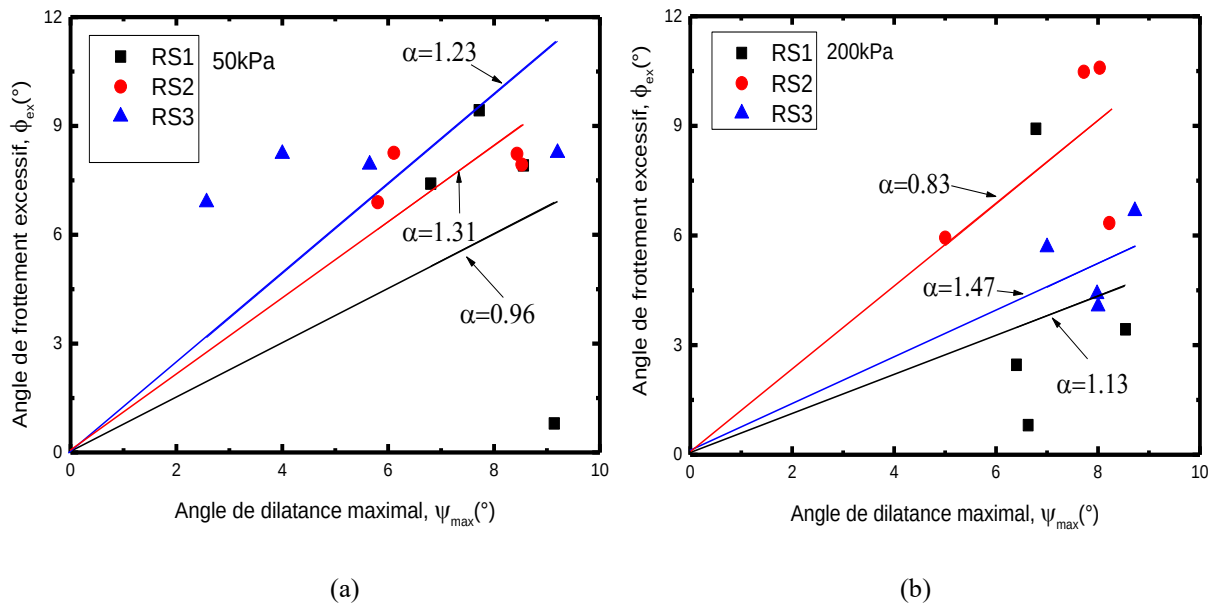
Pour une contrainte normale de 200 kPa

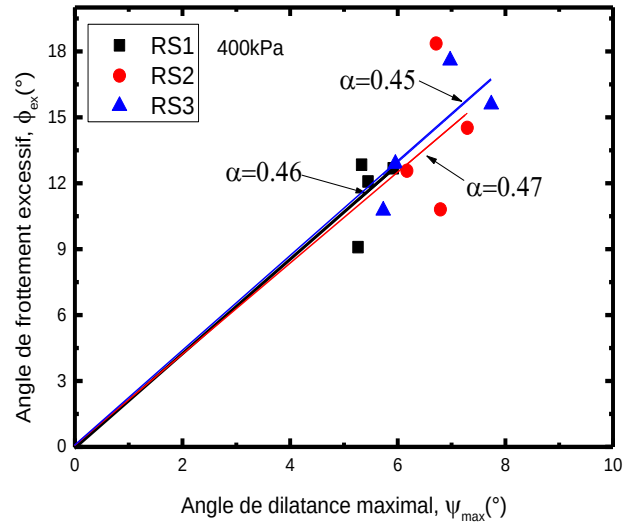
$$\phi_{ex} = (1.13 \times D_{50}^{0.18}) \times \psi_{max} \quad (3.5b)$$

Pour une contrainte normale de 400 kPa

$$\phi_{ex} = (0.56 \times D_{50}^{0.6}) \times \psi_{max} \quad (3.5c)$$

La figure 3.14 illustre une comparaison entre les données d'essai mesurées pour les matériaux testés et les prévisions de l'angle de frottement excessif fournies par les équations (3.5a, 3.5b, 3.5c). La figure 3.14 prouve que les équations proposées permettent d'estimer efficacement les angles de frottement excessifs (ϕ_{ex}) pour les trois différents diamètres moyens des grains considérés ($D_{50}=2,00$ mm, 1,00 mm et 0,63 mm) en fonction de la teneur en verre concassé et des contraintes normales. De plus, dans la figure 3.14c, l'équation (3.5c) donne des estimations nettement meilleures pour la contrainte normale de 400 kPa. Avec des valeurs de coefficient de détermination R^2 de 0,97 et de 0,98, par rapport aux équations (3.5a et 3.5b) illustrées dans les figures 3.14a et 3.14b. Cela confirme l'applicabilité de la relation contrainte-dilatance de Bolton aux mélanges de sable en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en déchets de verre concassé.





(c)

Fig.3.12. Angle de dilatance maximal en fonction de l'angle de frottement excessif des mélanges étudiés ; a- $\sigma_n = 50$ kPa, b- $\sigma_n = 200$ kPa, c- $\sigma_n = 400$ kPa.

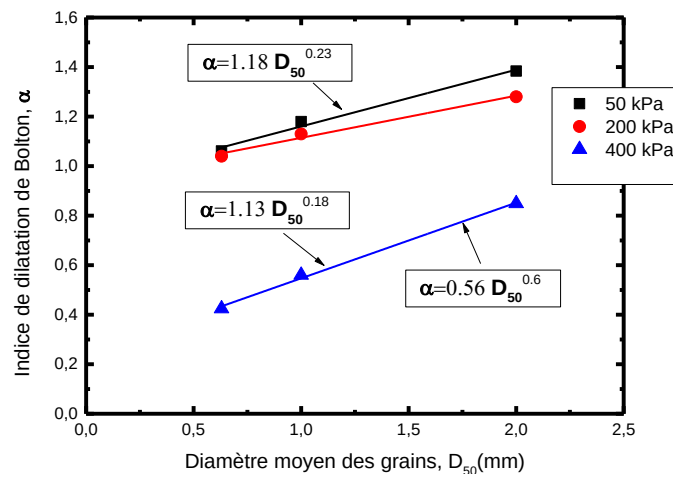
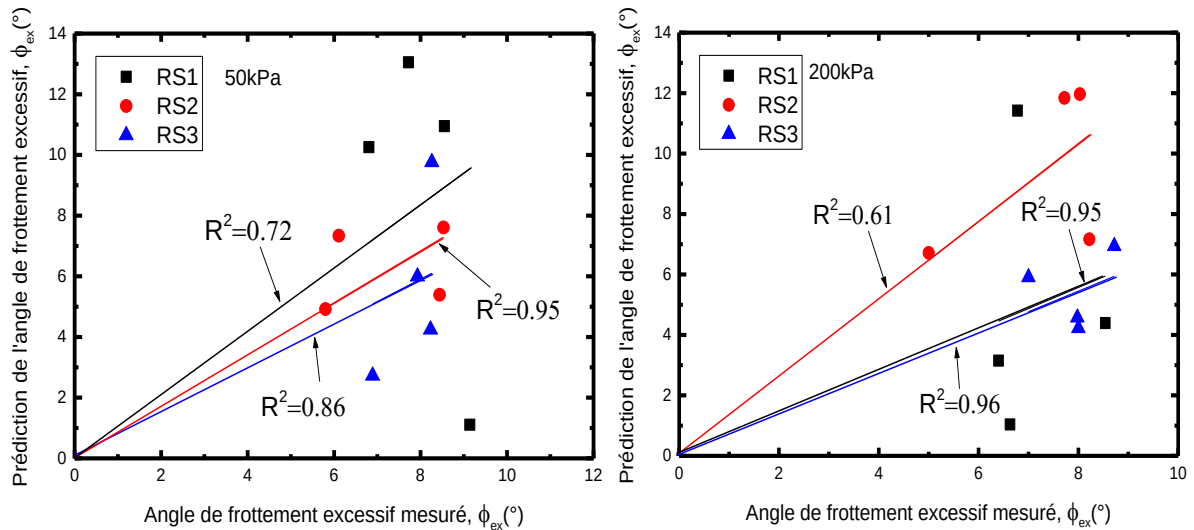


Fig.3.13. Indice de dilatance de Bolton en fonction du diamètre moyen des grains des mélanges testés.



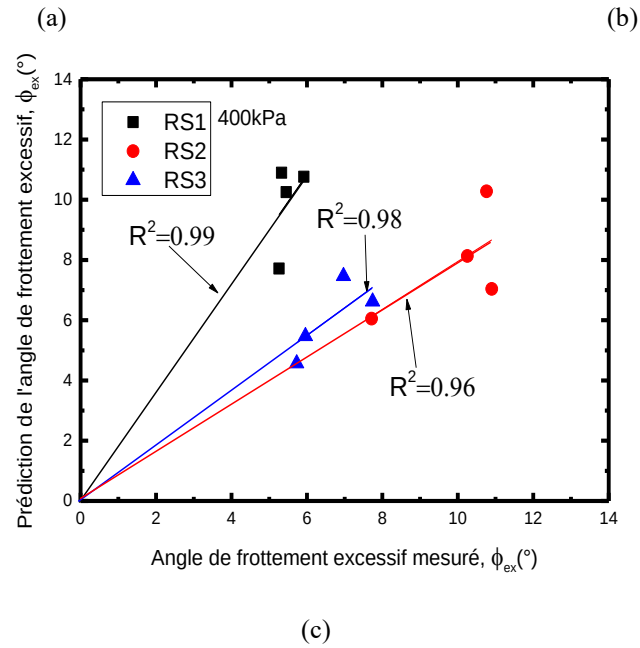


Fig. 3.14. Angle de frottement excessif prédit par rapport à celui mesuré pour les mélanges examinés : a- $\sigma_n = 50$ kPa, b- $\sigma_n = 200$ kPa, c- $\sigma_n = 400$ kPa.

3.6. Conclusion

L'étude vise à examiner l'impact combiné du diamètre moyen des grains et du pourcentage de déchets de verre concassé sur le comportement des sables sous différentes contraintes normales. Pour atteindre cet objectif, une série d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrand a été réalisée sur trois catégories de sable naturel provenant de la rivière de Chlef, chacune ayant un diamètre moyen des grains différent ($D_{50} = 2,00$ mm, 1,00 mm et 0,63 mm) et par la suite ont été mélangés avec des pourcentages variables de verre concassé (CWG = 0, 10 %, 20 % et 30 %). Les échantillons ont ensuite été soumis à trois contraintes normales différentes : 50 kPa, 200 kPa et 400 kPa. Les résultats de cette étude soutiennent les conclusions suivantes :

- L'étude permet d'étudier la relation entre le diamètre moyen des grains et les déchets de verre concassés (CWG), sur le comportement des mélanges sable- déchets de verre concassés (CWG). L'augmentation de l'angle de repos et de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG ont été observées. De plus, l'inclusion de particules de verre concassé favorise les mécanismes d'enchevêtrement entre les particules de sable, ce qui favorise la dilatance dans les mélanges. Les caractéristiques de déformabilité plus faibles du verre concassé contribuent à une augmentation significative de l'angle de frottement interne des mélanges testés. Ces connaissances améliorent la compréhension du comportement des

matériaux granulaires et contribuent à éclaircir et à trouver les solutions aux problèmes liées à la stabilisation des sols et à la stabilité des pentes.

- Les résultats de l'étude sur les relations entre les angles de frottement maximal et résiduel, le diamètre moyen des grains et la teneur en déchets de verre concassés (CWG) fournissent des relations empiriques solides pour la construction sur des sols granulaires. En quantifiant ces corrélations, les ingénieurs peuvent mieux juger la sélection des matériaux et des paramètres de conception structurelle, ce qui se traduit par des projets d'infrastructure plus robustes et plus rentables.
- Cette recherche a permis d'examiner les relations entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal des mélanges de sable- déchets de verre concassés CWG. Cette investigation comprenait l'application des relations contrainte-dilatance de Bolton aux mélanges de sable de rivière et de verre concassé. Les résultats des essais justifient l'applicabilité de la relation contrainte-dilatance de Bolton aux mélanges sable- déchets de verre concassés CWG en utilisant des nouvelles équations empiriques proposées dans ce travail. Ces observations sont importantes dans le contexte de l'utilisation de matériaux granulaires dans les applications géotechniques, car elles constituent une approche extrêmement importante pour la valorisation de ces matériaux.
- Dans l'ensemble, les résultats de cette recherche vont au-delà des résultats expérimentaux spécifiques pour englober des implications plus larges pour la pratique de l'ingénierie géotechnique. En expliquant les interactions complexes entre les tailles des particules, les contraintes normales et l'introduction d'autres matériaux d'amélioration de la résistance et de la stabilité tel que les déchets de verre concassés CWG.
- La présente étude fournit une base solide pour faire progresser l'utilisation des mélanges granulaires sable- déchets de verre concassés (CWG) dans diverses applications d'ingénierie, contribuant ainsi à la fois à la durabilité environnementale et à l'innovation technologique dans ce domaine.



Analyse comparative des performances
mécaniques des sols sableux renforcés par
des fibres naturelles traitées et non traitées en
intégrant l'effet de la distribution
granulométrique (PSD)



4.1. Introduction

Les sols grossiers, lâches, non cohésifs présentant de faibles résistances et de grands déformations, sont couramment rencontrés dans plusieurs domaines et diverses applications tels que : la géotechnique, les travaux publics, l'hydraulique etc... L'utilisation des sols sableux comme matériaux de construction ou comme couches d'assise pour diverses structures présente fréquemment des défis d'ingénierie, déclenchant diverses questions [Wang et al \(2018\)](#), [Zhou et al \(2023\)](#). Dans la géotechnique, les sols sableux sont souvent confrontés à des ruptures de cisaillement à cause de l'absence de particules fines, ce qui donne un matériau à faible cohésion, conduisant à une rupture de ces derniers. Ce problème est une préoccupation majeure dans les scénarios impliquant la stabilité de ces sols [Hao et al \(2023\)](#). Pour relever ce défi, il devient vital d'améliorer la résistance au cisaillement en introduisant des matériaux ayant des cohésions élevées.

Dans ce contexte, de nombreuses recherches ont été entreprises pour concevoir des techniques de renforcement visant à stabiliser les sols granulaires à faibles résistances. [Hazirbaba K \(2018\)](#) ; [Anvari et al \(2017\)](#). Parmi ceux-ci, le renforcement du sol par l'incorporation de fibres courtes a attiré une attention considérable en raison de ses avantages aperçus en termes de rentabilité, de simplicité de procédure et d'efficacité de renforcement. [Nguyen et al \(2015\)](#) ; [Wang et al \(2016\)](#). Les fibres synthétiques sont couramment utilisées dans le renforcement des sols en raison de leur biodégradabilité appréciée, de leur stabilité chimique et de leur résistance à la traction élevée. [Sharma et Kumar \(2017\)](#) ; [Qiang M et al \(2018\)](#) ; [Mirzababae et al \(2018\)](#).

À l'inverse, la recherche s'est sensiblement réorientée vers l'étude des fibres naturelles pour le renforcement des sols, en raison des préoccupations croissantes en matière d'environnement [Koutenaei et al \(2021\)](#). L'utilisation de fibres naturelles présente de nombreux avantages, notamment en termes de rentabilité, de disponibilité et de respect de l'environnement [Develioglu et al \(2021\)](#) ; [Kalkan E et \(2022\)](#). Possédant des propriétés similaires à celles des fibres synthétiques, telles qu'une rigidité et une résistance au cisaillement élevées, les fibres naturelles apparaissent comme des alternatives réalisables pour le processus de renforcement des sols. Leur nature respectueuse de l'environnement a suscité un intérêt particulier pour leurs applications potentielles en tant que substituts des fibres géosynthétiques traditionnelles dans le cadre de divers travaux d'ingénierie [Moslemi A et al \(2022\)](#) ; [Wang et al \(2020\)](#). [Babu et al \(2008\)](#) ont réalisé des essais triaxiaux sur du sable renforcé par des fibres de coco. Ils ont

observé une augmentation de la résistance au cisaillement lorsque la teneur en fibres passait de 0 % à 1,5 %. [Mirdan et Abouelenean \(2015\)](#) ont étudié l'impact des fibres de paille de riz sur la stabilité des pentes. Ils ont constaté une amélioration significative de la résistance au cisaillement à une teneur en fibres de paille de riz de 0,75 %.

D'autre part, des recherches limitées se sont concentrées sur l'évaluation des fibres traitées chimiquement pour le renforcement des sols, en raison de leur potentiel d'amélioration de la durabilité et de la viabilité [Khatri et al \(2015\)](#) ; [Prithviraj et Anjana \(2023\)](#). Des essais en laboratoire ont montré que l'incorporation de fibres de coco traitées à l'hydroxyde de sodium (NaOH) et au tétrachlorure de carbone (CCl₄) peut améliorer la résistance du sol [Khatri et al \(2012\)](#). De même, le traitement des pailles d'orge avec de l'essence et de l'eau chaude a permis d'améliorer les propriétés du sable vis-à-vis de la compression. [Bederina et al \(2016\)](#). [Peng et al \(2021\)](#) ont investigué les caractéristiques de résistance d'un sol limoneux renforcé par des fibres de paille de blé traitées à l'alcool polyvinylique. Ils ont confirmé que leurs résultats répondaient aux exigences du California Bearing Ratio (CBR) pour les couches de fondation.

Ce chapitre présente une étude expérimentale visant à approfondir et à comparer les effets des fibres de Doum non traitées et traitées, sur le comportement mécanique d'un sable grossier, en tenant compte des variations de la taille des particules. Pour atteindre cet objectif, une série d'essais de cisaillement direct à la boîte a été réalisée sur trois types de matériaux granulaires différents provenant de sable de rivière naturel, ayant des diamètres moyens différents ($D_{50}=0,63$ mm, 1,00 mm et 2,00 mm). Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres de Doum non traitées et traitées chimiquement, dispersées de manière aléatoire, variant de 0 % à 1 % pour les fibres naturelles traitées et de 0 % à 0,8 % pour les fibres non traitées. Les échantillons ont été ensuite reconstitués à une densité relative initiale ($Dr=87\pm3\%$) et soumis à trois différentes contraintes normales initiales (100, 200 et 400 kPa).

4.2. Résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte

Cette section présente les résultats des essais de cisaillement direct pour évaluer le comportement mécanique du sable renforcé avec des fibres de Doum ayant trois diamètres moyens différents ($D_{50} = 0,63$ mm, 1 mm et 2 mm). L'étude examine les effets des fibres de Doum non traitées et traitées sur la réponse des mélanges sable-fibres sous différentes contraintes normales (100, 200 et 400 kPa). Les mélanges sable-fibre ont été préparés en utilisant la technique de la pluviométrie à sec avec une densité relative initiale de ($Dr=87\pm3\%$). Les teneurs en fibres varient de 0 à 0,8 % pour les fibres non traitées, et de 0 à 1 % pour les

fibres traitées, ce qui nous a permis de faire une analyse complète sur leurs impacts sur la résistance au cisaillement. La section 4.2.1 se concentre sur le sable renforcé avec des fibres de Doum non traitées, tandis que la section 4.2.2 traite des effets des fibres de Doum traitées. Ces résultats fournissent des indications précieuses sur les avantages potentiels de l'utilisation de fibres naturelles pour améliorer les propriétés mécaniques des sols sableux.

4.2.1. Sable renforcé avec des fibres de Doum brutes (fibres de Doum non traitées)

Une série d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a été réalisée pour étudier l'impact de la teneur en fibres brutes de Doum (fibres non traitées) sur la réponse mécanique des mélanges sable-fibres. La figure 4.1 présente les résultats des essais pour les échantillons renforcés et soumis à contrainte initiale normale de ($\sigma_n = 100$ kPa). En général, les résultats obtenus montrent clairement que l'augmentation de la teneur en fibres brutes de Doum a une influence très significative sur le comportement mécanique des mélanges testés pour les trois diamètres moyens étudiés. En effet, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres de Doum brutes jusqu'à un seuil de 0,4 %. Pour la contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100$ kPa), les mélanges sable-fibres Doum, avec $FD = 0,4$ %, conduisent à une augmentation de la résistance au cisaillement de (9 %, 11 % et 21 %) pour les trois diamètres moyens ($D_{50} = 0,63, 1$ et 2 mm) testés respectivement, par rapport aux échantillons de sable non renforcé ($FD = 0$ %). Ces résultats peuvent être attribués à la contribution des fibres de Doum à l'augmentation de l'enchevêtrement des particules en formant une structure maillée qui limite le mouvement de ces dernières. Cette structure augmente l'énergie nécessaire pour solidifier les liaisons inter granulaires. Cependant, au-delà de ce seuil de teneur en fibres ($FD = 0,4\%$), le comportement inverse est observé pour les trois diamètres moyens examinés ($D_{50} = 0,63, 1$ et 2 mm). Néanmoins, les échantillons de mélanges sable-fibres de Doum avec ($FD > 0,4$ %) présentent une réduction de la résistance au cisaillement de (4 %, 5 % et 16 %) pour les trois diamètres moyens ($D_{50} = 0,63, 1$ et 2 mm), par rapport aux échantillons contenant 0,4 % de fibres de Doum brutes pour la même contrainte normale initiale.

De plus, les échantillons renforcés soumis aux deux autres contraintes normales, $\sigma_n = 200$ kPa (Figure 4.2) et $\sigma_n = 300$ kPa (Figure 4.3), montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres brutes jusqu'à $FD = 0,6\%$. Au-delà de ce pourcentage, une tendance inverse est observée pour des teneurs en fibres brutes plus élevées. Ceci peut s'expliquer par le fait que la présence des fibres brutes de Doum dans le sable ($FD >$

0,4% ou 0,6%) favorisent la création de macropores, conduisant à une augmentation de l'indice des vides. Ces échantillons sont facilement compressibles pendant la phase de cisaillement de l'échantillon et empêchent en même temps le contact entre les grains.

Les résultats de cette étude montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres naturelles jusqu'à une teneur optimale en fibres et au-delà de cette limite, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres. Ces résultats s'alignent bien avec ceux de [Ghida. A et al \(2023\)](#) qui se concentrent sur l'amélioration des propriétés mécaniques d'un sol sableux à l'aide de fibres de palmier Fan, de palmier dattier et de *Phragmites Australis*. Ils ont observé une amélioration significative des caractéristiques de résistance au cisaillement pour les mélanges sable-fibres testés de : 2 %, 0,5 % et 1 % pour les fibres de palmier nain, de palmier dattier et de *Phragmites Australis*, respectivement. De même, [Qiang M et al \(2018\)](#) ont analysé les performances de cisaillement de l'argile renforcée par des fibres de lin et ont constaté que la résistance au cisaillement atteignait un pic à 0,8 % de teneur en fibres, puis diminuait par la suite avec des teneurs en fibres plus élevées. [Mirzababae et al \(2018\)](#) ont noté que les teneurs optimales de renforcement étaient obtenues avec uniquement 0,6 % de teneur en fibres, au-delà de laquelle la résistance au cisaillement diminue pour une teneur en fibres de 0,9 %. En outre, ces résultats (pour le cas où la teneur en fibres est inférieure au seuil) sont cohérents avec ceux de [Koutenaie et al. \(2021\)](#), Ils ont confirmé que l'ajout continu de fibres de kenaf au sable et au sable stabilisé avec le ciment augmente la contrainte déviatorique maximale sans qu'aucun seuil de teneur en fibres n'ait été remarqué.

De plus, pour une teneur en fibres donnée, les échantillons mélangés avec de fibres de Doum pures présentent une forte augmentation de la résistance au cisaillement pour atteindre un pic (où la contrainte maximale se produit pendant le cisaillement) pour des déplacements horizontaux variant de $\Delta H = 1.5 \text{ mm}$ à $\Delta H = 2,2 \text{ mm}$; de $\Delta H = 1,7 \text{ mm}$ à $\Delta H = 2,6 \text{ mm}$, et de $\Delta H = 2,2 \text{ mm}$ à $\Delta H = 3 \text{ mm}$, correspondant à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200$ et 400 kPa) respectivement. Par la suite, un adoucissement (diminution de la contrainte de cisaillement) est observé au-delà de ces déplacements horizontaux limites de $\Delta H = 2,2 \text{ mm}$; de $2,6 \text{ mm}$ et de 3 mm jusqu'à atteindre les valeurs de contrainte de cisaillement à l'état résiduel. Le sable renforcé avec les teneurs optimales en fibres ($FD = 0,4$ ou $0,6 \%$) présente une résistance au cisaillement maximale plus élevée, suivie d'une diminution notable de la résistance au cisaillement.

En comparant ces figures, les résultats des essais indiquent que la taille moyenne des grains influence significativement le comportement mécanique pour tous les pourcentages étudiés de

teneur en fibres brutes de Doum et de contraintes normales initiales. Cette comparaison permet en outre d'observer que la résistance au cisaillement augmente progressivement avec l'augmentation du diamètre moyen des grains en considérant les deux densités relatives initiales étudiées. Les résultats indiquent que les échantillons de mélanges sable-fibres brutes avec ($D_{50}=2$ mm) atteignent une résistance au cisaillement plus élevée ($\tau_{pic} = 426.86$ et 494.38 kPa) comparées à celles de ($D_{50}=1$ mm) ; ($\tau_{pic}= 389.36$ et 451.72 kPa), et la différence devient très prononcée avec le troisième diamètre moyen des grains ($D_{50}=0.63$ mm) ; ($\tau_{pic} = 377.66$ et 332.80 kPa) pour les deux teneurs en fibres (FD=0% et 0.6%), respectivement dans le cas de la contrainte normale initiale de 400 kPa.

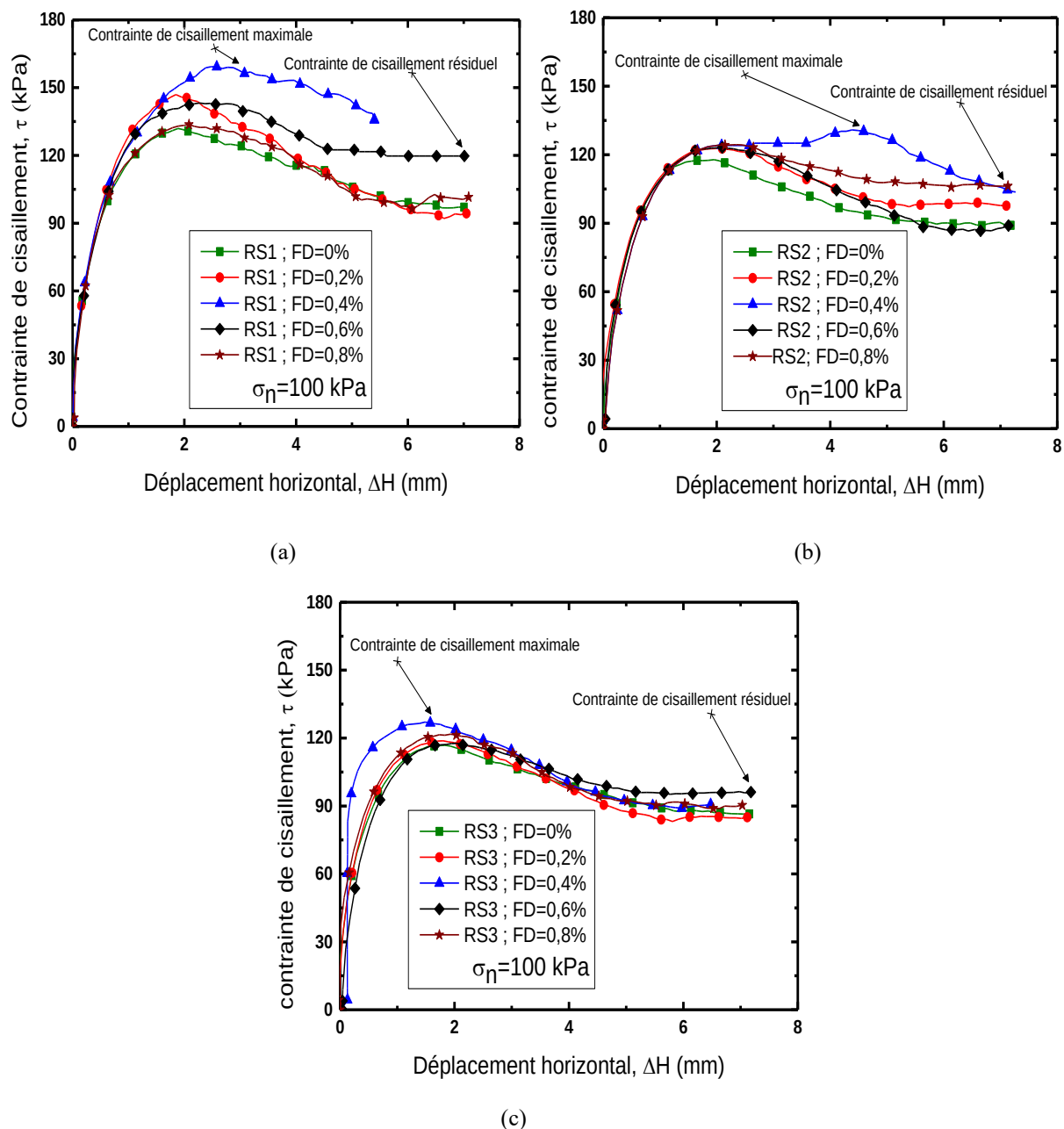


Fig 4.1 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=100$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)

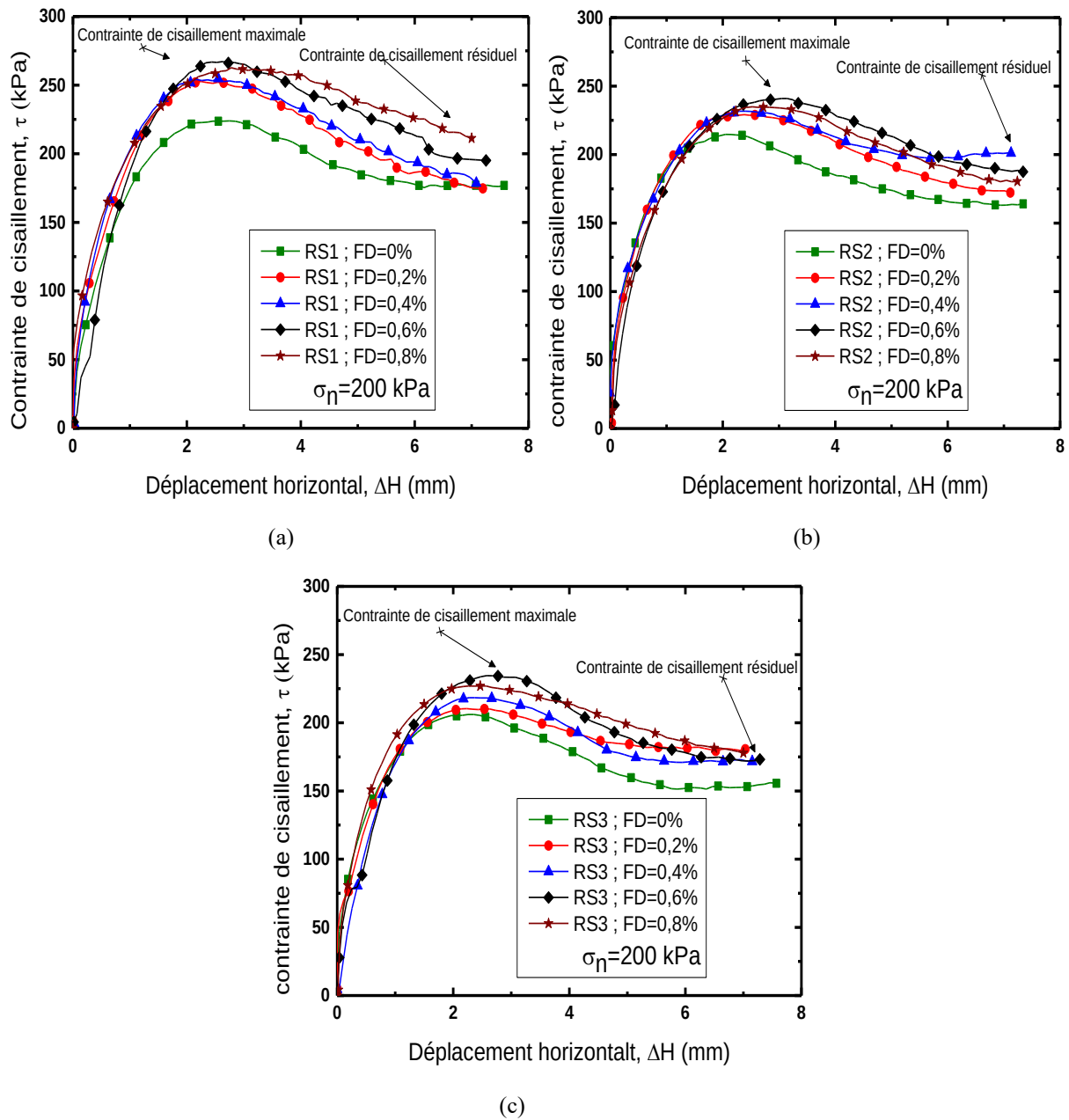


Fig 4.2 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=200$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm) ; b- RS2 ($D_{50}=1$ mm) ; c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)

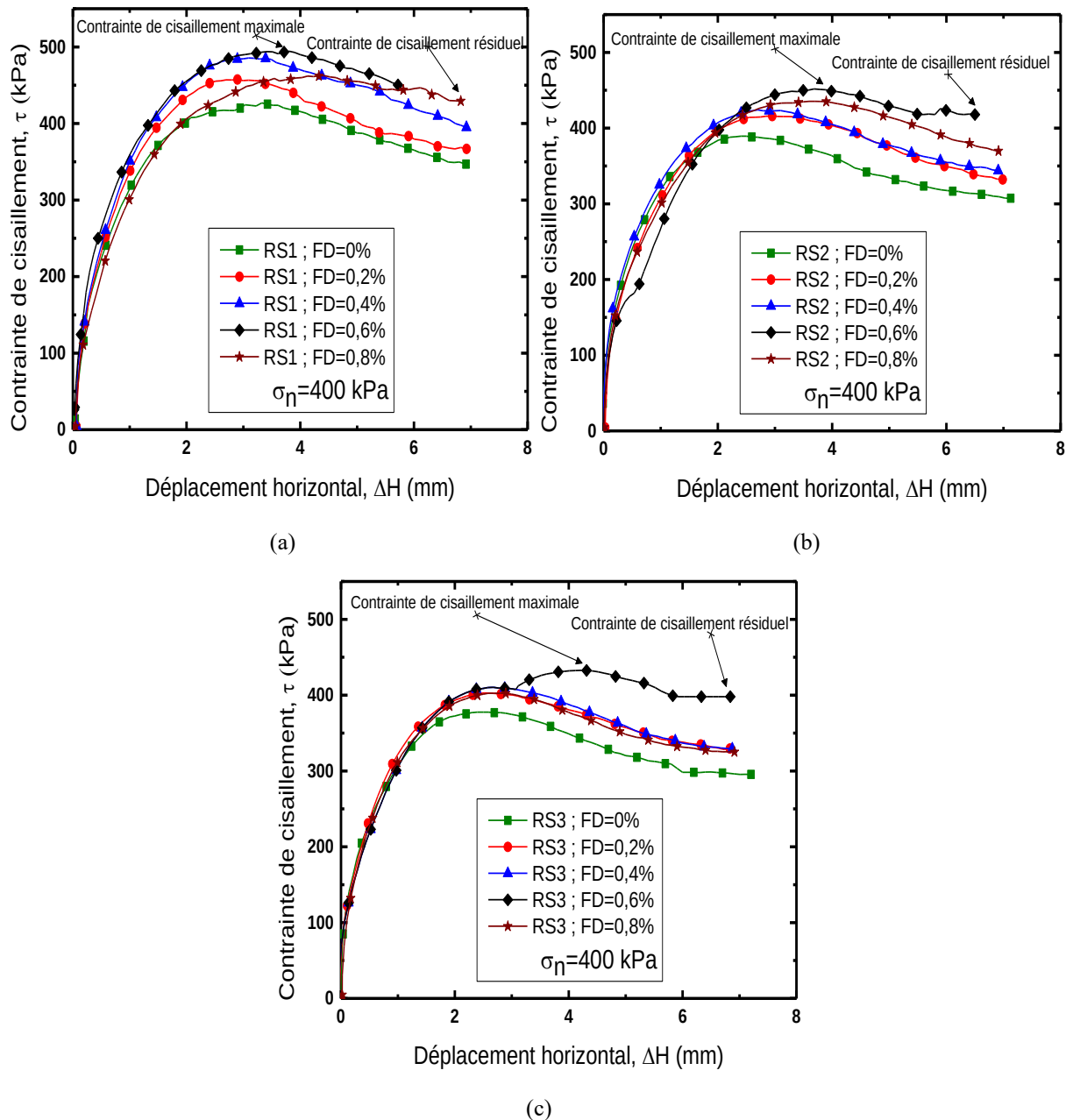


Fig 4.3 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum brutes ($\sigma_n=400$ kPa) ; a- RS1 ($D_{50}=2$ mm) ; b- RS2 ($D_{50}=1$ mm) ; c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)

4.2.2. Sable renforcé avec des fibres de Doum traitées

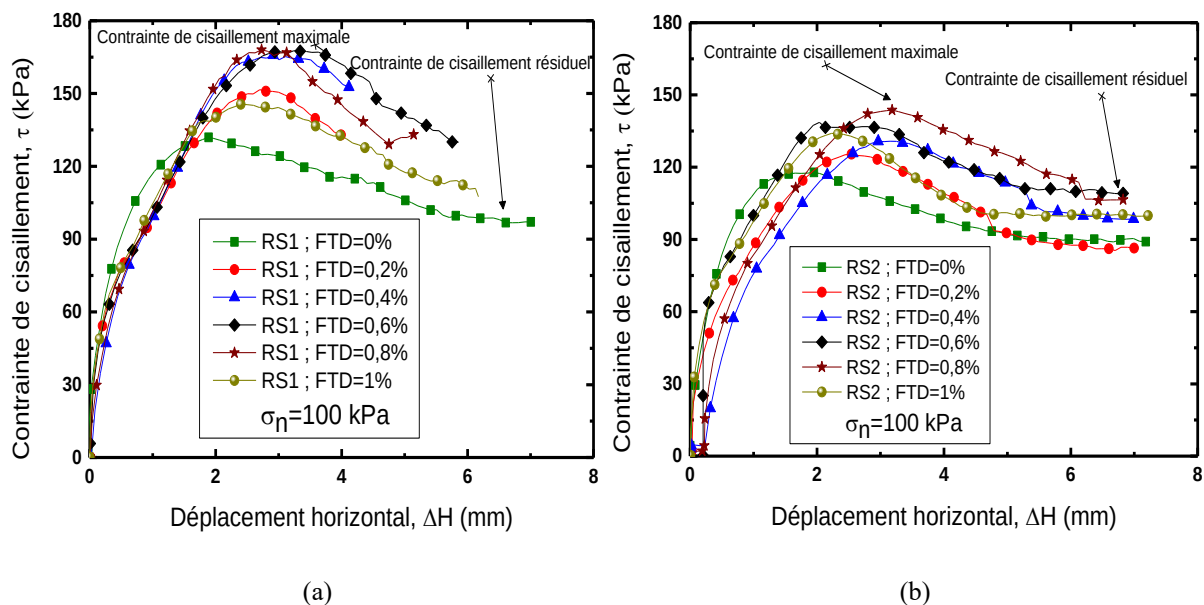
La figure 4.4 illustre les résultats des essais de cisaillement direct sur du sable renforcé avec des proportions variables de fibres de Doum traitées sous la contrainte normale de ($\sigma_n=100$ kPa). Cette section vise à évaluer l'influence du couplage entre le diamètre moyen des grains ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm) et les pourcentages en fibres de Doum traitées (FTD = 0%, 0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% et 1%) sur le comportement mécanique des mélanges de sable traités avec de fibres de Doum. Les graphes montrent clairement que la résistance au cisaillement augmente avec le pourcentage de fibres traitées. La résistance au cisaillement atteint sa valeur maximale pour le seuil de teneur en fibres de Doum traitées de (FDT=0.8%), puis elle diminue avec des fractions

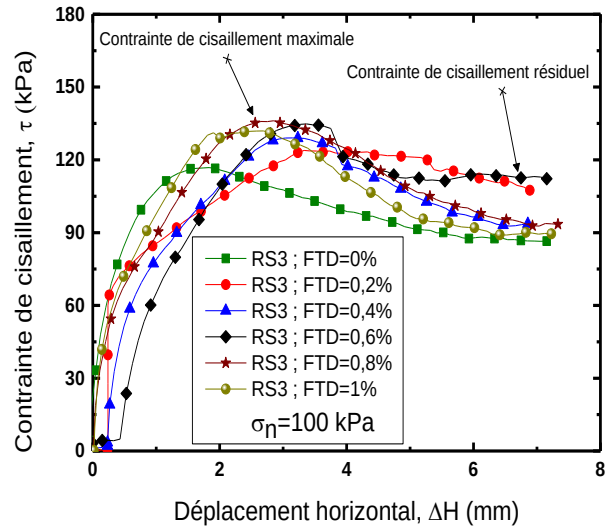
additionnelles de fibres de Doum traitées plus élevées. Pour les échantillons de sable renforcés avec des fibres de Doum traitées à une teneur de 0,8 %, les valeurs de résistance au cisaillement indiquent une amélioration significative, avec des pourcentages de 16 %, 22 % et 27 % pour les diamètres moyens des grains pour ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm) respectivement, par rapport aux échantillons de sable propre non traités ($FTD=0$ %) et ce pour la contrainte normale initiale de ($\sigma_n=100$). Cette amélioration de la résistance peut être attribuée au rôle des fibres de Doum dans la promotion du caractère dilatant des échantillons testés et par conséquent, facilitant l'imbrication des particules par la formation d'une structure maillée, les fibres de Doum limitent le mouvement des particules de sable, augmentant ainsi l'énergie nécessaire pour surmonter la contrainte inter particules. Ce mécanisme contribue à l'amélioration observée de la résistance au cisaillement.

En outre, les résultats obtenus indiquent que la résistance au cisaillement diminue de (3 %, 7 % et 13 %) à une teneur en fibres traitées de 1 % pour des diamètres moyens des grains de ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm), respectivement, par rapport à la teneur en fibres de Doum traitées de 0,8 % (teneur en fibres optimale) sous la même contrainte normale initiale ($\sigma_n=100$). Ce comportement peut s'expliquer par le fait que la teneur très élevée en fibres de Doum traitées dans les sables ($FTD > 0,8$ %) favorise l'apparition de vides plus importants, ce qui conduit à un tissu de sol plus contraignant. Les échantillons testés sous une contrainte normale moyenne de ($\sigma_n=200$ kPa) sont présentés dans la Figure 4.5 et sous une contrainte normale plus élevée de ($\sigma_n=400$ kPa), sont présentés dans la Figure 4.6. Ces deux dernières (figures) illustrent des modèles de comportement similaires à ceux observés dans des conditions de contrainte plus faibles, où la teneur optimale en fibres reste à $FTD=0,8$ %. Cette tendance indique que la teneur optimale en fibres traitées pour optimiser la résistance au cisaillement est maintenue quelle que soit la contrainte normale appliquée. Par conséquent, il y a une diminution des forces de contact intergranulaires, ce qui rend ces mélanges facilement compressibles pendant la phase de cisaillement de l'échantillon. En considérant la teneur en fibres traitées inférieure à la teneur en fibres seuil, les résultats de cette étude sont en bon accord avec les conclusions de [Khatri et al \(2015\)](#) dans leur investigation sur l'impact des fibres de coco traitées sur la résistance au cisaillement de l'argile. Ils ont observé une amélioration de la résistance de l'argile renforcée par des fibres de coco traitées, en particulier à des niveaux plus élevés. En revanche, les résultats [Gheris et Hamrouni, A. \(2020\)](#), qui ont étudié le traitement d'un sol expansif avec des fibres végétales DISS, diffèrent de nos conclusions.

De plus, les graphes indiquent clairement que les différents échantillons à teneur en fibres traités au sable présentent une augmentation rapide de la contrainte de cisaillement menant à une résistance au cisaillement maximale. L'état maximal est généralement observé dans les intervalles de 1,9 à 2,8 mm, de 2,5 à 3 mm et de 2,8 à 3,2 mm de déplacements horizontaux, pour les contraintes normales initiales sélectionnées ($\sigma_n=100, 200$ et 400 kPa). Au-delà de ces déplacements horizontaux critiques ($\Delta H = 2,8$ mm, 3 mm et $3,2$ mm), la contrainte de cisaillement continue à diminuer pour atteindre le régime permanent (l'état résiduel), avec une contrainte de cisaillement presque constante après un déplacement horizontal de 6 mm. Lorsque le sable de Chlef est renforcé avec une teneur en fibres optimale ($FD=0,8\%$), il présente une résistance au cisaillement maximale accrue qu'on peut l'expliquer par un durcissement suivi d'un ramollissement significatif.

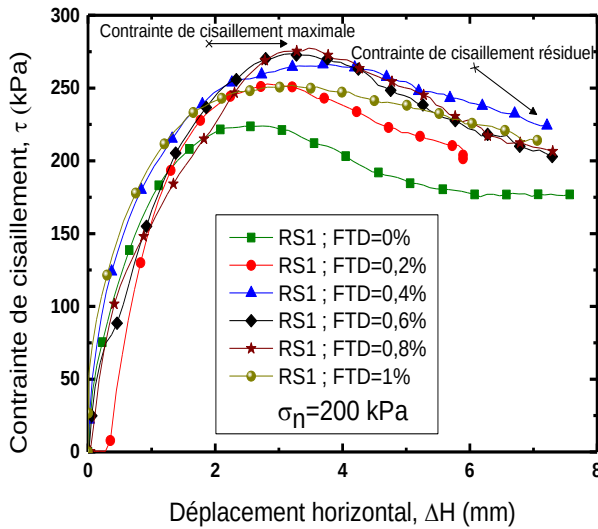
Ainsi, la comparaison entre les figures 4.4, 4.5 et 4.6 révèle l'impact des différents diamètres moyens ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm) sur le développement de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges de sable avec de fibres de Doum traitées. On remarque que le diamètre moyen des grains augmente significativement la résistance au cisaillement pour tous les pourcentages de fibres de Doum traitées sous les trois contraintes normales étudiées. Pour la contrainte normale initiale ($\sigma_n=100$), les échantillons de sable mélangés aux fibres de Doum traitées qui sont reconstitués avec un diamètre moyen de ($D_{50}= 2$ mm) montrent une augmentation de la résistance au cisaillement maximale de (13%, 22%, 28%, 24%, 23%, et 10%) par rapport aux échantillons de sable renforcé ayant un diamètre moyen de ($D_{50}=0.63$ mm), en considérant la gamme des teneurs en fibres de Doum traitées ($FTD=0\%$, 0.2% , 0.4% , 0.6% , 0.8% , et 1%) respectivement.



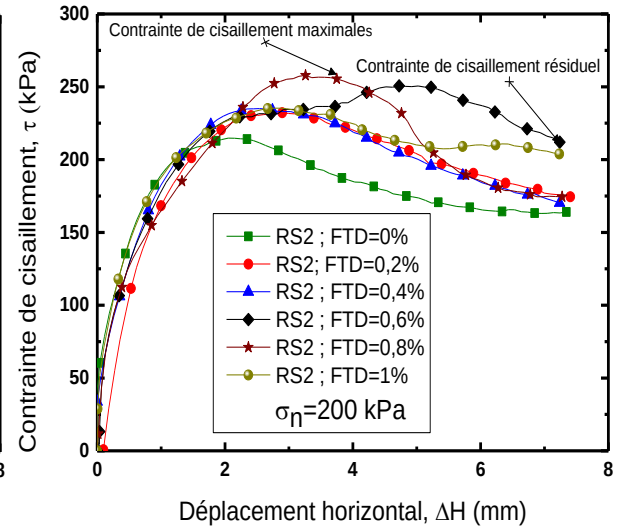


(c)

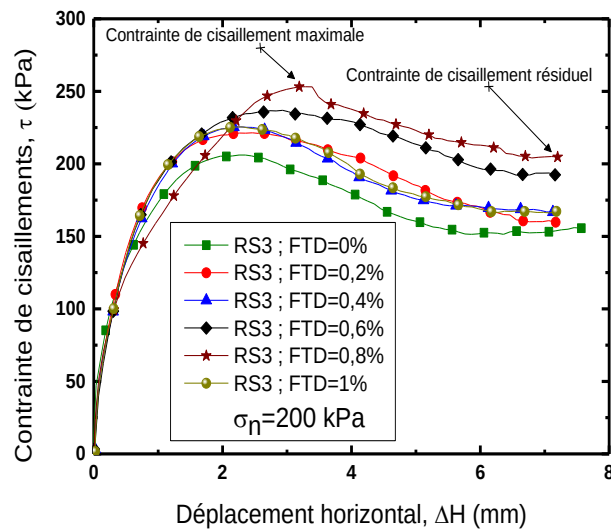
Fig 4.4 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=100$ kPa);
 a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)



(a)



(b)



(c)

Fig 4.5 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=200$ kPa);
a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)

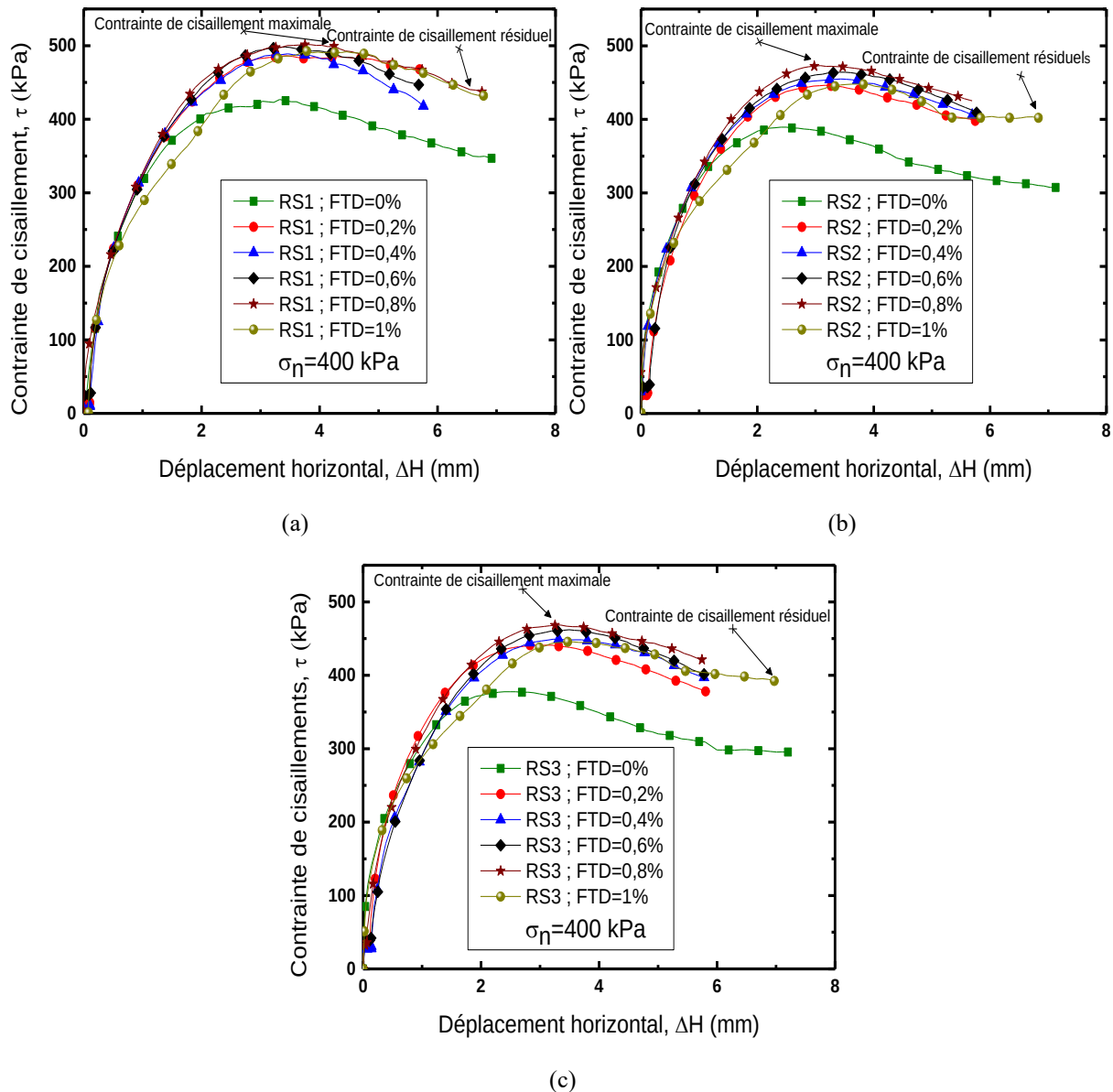


Fig 4.6 : Réponse mécanique d'un sable renforcé et non renforcé avec des fibres de Doum traitées ($\sigma_n=400$ kPa);
a- RS1 ($D_{50}=2$ mm); b- RS2 ($D_{50}=1$ mm); c- RS1 ($D_{50}=2$ mm)

4.3. Réponse mécanique des mélanges en termes de la résistance au cisaillement maximale

Toutes les données présentées dans les figures 4.1 à 4.6 de cette étude ont été reproduites dans la figure 4.7 et ce pour examiner l'impact de la teneur en fibres de Doum et de diamètre moyen des grains ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm) sur la réponse mécanique des mélanges en termes de la résistance au cisaillement au pic. Cette analyse est basée sur les effets de la fibre brute dans la figure 4.7a et de la fibre de Doum traitée dans la figure 4.7b, dans les intervalles (FD=0% à 0,8% et FTD= 0% à 1%, respectivement). Les échantillons ont été reconstitués à une densité relative initiale de ($Dr=87\pm3\%$), et ont été soumis à trois contraintes normales initiales, à savoir

100, 200 et 400 kPa). La figure 4.7a révèle le rôle significatif de la teneur en fibres brutes de Doum dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des sols sableux pour différents diamètres moyens et différentes contraintes normales sélectionnées (σ_n). Pour un σ_n et un D_{50} donnés, on constate que la résistance maximale au cisaillement présente une augmentation remarquable avec des teneurs plus élevées en fibres brutes de Doum, culminant à environ 0,4 % pour les échantillons soumis à une contrainte normale initiale plus faible ($\sigma_n=100$ kPa) et à 0,6 % pour des niveaux de contraintes normales moyenne et plus élevée ($\sigma_n=200$ et 400 kPa). Par exemple, pour une contrainte normale de 100 kPa, l'incorporation d'une teneur en fibres brutes variant de $FD=0\%$ à $FD=0,4\%$ entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement de 116,83 kPa à 127,08 kPa, de 117,80 kPa à 130,86 kPa et de 131,94 kPa à 159,27 kPa pour les sables ayant un $D_{50}=0,63$, 1, et 2 mm, respectivement. Pour ($\sigma_n=400$ kPa), cette augmentation va de 426,86 kPa à 494,38 kPa, de 389,36 kPa à 451,72 kPa et de 377,66 kPa à 432,80 kPa lorsque la teneur en fibres brutes passe de 0 à 0,6 %, pour la même gamme de diamètres moyens.

Néanmoins, un modèle divergent est observé lorsque la teneur en fibres brutes est supérieure au niveau seuil pour tous les paramètres étudiés, où il a été constaté que la résistance au cisaillement présente un déclin clair à chaque fois que la teneur en fibres brutes de Doum augmente, (les échantillons avec $FD = 0,8\%$ indiquent : $\tau_{pic} = 121,72, 124,41$ et $133,69$ kPa pour $\sigma_n=100$ kPa, et $\tau_{pic} = 402,53, 435,33$ et $462,69$ kPa pour $\sigma_n=400$ kPa). 8% indiquent : $\tau_{pic} = 121.72, 124.41$ et 133.69 kPa pour $\sigma_n=100$ kPa et $\tau_{pic} = 402.53, 435.33$ et 462.61 kPa pour $\sigma_n=400$ kPa, en considérant les différents diamètres moyens ($D_{50}=0.63, 1$ et 2 mm).

De plus, cette section explore également l'influence de la teneur en fibres de Doum traitées dans la gamme des diamètres moyens des grains et des contraintes normales sélectionnées, comme le montre la figure 4.7b. Les courbes montrent clairement une augmentation significative de la résistance au cisaillement lorsque la proportion de fibres de Doum traitées augmente, atteignant une valeur maximale à une teneur optimale en fibres traitées ($FTD = 0,8\%$). Néanmoins, la tendance inverse est obtenue quand la teneur en fibres traitées devient supérieure à ces teneurs en fibres optimales et ce, pour tous les paramètres testés. Par exemple, lorsque la contrainte normale est fixée à 400 kPa, la variation de la teneur en fibres traitées, FTD de 0 % à 0,8 % entraîne une augmentation de la résistance maximale au cisaillement de 377,66 kPa à 468,44 kPa, de 389,36 kPa à 473,03 kPa, et de 426,86 kPa à 498,25 kPa. Contrairement, les échantillons avec des proportions de fibres traitées plus élevées présentent des tendances différentes ; l'augmentation de la FDT de 0,8 % à 1 % entraîne une diminution

de la résistance au cisaillement de 468,44 kPa à 445,64 kPa, de 473,03 kPa à 447,97 kPa, et de 498,25 kPa à 492,64 kPa, en considérant les trois diamètres moyens ($D_{50} = 0,63, 1, \text{ et } 2 \text{ mm}$) respectivement.

D'autre part, si l'on considère l'influence de la taille moyenne des particules à des teneurs spécifiques en fibres de Doum brutes/traitées, il ressort clairement des graphes que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation du D_{50} pour tous les échantillons reconstitués, comme prévu, spécialement dans la catégorie de D_{50} de 1 à 2 mm, où une amélioration notable de la résistance au cisaillement a été constatée. Ainsi, à $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, le passage de D_{50} de 0,63 mm à 2 mm a entraîné une progression de la résistance maximale au cisaillement de 116,83 kPa à 131,94 kPa pour $FD=0\%$, de 127,08 kPa à 159,28 kPa pour $FD=0,4\%$ et de 121,72 kPa à 133,69 kPa pour $FD=0,8\%$. Cette augmentation de la résistance au cisaillement maximale est attribuée à l'augmentation du diamètre moyen (pour $D_{50}=2 \text{ mm}$; 50 % des particules de l'échantillon proviennent de la fraction comprise entre 2 mm et 4 mm, pour $D_{50}=1 \text{ mm}$; 50 % des particules de l'échantillon proviennent de la fraction comprise entre 1 mm et 4 mm, et pour $D_{50}=0,63 \text{ mm}$; 50 % des particules sont entre 0,63 mm et 4 mm). Ces résultats sont en accord avec les résultats des recherches antérieures sur des essais triaxiaux monotones non drainés menés par [Ghida et al \(2023\)](#) ; [Gheris et Hamrouni, \(2020\)](#) ; [Cherif Taiba et al \(2021\)](#) ainsi que sur des essais triaxiaux cycliques menés par [Zuo et al \(2023\)](#), spécifiquement en ce qui concerne l'impact de diamètre moyen des particules sur la réponse mécanique des sables sans fibres. Dans le but de prédire les changements de la résistance maximale au cisaillement (τ_{pic}) en fonction des diamètres moyens (D_{50}) et de la teneur en fibres de Doum (FD/FTD) des matériaux étudiés, l'équation proposée (1) est fournie pour chaque niveau de contrainte normale (σ_n), englobant à la fois la teneur en fibre de Doum brute et la teneur en fibre de Doum traitée. Néanmoins, il est également noté que la résistance au cisaillement maximale augmente remarquablement avec une augmentation de la contrainte normale initiale pour tous les paramètres initiaux testés.

$$\tau_{pic} = z + a \times (D_{50}) + b \times (F_{D/DT}) - c \times (D_{50})^2 - d \times (F_{D/DT})^2 + e \times (F_{D/DT}) \times (D_{50}) \quad (4.1)$$

Le tableau 4.1 présente les coefficients a, b, c, d, e et z pour les matériaux sélectionnés :

Tableau 4.1 : Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.1).

$F_{D/TD}$	σ_n (kPa)	Z	a	b	c	d	e
F_D	100	110,44	1,25	62,92	7,36	-67,95	-4,04
	200	183,54	34,39	71,20	-5,70	-62,93	11,69073
	400	338,80	54,22	191,08	-4,87	-182,50	6,24
F_{TD}	100	112,98	-10,11	82,145	11,27	-63,2	-0,65
	200	182,22	32,43	124,34	-4,52	-97,54	2,1979
	400	387,38	-10,30	238,7724	16,30114	-176,55	-4,17

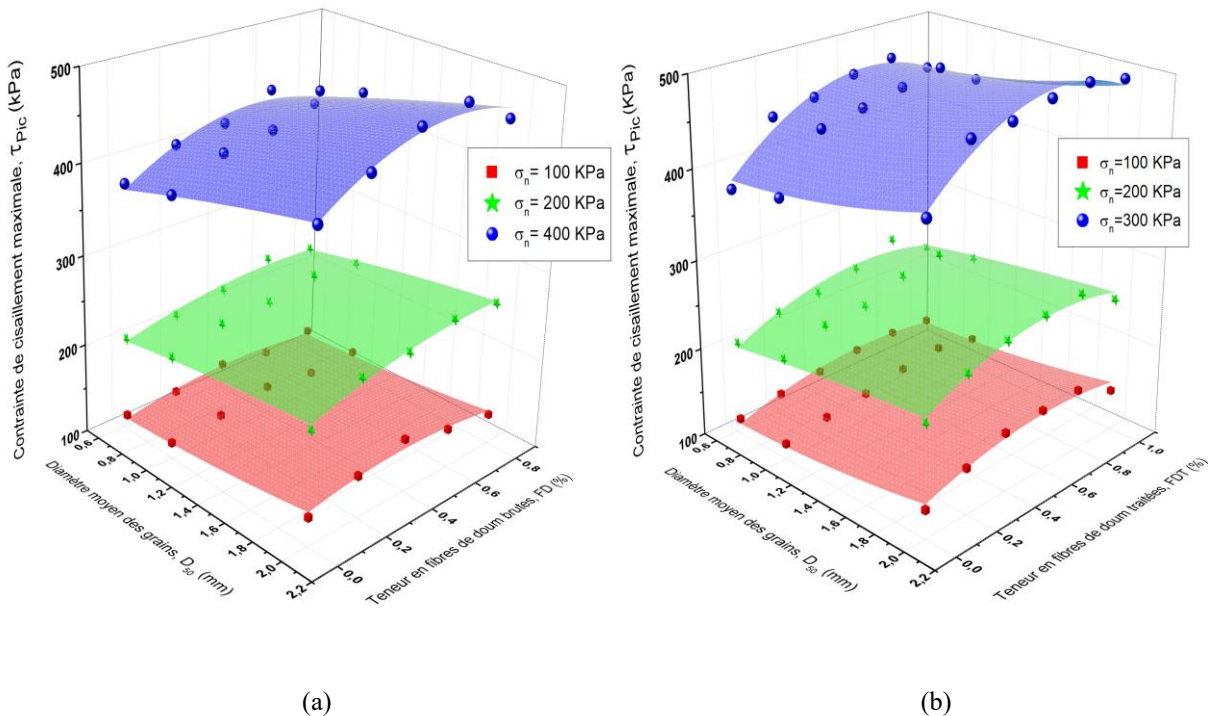


Fig 4.7 : Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction de diamètre moyen des particules et de la teneur en fibres de doum ; a- fibres de doum brutes ; b- fibres de doum traitées.

La figure 4.8 présente l'impact des techniques de renforcement de fibre de Doum brute / traitée, sur la réponse mécanique du sable en termes de résistance maximale au cisaillement. Les échantillons de sable contenant de 0 à 0,8% et de 0 à 1% de fibre de Doum avec un intervalle de 0,2%, en considérant les deux techniques de renforcement, fibre de Doum brute et fibre de Doum traitée, respectivement. D'après cette figure, il est évident que les échantillons de mélanges sable-fibre de Doum renforcés par la fibre de Doum traitée ($\tau_{pic} = 345.21$ kPa, 327.68 kPa, 321.22 kPa, 308.47 kPa et 301. 72 kPa) sont plus résistants que ceux renforcés par la technique de la fibre Doum brute ($\tau_{pic} = 216.63$ kPa, 229.44 kPa, 235.65, 250.42 kPa et 264.39 kPa) pour les cinq fractions considérées ($F_D = 0\%$, 0.2%, 0.4% et 0.6%), respectivement. De plus, à des teneurs en fibres plus faibles ($F_{D/TD} < 0.4\%$), les résultats indiquent une tendance presque identique pour les deux techniques de renforcement, mais la fibre de Doum traitée présente une résistance au cisaillement légèrement supérieure à celle de fibre non traitée.

Néanmoins, quand la teneur en fibres de Doum augmente ($F_{D/TD} \geq 0,4\%$), une différence nette est apparue dans la réponse de résistance au cisaillement maximale due aux effets des fibres traitées et des fibres brutes à la même teneur en fibres. Pour les échantillons avec $D_{50}=2\text{mm}$, il est clairement indiqué que le pic de résistance au cisaillement entre les échantillons traités et bruts est assez faible pour 0.2% de teneur en fibres ($\Delta\tau_{\text{pic}}=4.62\text{ kPa}$) et devient très prononcé pour 0.8% de teneur en fibres de ($\Delta\tau_{\text{pic}}=34.31\text{ kPa}$) et ce dans le cas de la contrainte normale initiale de 100 kPa . Les résultats de l'étude actuelle sur l'impact des techniques de renforcement utilisant des fibres traitées et brutes sont en parfaite concordance avec les recherches menées par [Khatri et al \(2015\)](#) ; [Prithviraj, et Anjana Bhasi. \(2023\)](#). Dans l'étude de [Khatri et al \(2015\)](#), le comportement de la résistance au cisaillement de l'argile renforcée avec des fibres de coco non traitées et traitées a été étudié, en utilisant deux traitements - NaOH et CCl_4 . Ils ont observé que l'augmentation la plus élevée de la contrainte déviatorique se produise avec l'inclusion de fibres de coco traitées au CCl_4 et au NaOH par rapport celles non traitées. Une série d'essais de cisaillement direct a été menée par [Prithviraj, et Anjana Bhasi. \(2023\)](#) sur des sables renforcés avec des géotextiles de coco traités et non traités, révélant que les échantillons renforcés avec des géotextiles de coco traités présentaient une résistance au cisaillement plus élevée que celle des échantillons non traités.

Pour mieux comprendre l'effet combiné de la teneur en fibres de Doum et du diamètre moyen sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-fibres, le facteur d'amélioration ($EF\tau_{\text{pic}}$) est défini dans l'équation 4.2.

$$EF\tau_{\text{peak}} = \frac{\tau_{\text{peak}} (F_{D/DT} \neq 0\%)}{\tau_{\text{peak}} (F_{D/DT} = 0\%)} \quad (4.2)$$

Où : $\tau_{\text{pic}} (F_{D/DT} \neq 0\%)$ est la résistance maximale au cisaillement des mélanges sable-fibres de Doum et $\tau_{\text{pic}} (F_{D/DT} = 0\%)$ est la résistance maximale au cisaillement du sable pur (c'est-à-dire non traité). Les résultats de cette section sont présentés dans les figures 4.9, pour de différentes valeurs de D_{50} et pour les trois contraintes normales initiales en considérant les deux types de renforcement : fibre de doum brute et fibre de doum traitée. Comme observé dans cette figure, le facteur d'amélioration de la résistance au cisaillement maximale ($EF\tau_{\text{pic}}$) commence à 1, illustrant une augmentation progressive jusqu'à atteindre des seuils spécifiques (des quantités optimales) de de fibre Doum ($FD=0,6\%$ pour les échantillons renforcés par de fibres Doum brutes, sauf pour ceux soumis à $\sigma_n = 100\text{ kPa}$, montrant un seuil de $0,4\%$, et $FDT = 0,8\%$ pour toutes les valeurs de D_{50} et pour toutes les contraintes normales dans le cas des échantillons renforcés avec de fibre de Doum traitée). Au-delà de ces quantités optimales (seuils limites), le facteur

d'amélioration des deux échantillons renforcés (fibres de Doum brutes et traitées) augmente avec l'augmentation des teneurs en fibres de Doum). En illustration, pour les échantillons reconstitués avec un diamètre moyen $D_{50}=2\text{mm}$ et soumis à une contrainte normale initiale $\sigma_n=100\text{ kPa}$, $EF\tau_{pic}$ augmente de 1 à 1,27, lorsque la teneur en fibre de Doum augmente de 0 à 0,8%, en considérant les échantillons renforcés avec la fibre traitée. Ensuite, il diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres, atteignant $EF\tau_{pic}=1,1$ pour $FTD=1\%$.

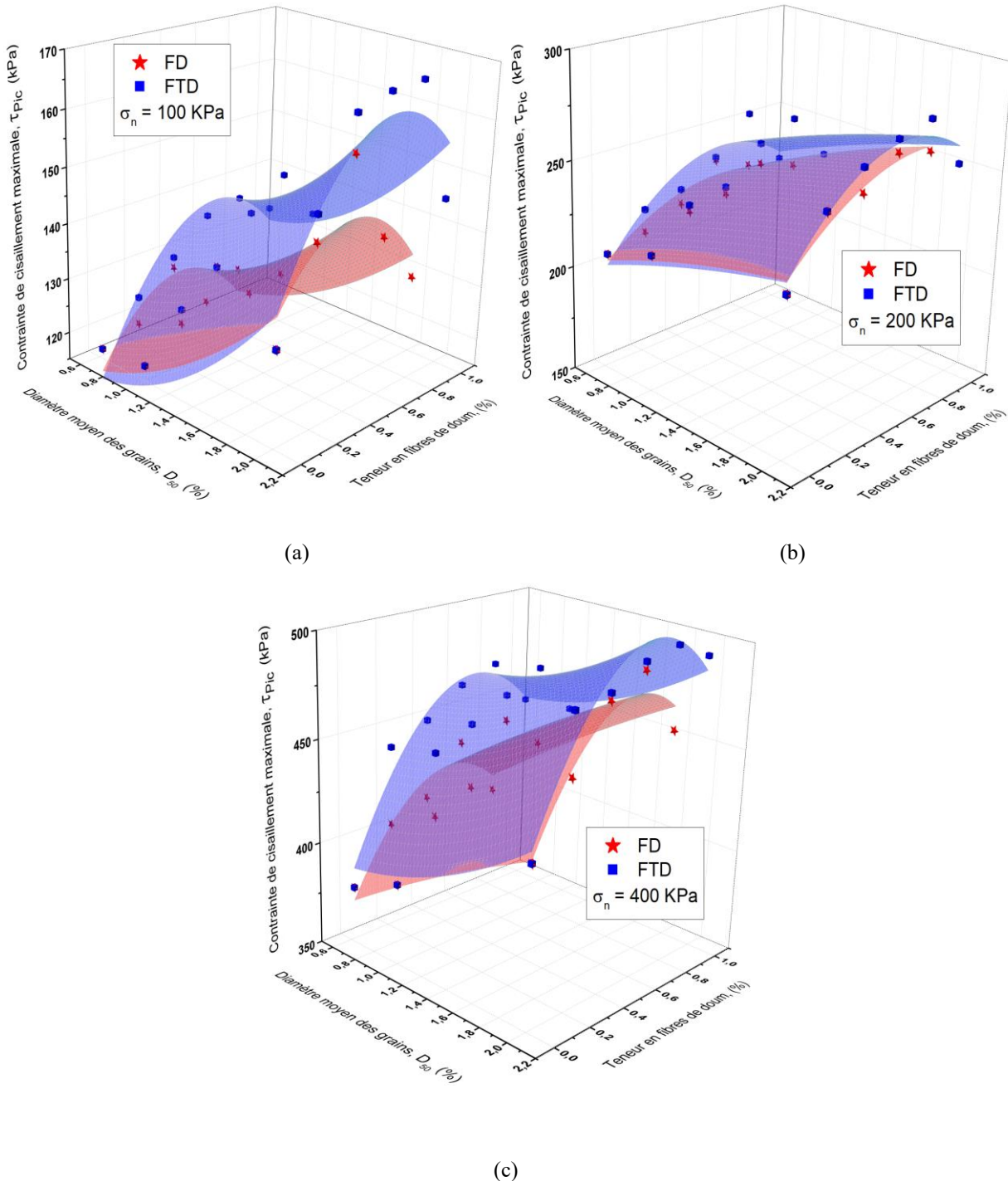
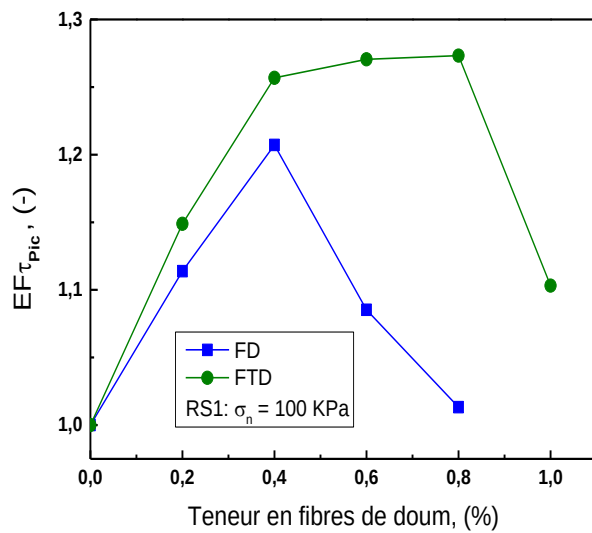
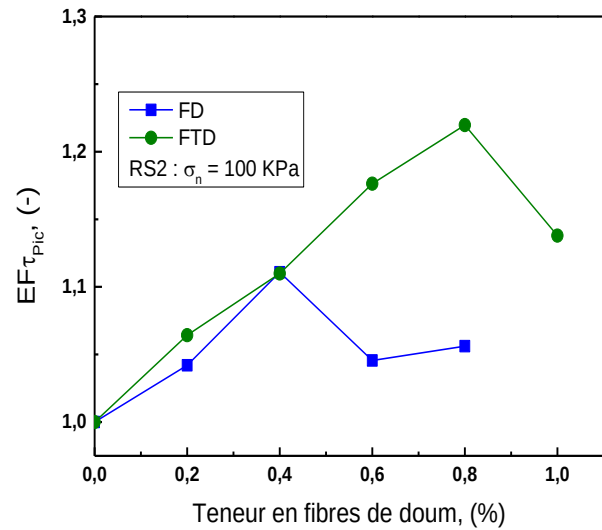


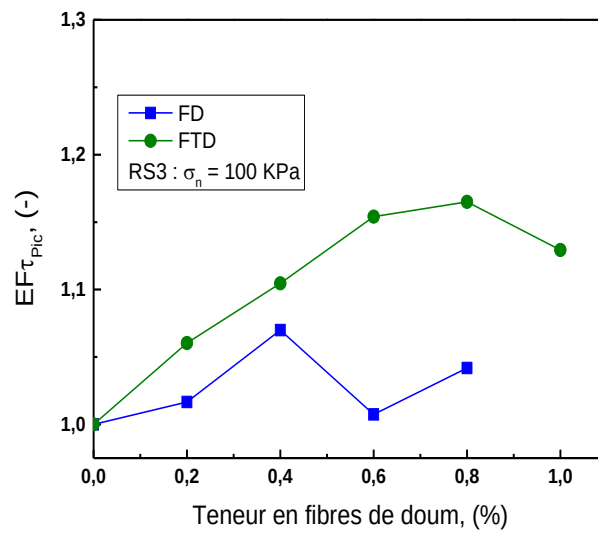
Fig 4.8 : Comparaison entre la fibre de Doum brute et la fibre de Doum traitée ; a- $\sigma_n=100\text{ kPa}$; b- $\sigma_n=200\text{ kPa}$; c- $\sigma_n=400\text{ kPa}$



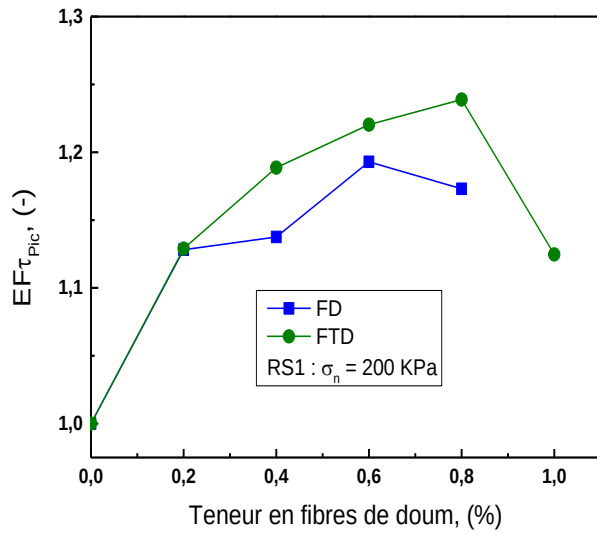
(a)



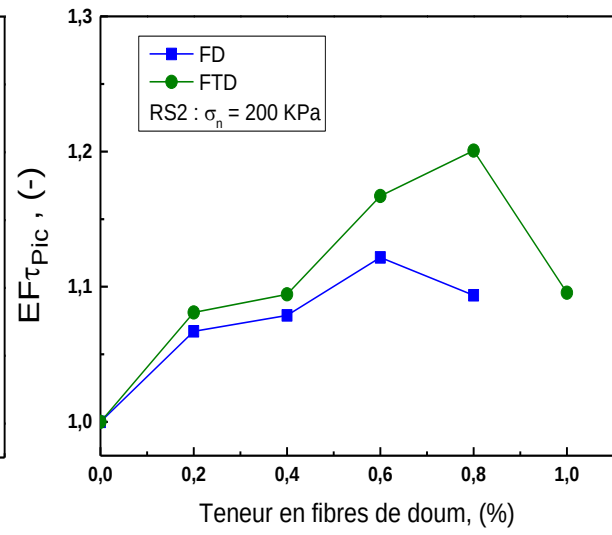
(b)



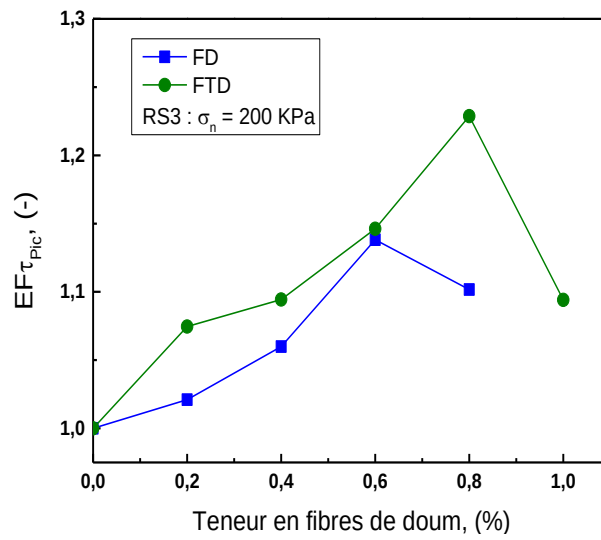
(c)



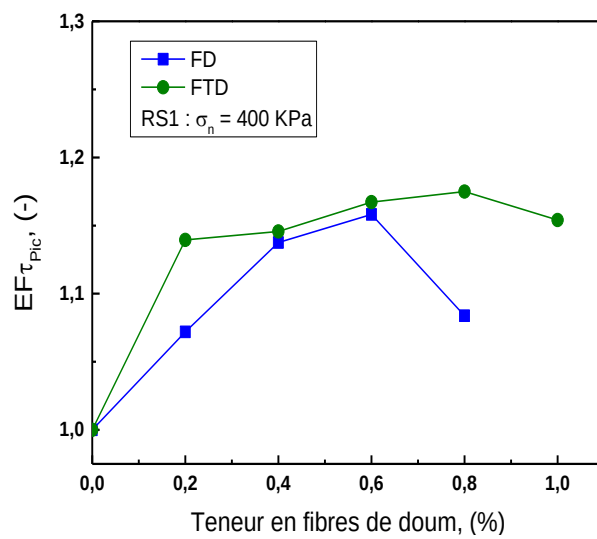
(d)



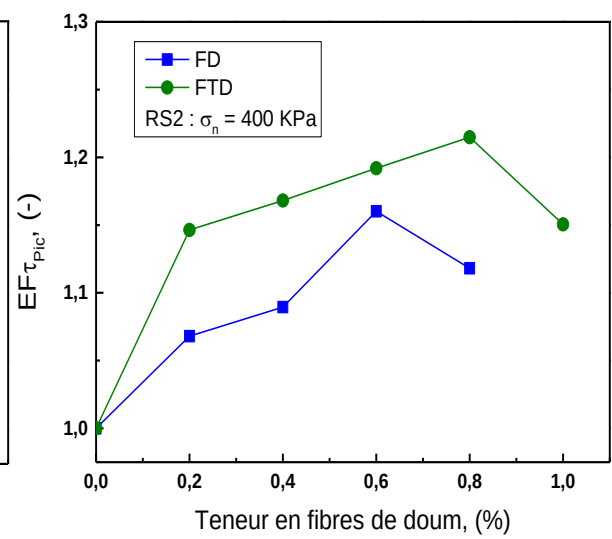
(e)



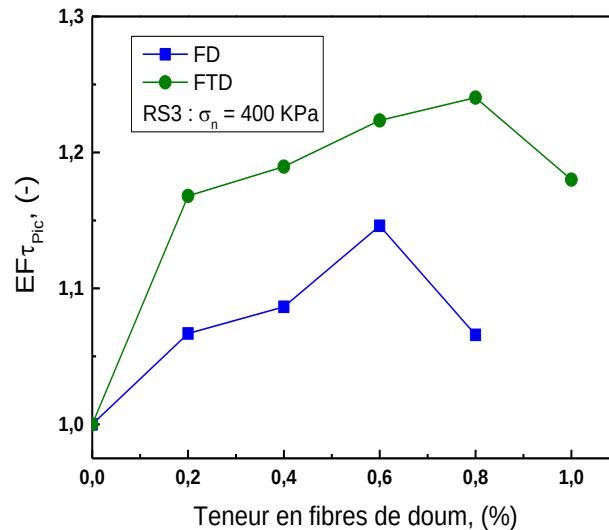
(f)



(g)



(h)



(i)

Fig 4.9 : Facteur d'augmentation de la contrainte de cisaillement ($EF \tau_{pic}$) en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa (RS1) ; b- $\sigma_n = 100$ kPa (RS2) ; c- $\sigma_n = 100$ kPa (RS3) ; d- $\sigma_n = 200$ kPa (RS1) ; e- $\sigma_n = 200$ kPa (RS2) ; f- $\sigma_n = 200$ kPa (RS3) ; g- $\sigma_n = 400$ kPa (RS1) ; h- $\sigma_n = 400$ kPa (RS2) ; i- $\sigma_n = 400$ kPa (RS3)

4.4. Réponse mécanique des mélanges en termes de l'angle de frottement interne

La figure 4.10 présente la variation de l'angle de frottement interne en fonction de la taille moyenne des grains ($D_{50} = 0,63, 1$ et 2 mm) et de la teneur en fibres de Doum, en considérant les deux techniques de renforcement ; teneur en fibres brutes et traitées (FD=0% à 0,8% et FTD = 0% à 1% pour les techniques brutes et traitées, respectivement). Les résultats indiquent que l'incorporation des deux types de fibres de Doum dans le sable influence significativement l'angle de frottement interne des mélanges sableux. Pour un D_{50} spécifique (en considérant l'effet de la teneur en fibres Doum), l'angle de frottement interne des échantillons augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une valeur limite des teneurs en fibres (FD=0,6% et FTD=0,8%), en considérant les deux techniques de renforcement étudiées (fibres de Doum brutes et celles traitées, respectivement). Pour atteindre la rupture des échantillons renforcés par des fibres de Doum, en particulier ceux composés de particules avec une teneur en fibres de Doum au seuil, nécessite un niveau d'énergie plus élevé. Par exemple, l'augmentation de la teneur en fibres de Doum, de 0 % à 0,6 %, et de 0 % à 0,8 % pour le $D_{50}=2$ mm, entraîne une augmentation de l'angle de frottement interne de $44,64^\circ$ à $49,26^\circ$, et de $44,64^\circ$ à $48,56^\circ$ pour les échantillons brutes et ceux traités respectivement. Par contre, au-delà de cette teneur limite en fibres, une tendance inverse est observée (en considérant $D_{50}=1$ mm, une augmentation de FD/TD de 0,6% à 0,8%, et de 0,8% à 1% donne une diminution de l'angle de

frottement interne de $47,26^\circ$ à $45,88^\circ$, et de $47,81^\circ$ à $46,36^\circ$ pour les échantillons brutes et ceux traités respectivement).

En outre, pour une teneur en fibres brutes et traitées donnée, les résultats des essais indiquent que l'augmentation de la taille moyenne des particules conduit à une augmentation de l'angle de frottement interne pour les échantillons renforcés bruts et traités. Prenons, par exemple, le cas des échantillons renforcés avec de la fibre de Doum traitée ; l'angle de frottement interne passe de $40,95^\circ$ à $44,64^\circ$ pour $FTD=0\%$, de $46,75^\circ$ à $47,75^\circ$ pour $FTD=0,2\%$, de $47,06^\circ$ à $47,9^\circ$ pour $FTD=0,4\%$, de $47,45^\circ$ à $48,56^\circ$ pour $FTD=0,6\%$, de $47,63^\circ$ à $49,32^\circ$ pour $FTD=0,8\%$, et de $46,04^\circ$ à $46,85^\circ$ pour $FTD=0,8\%$, lorsque D_{50} augmente de 0,63 à 2 mm, comme le montre la Figure 14. La tendance de comportement de l'angle de frottement interne est attribuée à l'augmentation des diamètres moyens des grains, ce qui entraîne un élargissement significatif de la taille des particules. En d'autres termes, une taille moyenne de $D_{50}=2\text{mm}$ donne des échantillons avec des particules plus grossières par rapport à ceux préparés avec une taille moyenne de grain de 1mm, et cette différence devient encore plus prononcée par rapport aux échantillons reconstitués avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$ (50% des particules des échantillons ayant des diamètres supérieurs à 2, à 1 et à 0,63mm pour les trois diamètres moyens : $D_{50} = 2, 1$ et $0,63\text{ mm}$, respectivement).

D'autre part, la Figure 4.10 nous permet également de comparer l'angle de frottement interne des échantillons renforcés avec la fibre de Doum traitée et ceux non traités en considérant trois diamètres moyens ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm). Comme le montre le graphe. Pour une teneur en fibres et des diamètres moyens donnés, les échantillons renforcés avec des fibres de Doum traitées présentent un angle de frottement interne plus élevé que les échantillons non traités. De plus, les résultats indiquent une tendance très proche entre les deux techniques de renforcement pour les faibles valeurs de teneur en fibres de Doum ($F_{D/TD}<0,4\%$). Par la suite, avec une augmentation de la teneur en fibres de Doum ($F_{D/TD}\geq 0,4\%$), les échantillons renforcés avec celles traitées ont présenté des angles de frottement interne significativement plus élevés par rapport à ceux des échantillons en fibres non traitées à la même teneur en fibres. Par exemple, en considérant $F_{D/TD}=0,8\%$, les échantillons renforcés avec des fibres traitées indiquent une augmentation de l'angle de frottement interne de (4%, 4%, et 11%) pour les D_{50} sélectionnés à l'étude ($D_{50} = 0,63, 1$ et 2 mm) respectivement, par rapport aux échantillons renforcés par des fibres brutes. Ce comportement peut être attribué à une meilleure interaction aux interfaces sol-fibre facilitée par le traitement au NaOH, qui nettoie la surface de la fibre, la rendant plus accessible pour une interaction efficace avec le sable et, par conséquent, cela conduit à une

amélioration du comportement dilatant des échantillons. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les conclusions de [Khatri et al \(2015\)](#) ; [Prithviraj, et Anjana Bhasi. \(2023\)](#). Sur la base de ces résultats, il est conseillé d'opter pour des fibres traitées en raison de leurs effets sur l'angle de frottement interne et sur la résistance à la dégradation (non dégradables avec le temps), ce qui présente des avantages par rapport aux fibres non traitées. L'expression suivante (équation 4.3) est proposée pour évaluer l'angle de frottement interne concernant les techniques de renforcement brutes et traitées en fonction du D_{50} et du $F_{D/DT}$ des matériaux testés :

$$\phi = z + a \times (D_{50}) + b \times (F_{D/DT}) - c \times (D_{50})^2 - d \times (F_{D/DT})^2 + e \times (F_{D/DT}) \times (D_{50}) \quad (4.3)$$

Le tableau 4.2 présente les coefficients a, b, c, d, e et z pour le matériau sélectionné.

Tableau 4.2 : Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.3).

$F_{D/DT}$	Z	a	b	c	d	e
F_D	38,24	4,65	13,68	-0,85	-12,26	0,367
F_{TD}	41,19	1,29	18,99	0,165	-14,18	-1,24

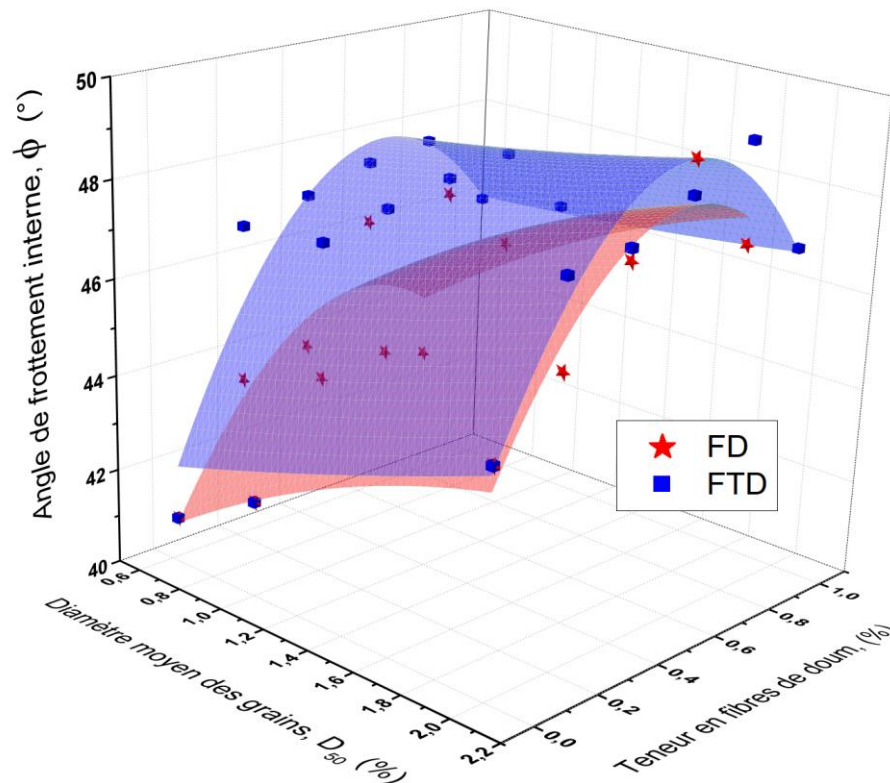


Fig 4.10 : Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de diamètre moyen et de la teneur

en fibres de Doum.

De plus, afin de mieux montrer l'impact de la teneur en fibres de Doum brutes ou celles traitées sur l'angle de frottement interne des mélanges sable-fibres de Chlef. L'équation 4 introduit un facteur d'amélioration, $EF\phi^\circ$ basé sur l'angle de frottement interne.

$$EF\phi^\circ = \frac{\phi^\circ_{(FD/DT \neq 0\%)}}{\phi^\circ_{(FD/DT = 0\%)}} \quad (4.4)$$

Où $\phi^\circ_{(FD/DT \neq 0\%)}$ et $\phi^\circ_{(FD/DT = 0\%)}$ se réfèrent aux angles de frottement interne des mélanges sable-fibres de Doum et du sable propre, respectivement. Dans ce contexte, la figure 4.11 indique l'évolution du facteur d'amélioration $EF\phi^\circ$ en fonction de la teneur en fibres de Doum, en tenant compte des deux techniques de renforcement : fibres brutes et fibres traitées, et de la gamme de D_{50} . Comme observé dans cette figure, le facteur d'amélioration de ($EF\phi^\circ$) commence à 1, augmentant initialement jusqu'à des seuils de teneurs en fibres de Doum de ($FD=0,6\%$ et de $FTD=0,8\%$, pour les échantillons renforcés avec des fibres de Doum brutes et ceux traités, respectivement) pour tous les D_{50} sélectionnés.

Au-delà de ces seuils limites, le facteur d'amélioration des deux échantillons renforcés (par de fibre de Doum brute et traitée) diminue avec l'augmentation de la teneur en fibre de Doum. Par exemple, lorsque $D_{50}=2$ mm, une augmentation de la teneur en fibres de $FD=0\%$ à $FD=0,6\%$ et de $FTD=0\%$ à $FTD=0,8\%$ fait passer le facteur $EF\phi^\circ$ de 1 à 1,103 et de 1 à 1,105. Inversement, une augmentation de $FD=0,6\%$ à $FD=0,8\%$ et de $FTD=0,8\%$ à $FTD=1\%$ entraîne une diminution du facteur $EF\phi^\circ$ de 1,103 à 0,058 et de 1,105 à 1,049 pour les fibres brutes et traitées, respectivement.

De plus, pour une teneur en fibres de Doum donnée, les résultats des essais indiquent que les valeurs du facteur d'amélioration ($EF\phi^\circ$) sont typiquement plus élevées pour les échantillons renforcés par des fibres de Doum traitées que pour ceux renforcés par des fibres non traitées. Le facteur clé qui influence ces fluctuations est l'inclusion de la fibre Doum. La raison du comportement observé dans la partie initiale (FD ou $FTD \leq F_{D/DT}$) peut être liée à l'introduction de fibres de Doum brutes/traitées dans du sable pur de texture plus grossière, conduisant à ce que ces fibres remplissent les vides entre les particules de sable. Cette participation active à la redistribution des forces entre les grains les plus grossiers favorise une structure plus stable, améliorant ainsi l'angle de frottement interne et par conséquent la contrainte effective dans les mélanges contenant des niveaux seuils de fibres de Doum brutes et traitées. Cependant, avec une quantité élevée de fibres de Doum brutes/traitées (FD ou $FTD \geq F_{D/DT}$), une teneur accrue en fibres génère des vides plus importants entre les particules

grossières dans la matrice du sol. Cet excès de fibres interfère avec le contact direct et l'imbrication des particules du sol, réduisant ainsi l'efficacité du transfert de force à travers le matériau. En conséquence, l'angle de frottement interne du mélange de sols diminue, ce qui indique une réduction de ses propriétés de résistance au cisaillement.

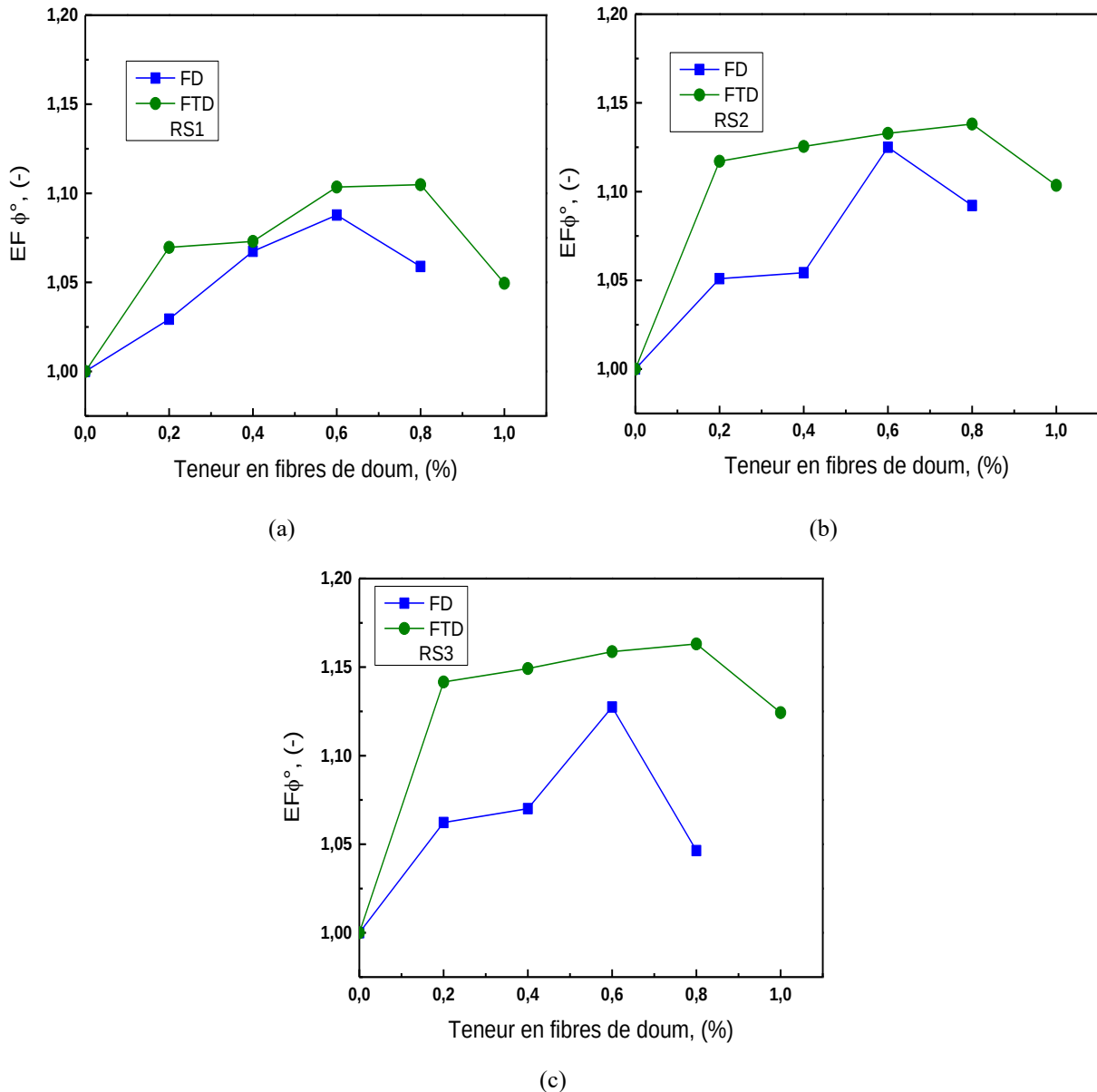


Fig 4.11 : Facteur d'amélioration de l'angle de frottement interne ($EF\phi^\circ$) en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- RS1 ; b- RS2 ; c- RS3.

4.5. Déplacement horizontal à l'état de rupture et l'indice de ductilité

La variation du déplacement horizontal à l'état de résistance maximale en fonction de diamètre moyen D_{50} et des teneurs en fibres de Doum (teneurs en fibres brutes et celles traitées), compte tenu des trois contraintes normales initiales, est illustrée à la figure 4.12. Comme le montrent les courbes, toutes les tendances concernant l'effet des deux paramètres (D_{50} et

FD/TD) n'ont pas changé par rapport aux tendances précédentes (figure 4.10). Où les seuils étaient à $FD=0,6\%$ et $FDT=0,8\%$ pour le sable brute et le sable renforcé par les fibres traitées respectivement. En effet, la même chose s'applique au paramètre D_{50} , indiquant que le déplacement horizontal qui correspond à la résistance maximale augmente avec l'augmentation des valeurs de D_{50} pour les mêmes teneurs en fibres de Doum (pour $\sigma_n=100$ kPa, l'échantillon de sable propre avec $D_{50}=2$ mm présente un déplacement horizontal diminué de 27 %, par rapport à l'échantillon avec $D_{50}=0,63$ mm).

Afin de comprendre et d'interpréter de manière globale l'influence des différents paramètres étudiés, le concept d'indice de ductilité est introduit et ce, pour évaluer le comportement de sable renforcé par de fibres de Doum, brutes ou traitées. Dans le contexte des échantillons de matériaux comprenant de la fibre de Doum et du sable, la ductilité fait référence à la capacité d'un matériau ou d'un système structurel à subir des déformation plastiques suffisamment élevées (zone post élastique) avant d'arriver à la rupture sans subir une réduction substantielle de la résistance [Luo et al \(2024\)](#) ; [Fioravante, V., \(2002\)](#). Cette étude expérimentale introduit un indice de ductilité D , qui est proposé et défini pour décrire la ductilité des échantillons de sable renforcé par des fibres de Doum brutes et traitées de la manière suivante :

$$D = \frac{\Delta H_{(FD/DT \neq 0\%)}}{\Delta H_{(FD/DT = 0\%)}} \quad (4.5)$$

Dans l'équation (4.5), $\Delta H_{(FD/DT \neq 0\%)}$ représente le déplacement horizontal à la rupture dans les échantillons de sable renforcés par de fibres de Doum, tandis que $\Delta H_{(FD/DT = 0\%)}$ désigne le déplacement horizontal à la rupture dans les échantillons non renforcés (sable propre). Les valeurs déterminées de l'indice de ductilité D pour différents échantillons de sable renforcés avec des fibres de Doum brutes et traitées, en considérant le D_{50} sélectionné, sont illustrées dans la Figure 4.13. L'analyse de cette figure révèle que l'indice de ductilité est un paramètre fiable pour évaluer le comportement mécanique de divers échantillons renforcés, où D augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres de Doum jusqu'aux teneurs limites de ces dernières ($FD = 0,6\%$ et $FTD = 0,8\%$) pour les deux techniques de renforcement (fibres non traitées et celles traitées), respectivement, pour les deux types de fibres non traitées et traitées. A l'inverse, une évolution contrastée est observée lorsque les teneurs en fibres dépassent ces les seuils spécifiés.

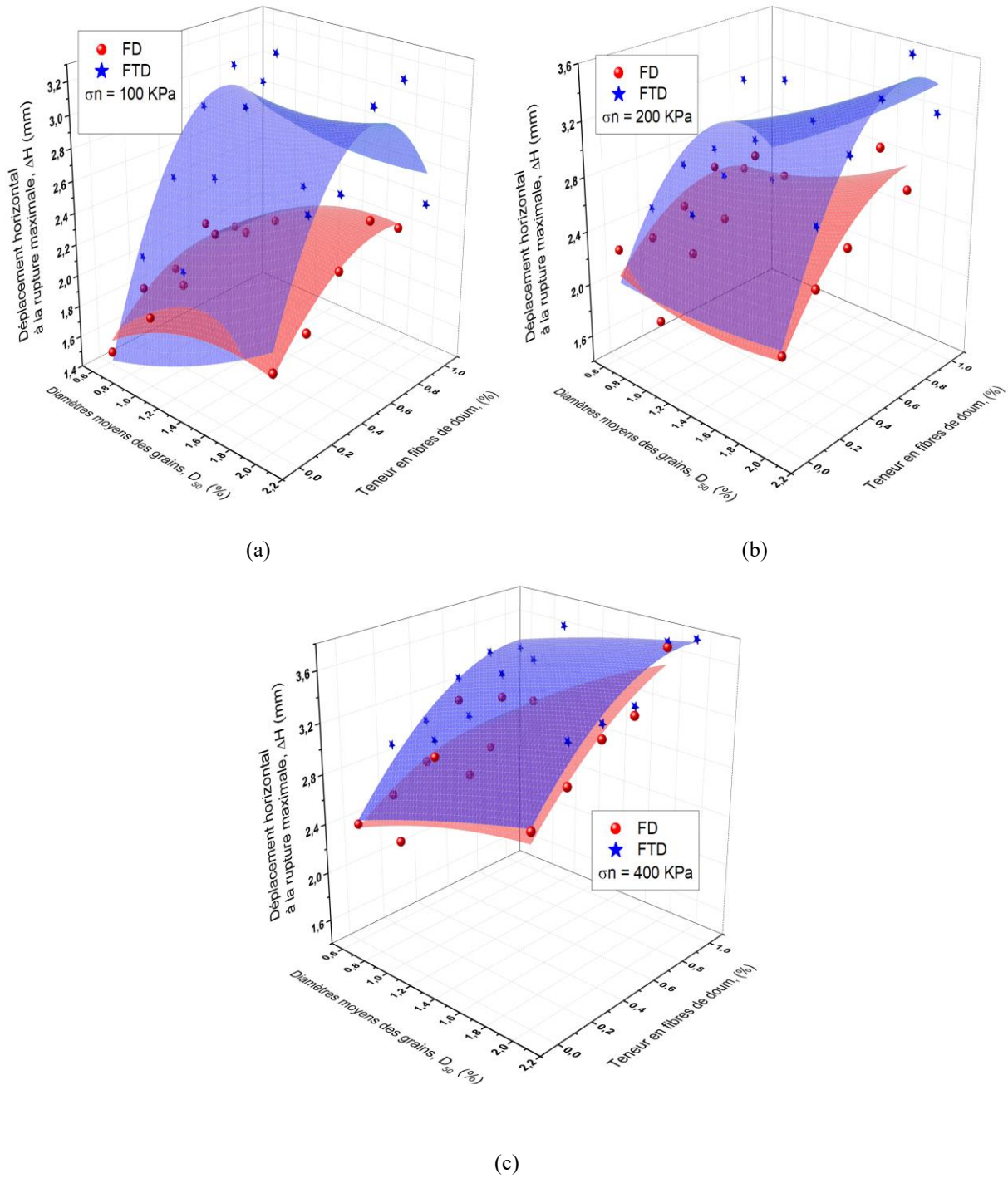
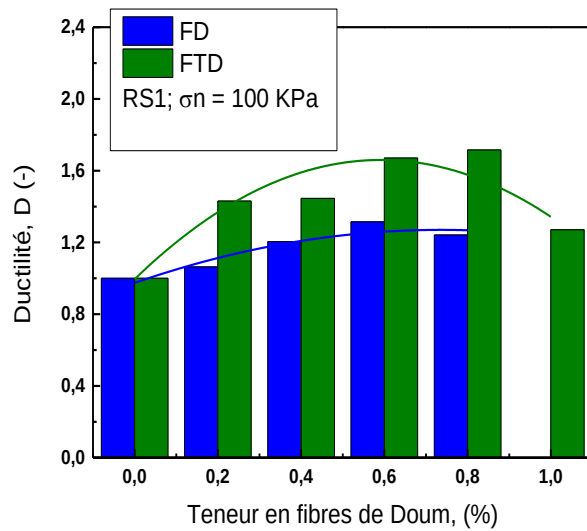
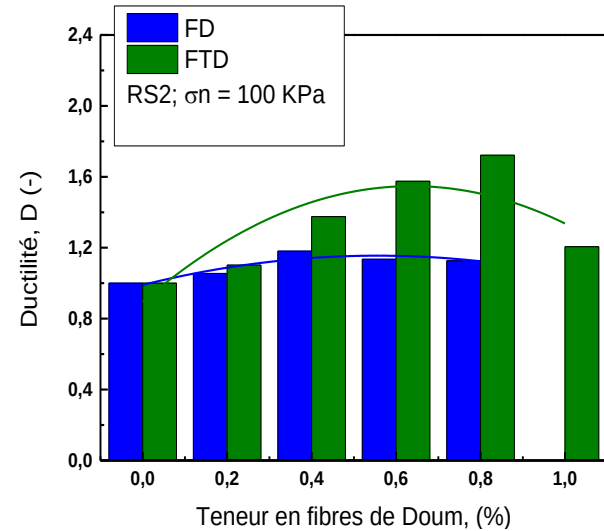


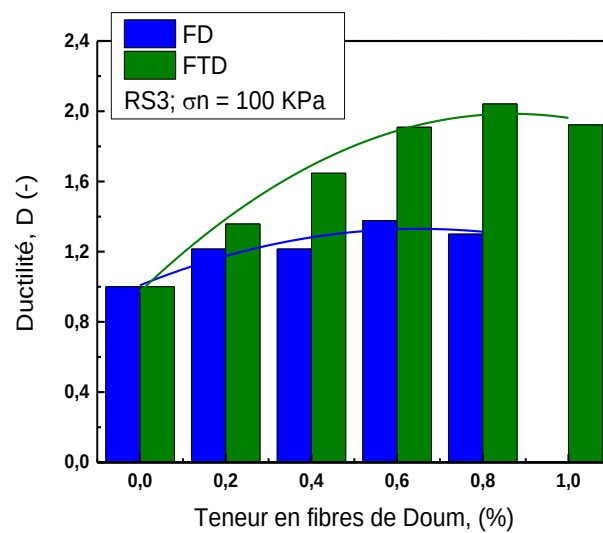
Fig 4.12 : Déplacement horizontal à la rupture en fonction de la taille moyenne des grains et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa.



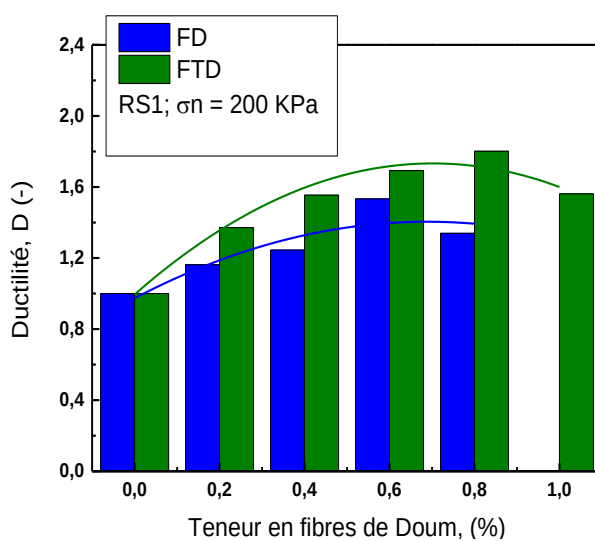
(a)



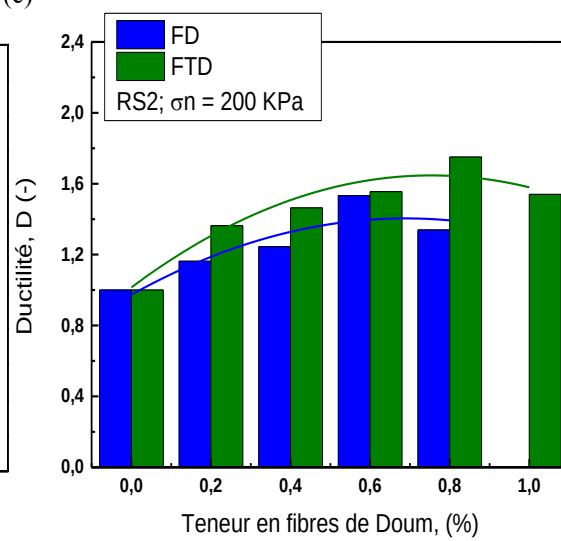
(b)



(c)



(d)



(e)

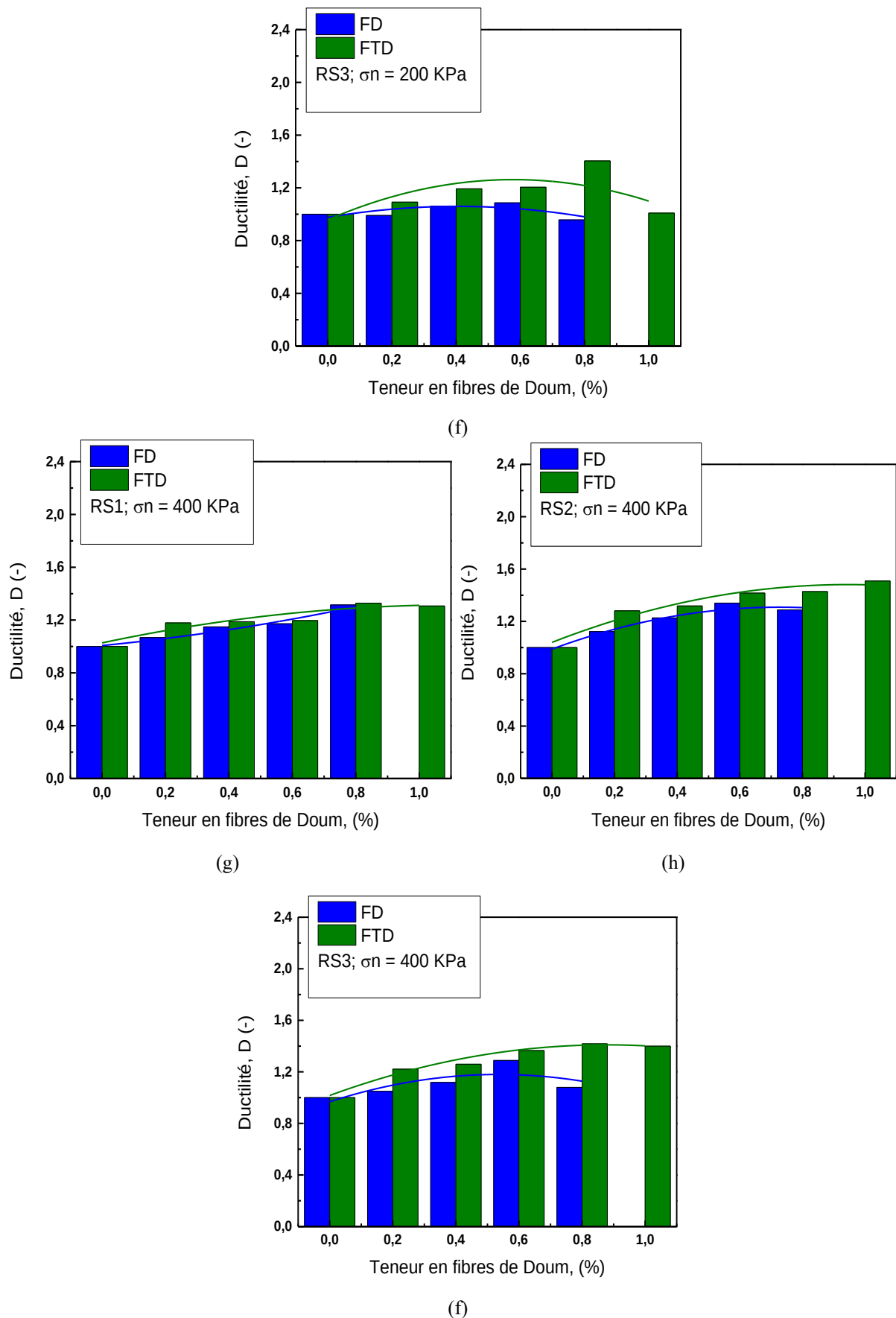


Fig 4.13 : Ductilité en fonction de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa (RS1) ; b- $\sigma_n = 100$ kPa (RS2) ; c- $\sigma_n = 100$ kPa (RS3) ; d- $\sigma_n = 200$ kPa (RS1) ; e- $\sigma_n = 200$ kPa (RS2) ; f- $\sigma_n = 200$ kPa (RS3) ; g- $\sigma_n = 400$ kPa (RS1) ; h- $\sigma_n = 400$ kPa (RS2) ; i- $\sigma_n = 400$ kPa (RS3)

4.6. Analyse de corrélation entre le frottement et la dilatance

La détermination des angles de frottement maximaux et résiduels est cruciale pour l'identification et la caractérisation des sols. Ces propriétés techniques fondamentales jouent un rôle essentiel dans l'évaluation de la résistance du sol. Comme l'ont souligné [Smitha et al \(2019\)](#) ; [Lings et al \(2005\)](#), ces angles exercent une influence significative sur les résultats en matière de résistance, toute modification de ces angles ayant une incidence marquée sur la réponse d'une manière générale. La méthode de calcul élaborée par [Dove et Jarrett \(2002\)](#) ; [Nejad et al \(2017\)](#) ; [Byung et al \(2004\)](#) définit et détermine les angles de frottement : maximal et résiduel (ϕ_{pic} , ϕ_{res}) comme suit :

$$\phi_{pic} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{pic}}{\sigma_n} \right) \quad (4.6) \quad \text{and} \quad \phi_{res} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{res}}{\sigma_n} \right) \quad (4.7)$$

Où τ_{pic} : est la contrainte de cisaillement maximale, τ_{res} : est la contrainte de cisaillement résiduelle et σ_n est la contrainte normale initiale appliquée. Les figures 4.14 et 4.15 illustrent la variation correspondante des angles de frottement maximal et résiduel, respectivement, en fonction du diamètre moyen des grains et de la teneur en fibres de doum brutes/traitées, sous trois contraintes normales initiales différentes (100, 200 et 400 kPa). Les résultats indiquent une tendance similaire à celle de la résistance au cisaillement puisqu'ils en sont dérivés, en tenant compte des deux facteurs : la taille moyenne des particules et la teneur en fibres de Doum traitées et non traitées (toutes les analyses et discussions mentionnées ci-dessus sont donc valables pour cette section). Ces découvertes soulignent l'importance de prendre en compte à la fois le diamètre moyen des grains et la teneur en fibres de Doum pour optimiser la stabilité du sol et ses performances techniques. De plus, la relation entre l'angle de frottement maximal, le diamètre moyen des grains et la teneur en fibres de Doum est fortement étayée par les surfaces d'ajustement dérivées des échantillons de mélange analysés.

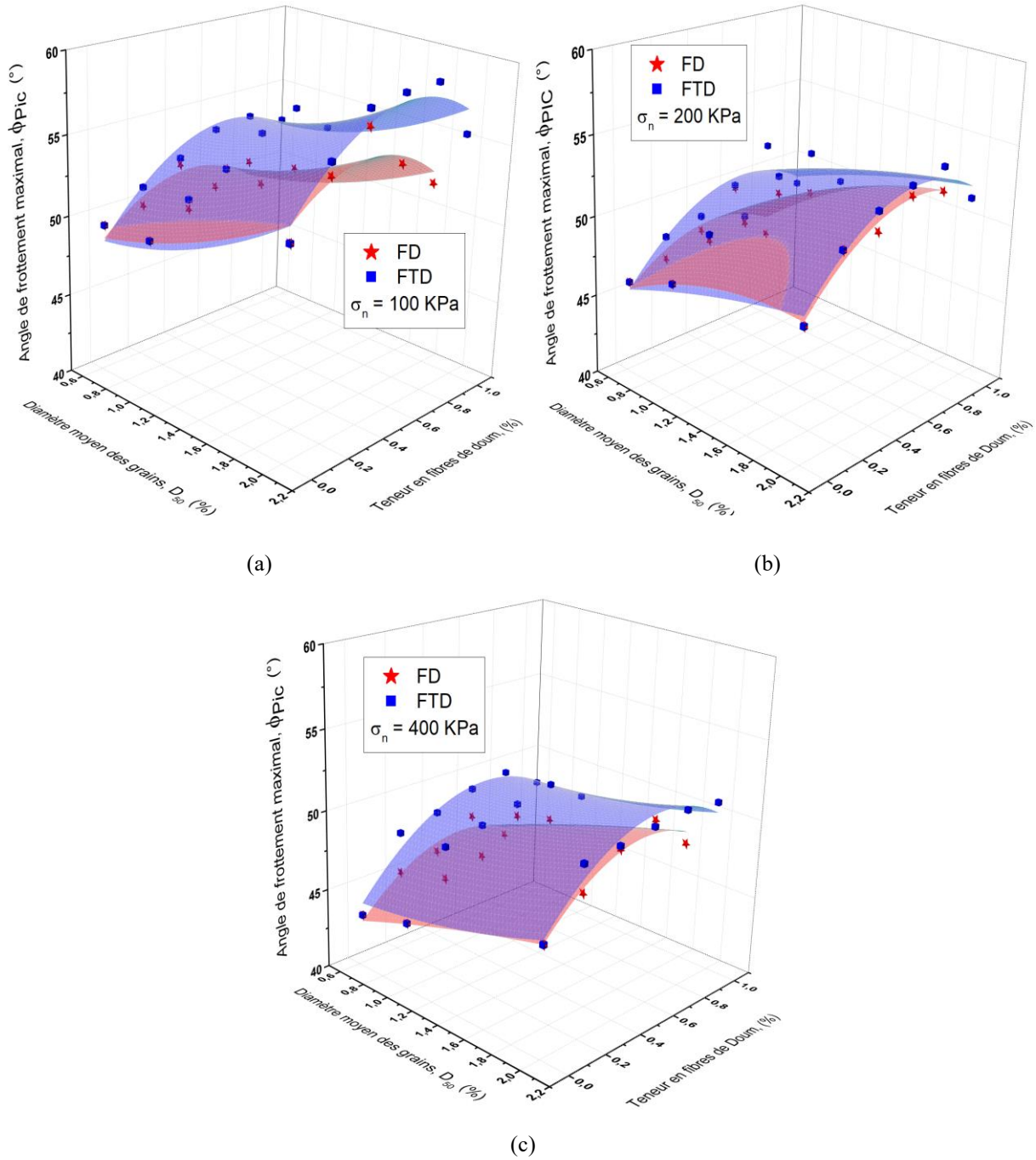


Fig 4.14 : Évolution de l'angle de frottement maximal en fonction de la taille moyenne des particules et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$; b- $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$; c- $\sigma_n = 400 \text{ kPa}$.

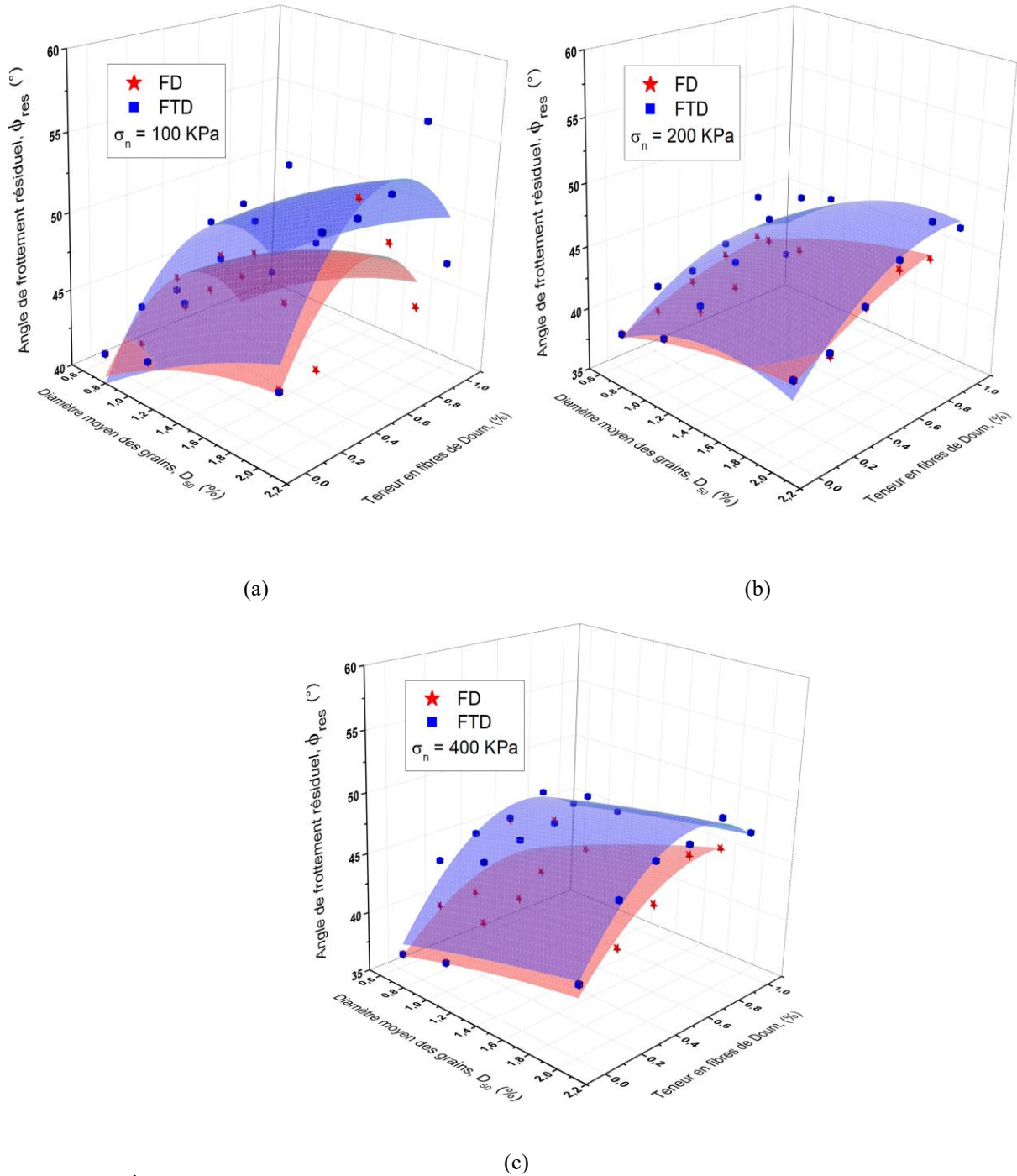


Fig 4.15 : Évolution de l'angle de frottement résiduel en fonction de la taille moyenne des particules et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$; b- $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$; c- $\sigma_n = 400 \text{ kPa}$.

En outre, la dilatance du sol fait référence aux changements volumétriques observés dans les matériaux granulaires au cours de la déformation par cisaillement. L'angle de dilatance maximal ($\psi_{\max}$) est défini et déterminé par [Dove et Jarrett \(2002\)](#) ; [Hamidi et al \(2009\)](#) comme suit :

$$\psi_{\max} = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta_v}{\Delta_H} \right)_{\max} \quad (4.8)$$

Où ΔH et ΔV : sont respectivement les incréments des déplacements horizontaux et verticaux causés par le cisaillement de l'échantillon, $\left(\frac{\Delta V}{\Delta H}\right)_{\max}$ est la valeur maximale de $\left(\frac{\Delta V}{\Delta H}\right)$ qui est régulièrement atteinte autour de la contrainte de cisaillement maximale. La figure 20 illustre la relation entre l'angle maximal de dilatance et les proportions de fibres de Doum brutes et traitées, ainsi que les diamètres moyens des grains. La figure 4.16 indique clairement que, pour un diamètre moyen des grains donné, l'angle de dilatance maximal ($\psi_{\max}$) augmente avec la teneur en fibres de Doum jusqu'à une teneur optimale en fibres ($FD=0,6\%$ et $FTD=0,8\%$ pour les fibres brutes et traitées respectivement). Au-delà de cette fraction, cet angle ($\psi_{\max}$) diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres de Doum. Par exemple, avec $D_{50}=2$ mm et $\sigma_n=200$ kPa, une progression de la teneur en fibres de $FD=0\%$ à $FD=0,6\%$ et de $FTD=0\%$ à $FTD=0,8\%$ entraîne une progression de $\psi_{\max}$ de $5,09^\circ$ à $12,83^\circ$ et de $12,83^\circ$ à $15,22^\circ$. Inversement, l'augmentation de la FD de $0,6\%$ à $0,8\%$ et de la FTD de $0,8\%$ à 1% entraîne une diminution du facteur $\psi_{\max}$ de $12,83^\circ$ à $10,38^\circ$ et de $15,22^\circ$ à $13,38^\circ$ pour les fibres brutes et traitées, respectivement. Ceci est dû aux effets combinés de leur enchevêtrement, du remplissage des vides et du renforcement par la fibre Doum, ainsi qu'à l'influence de la taille des particules, ce qui entraîne une augmentation de l'angle de dilatance maximal observé dans les échantillons testés. De plus, les résultats obtenus montrent que les échantillons renforcés avec la fibre de Doum traitée indiquent un angle de dilatance maximal plus élevé que les échantillons non traités. On constate également que lorsque le D_{50} augmente, l'angle de dilatance maximal ($\psi_{\max}$) se déplace vers le haut pour la même fibre de Doum traitée/non traitée. L'équation 4.9 est proposée pour corréler l'angle de dilatance maximal $\Psi_{\max}$ avec les deux paramètres (D_{50} et $F_{D/DT}$) en tenant compte des contraintes normales sélectionnées dans le cadre de l'étude.

$$\psi_{\max} = z + a \times (D_{50}) + b \times (F_{D/DT}) - c \times (D_{50})^2 - d \times (F_{D/DT})^2 + e \times (F_{D/DT}) \times (D_{50}) \quad (4.9)$$

Le tableau 4.3 présente les coefficients a, b, c, d, e et z pour le matériau sélectionné :

Tableau 4.3 : Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (4.9).

$F_{D/DT}$	σ_n (kPa)	Z	a	b	c	d	e
F_D	100	1,89	-0,64	3,93	0,73	-6,16	1,58
	200	-3,69	10,26	24,42	-2,96	-18,45	-0,90
	400	-2,76	15,19	29,07	-4,54	-31,41	2,82
F_{TD}	100	1,29	4,86	6,44	-1,14	-5,50	0,51
	200	7,24	4,71	6,03	-0,94	-3,55	-0,60
	400	14,80	4,36	16,56	-1,33	-13,18	2,05

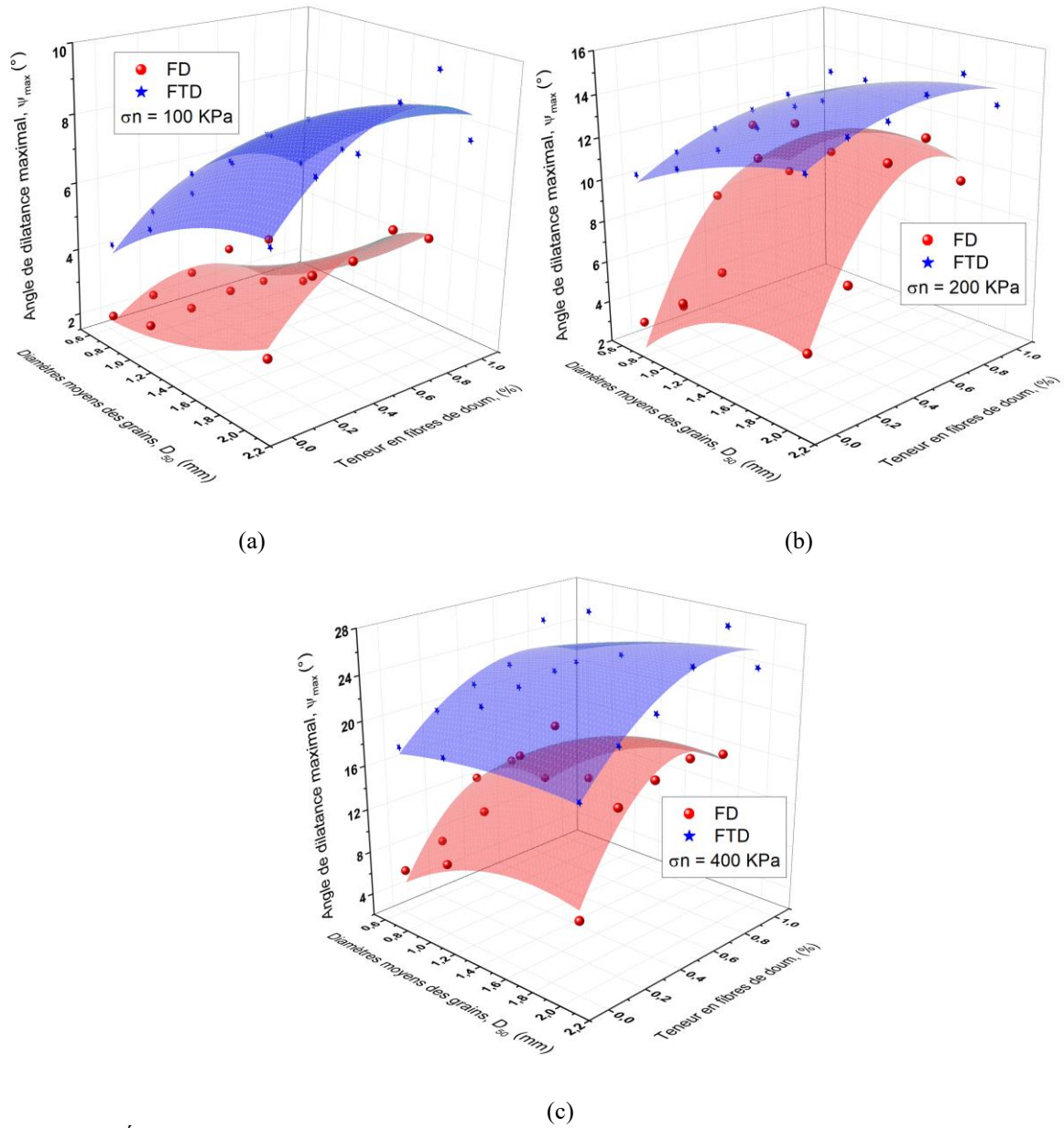


Fig 4.16 : Évolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la taille moyenne des grains et de la teneur en fibres de Doum ; a- $\sigma_n = 100$ kPa ; b- $\sigma_n = 200$ kPa ; c- $\sigma_n = 400$ kPa.

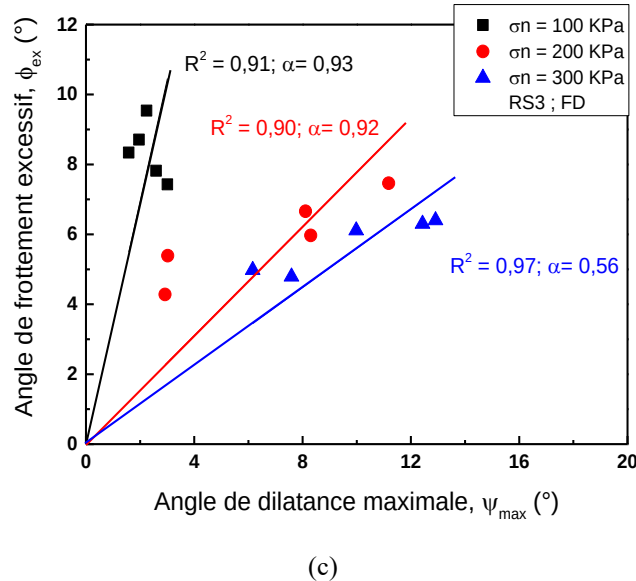
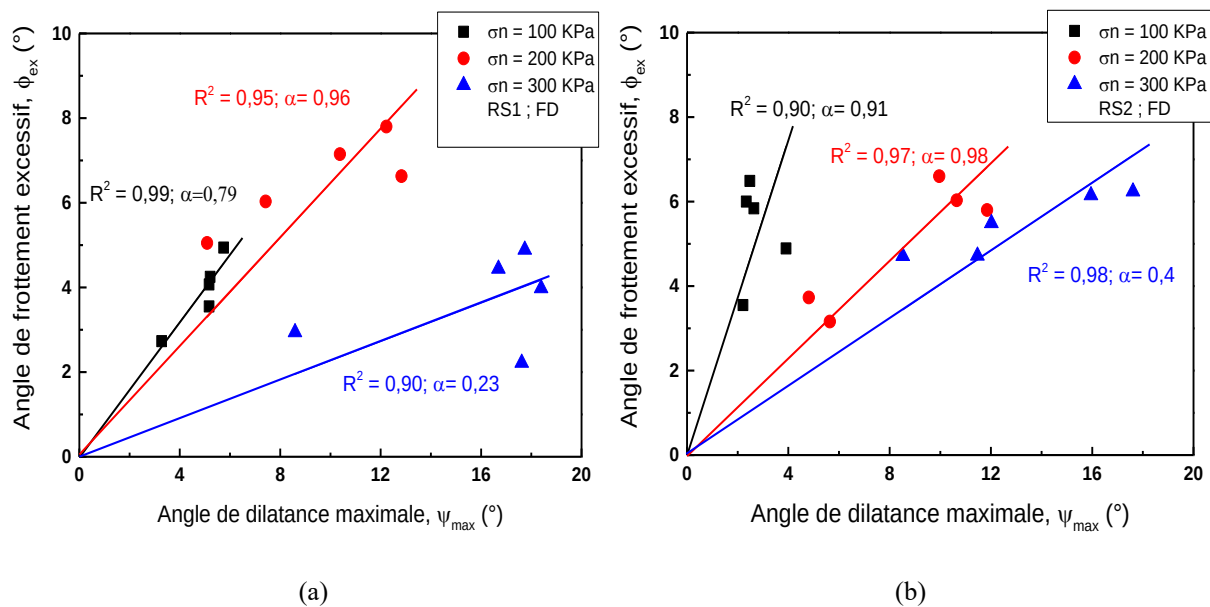
D'autre part, de nombreuses recherches dans la littérature ont mis l'accent sur le phénomène de dilatance du sol, souvent examiné à travers la loi contrainte-dilatance de Bolton [Bolton \(1986\)](#) ; [Xiao et al \(2019\)](#). Cette loi quantifie la relation entre l'angle de frottement excessif (ϕ_{ex}) et l'angle de dilatance maximal (ψ_{max}) des matériaux granulaires comme suit :

$$\phi_{ex} = \phi_{pic} - \phi_{res} = \alpha \times \psi_{max} \quad (4.10)$$

Où α est l'indice de dilatance de Bolton, le gradient de la relation entre ϕ_{ex} et ψ_{max} .

La figure 4.17 illustre la relation entre l'angle de frottement excessif (ϕ_{ex}) et l'angle de dilatance maximal (ψ_{max}) pour trois diamètres moyens, en considérant les fibres de Doum brutes et

traitées. La figure montre l'impact significatif des teneurs en fibres brutes et traitées sur la relation entre l'excès de frottement et les angles de dilatance maximum pour les trois catégories de sables testés ($D_{50}=0,63, 1$ et 2 mm). Spécifiquement, l'augmentation de la teneur en fibres brutes à un impact notable sur l'angle de frottement excessif qui présente une progression linéaire avec celle de l'angle de dilatance maximal pour les deux assemblages testés. Les lignes d'ajustement de l'équation (4.10) (équation de Bolton pour la dilatance sous contrainte) pourrait bien rendre compte de la relation entre ϕ_{ex} et ψ_{max} , caractérisée par un coefficient de détermination élevé allant de ($R^2=0,90$ à $0,99$), ce qui indique une bonne corrélation. Ces résultats soulignent le rôle de la teneur en fibres de Doum non traitées et traitées dans la modification des caractéristiques de frottement et de dilatance des sables, soulignant son importance dans les applications de stabilisation des sols à des fins d'ingénierie.



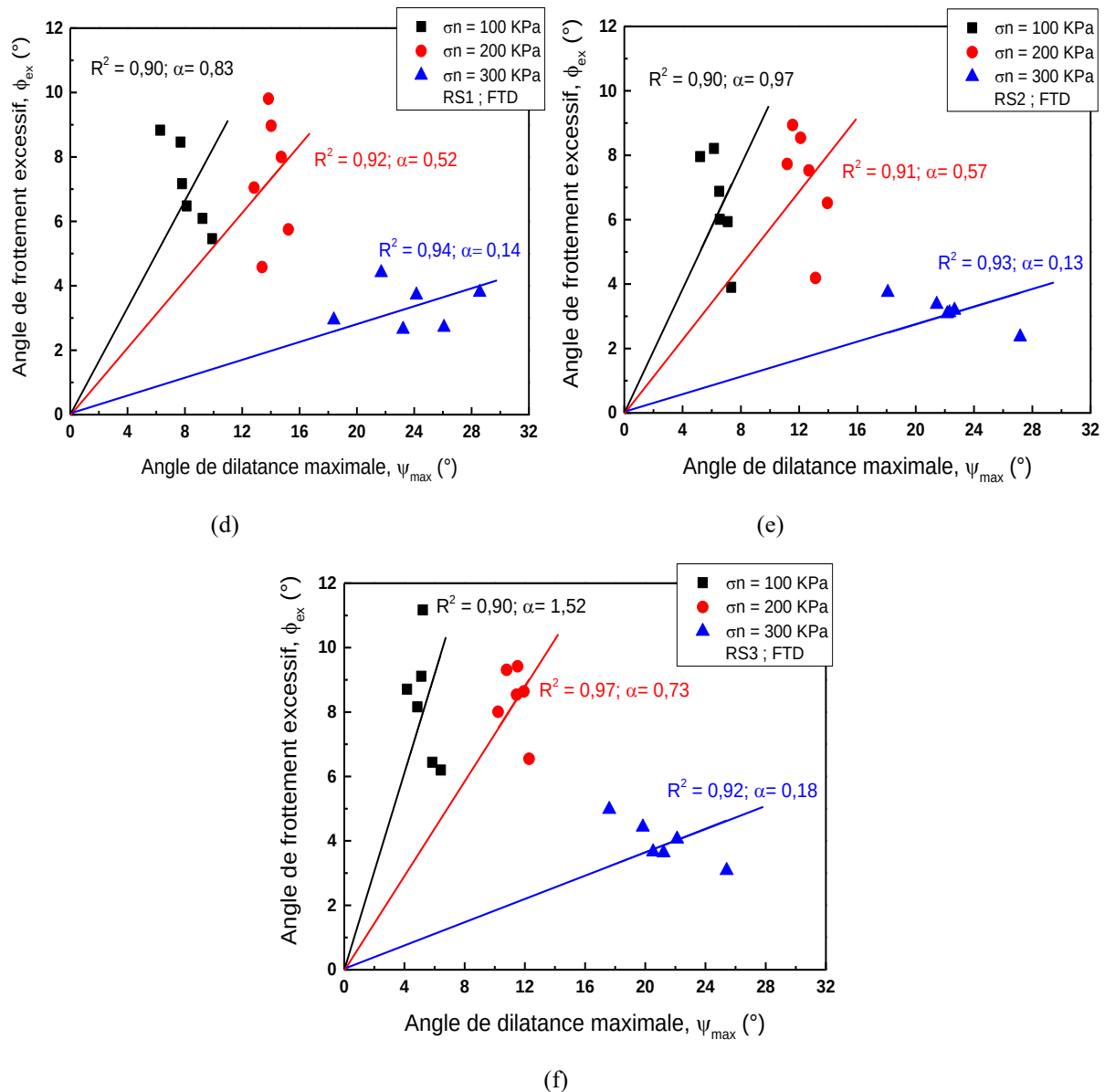


Fig 4.17 : Angle de frottement excessif en fonction de l'angle de dilatance maximal ; a- Fibre de doum brute (RS1) ; b- Fibre de doum brute ; c- Fibre de doum brute (RS3) ; d- Fibre de doum traitée (RS1) ; e- Fibre de doum traitée (RS2) ; f- Fibre de doum traitée (RS3)

4.7. Caractéristiques mécaniques prédites par rapport aux caractéristiques mesurées Relations

Dans cette section, les corrélations entre les données expérimentales et les caractéristiques prédictives des résultats ont été étudiées, spécifiquement, la résistance au cisaillement maximale (τ_{pic}), l'angle de frottement interne (ϕ°) et l'angle de dilatance maximale ($\psi_{\max}$). L'analyse englobe tous les paramètres testés, y inclus la gamme d'inclusions de fibres de Doum brutes et traitées, les tailles moyennes de grains sélectionnées et les contraintes normales initiales, comme le montre la figure 4.18. Les variations des valeurs prédites et mesurées de τ_{pic} , ϕ° et $\psi_{\max}$ sont illustrées dans les figures 4.18a, 4.18b et 4.18c, respectivement. Les valeurs τ_{pic} prédites ont été dérivées de l'équation 4.2, les valeurs de l'angle de frottement interne ϕ° de

l'équation 4.4 ainsi que les valeurs $\psi_{\max}$ sont issues de l'équation 4.10. L'analyse révèle une forte relation linéaire entre les paramètres prédits et mesurés de τ_{pic} , ϕ^o et $\psi_{\max}$, avec des coefficients de détermination élevés ($R^2 = 0,99$ pour les trois relations). Par ailleurs, les résultats soulignent l'importance de prendre en compte à la fois la distribution de la taille des particules et la teneur en fibres naturelles (Doux brut et traité) lors de la modélisation de la réponse mécanique de ces mélanges, soulignant la nécessité de modèles prédictifs complets et précis dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

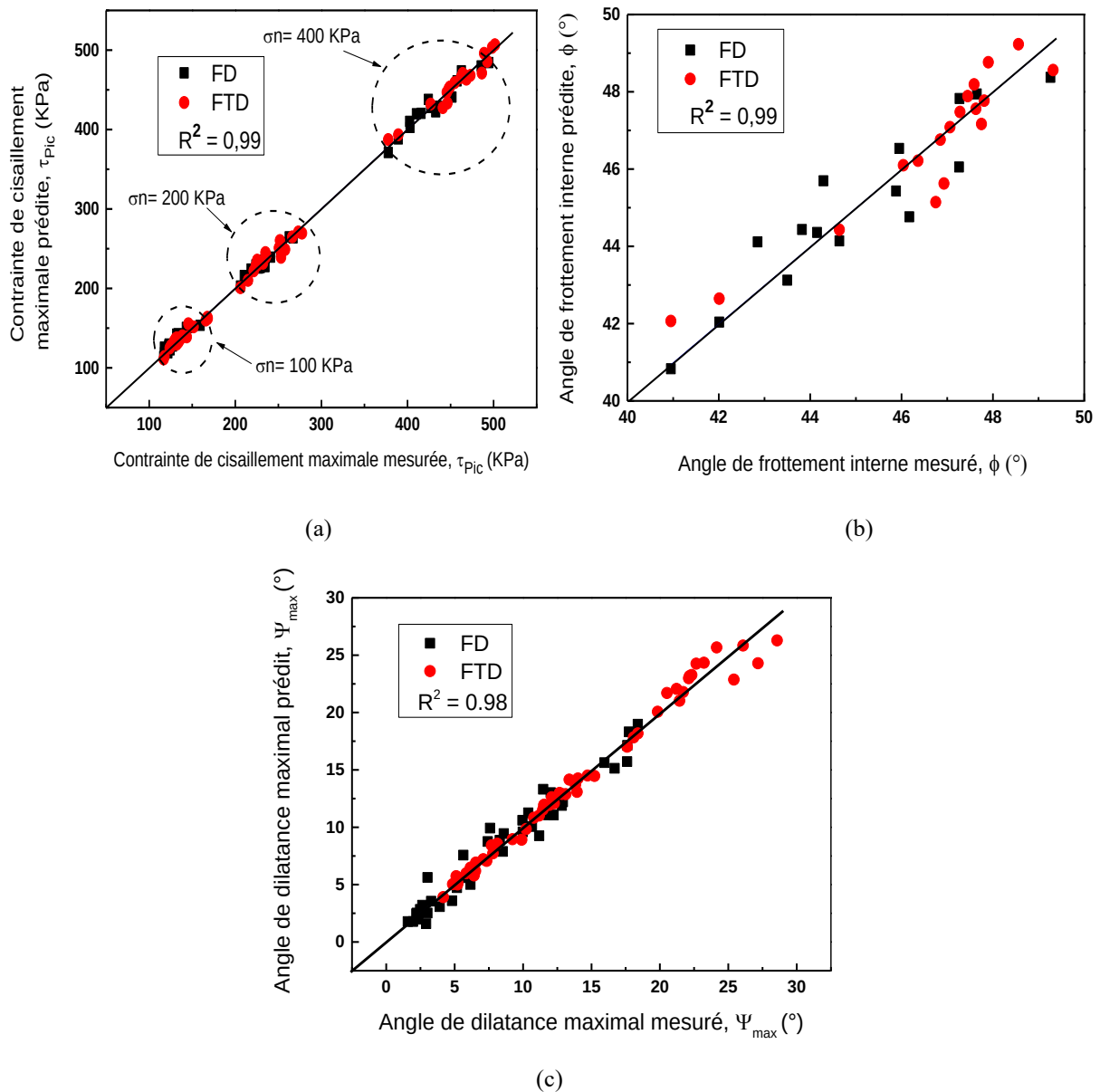


Fig 4.18 : Relation entre les propriétés mécaniques prédites et mesurées ;

a- Contrainte de cisaillement maximale ; b- Angle de frottement interne ; c- Angle de dilataance maximale.

4.8. Conclusion

Grâce à une série étendue d'expériences en boîte de cisaillement direct, il a été réalisé une exploration et donc une comparaison des effets de la teneur en fibres de doum brutes non traitées et traitées sur les propriétés de cisaillement des sols sableux, en considérant trois catégories différentes de sols sableux avec des tailles de particules moyennes différentes ($D_{50}=0,63, 1, \text{ et } 2 \text{ mm}$). Les échantillons de sable ont été renforcés avec des fibres de Doum variant de 0% à 0,8 % et de 0% à 1 %, avec des incréments de 0,2 %, en utilisant des fibres de Doum brutes et des fibres de Doum traitées. Ces échantillons de sol renforcé ont été initialement reconstitués à une densité relative initiale de ($D_r=87\pm3\%$) et ont été testés sous trois niveaux de contraintes normales initiales variables (100, 200 et 400 kPa). Les résultats de cette étude peuvent être notés comme suit :

- Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte indiquent que les quantités de fibres brutes et traitées, ainsi que le diamètre moyen des grains, influencent de manière significative les caractéristiques mécaniques et rhéologiques, notamment la résistance au cisaillement maximale (τ_{pic}), l'angle de frottement interne (ϕ°), la ductilité (D), les angles de frottement maximal et résiduel (ϕ_{pic} , ϕ_{res}), ainsi que l'angle de dilatance maximal (ψ_{max}).
- Cette investigation met clairement en évidence l'impact substantiel de la teneur en fibres naturelles brutes et traitées de Doum sur l'amélioration des performances mécaniques des sols sableux. Notamment, les propriétés mécaniques (τ_{pic} , ϕ° , D , ϕ_{pic} , ϕ_{res} et ψ_{max}) présentent une tendance à la hausse avec l'augmentation de la teneur en fibres de Doum brutes et traitées. Le pic est atteint à des seuils spécifiques de teneur en fibres (0,6 % pour les échantillons renforcés par des fibres de Doum brutes, sauf pour ceux soumis à $\sigma_n=100 \text{ kPa}$, avec un pic à 0,4 % pour τ_{pic} et ϕ_{pic} , et 0,8 % pour les échantillons renforcés par des fibres de Doum traitées en tenant compte de toutes les propriétés mécaniques). Au-delà de ces seuils (quantités optimales), les propriétés mécaniques des deux échantillons renforcés par des (fibres de Doum brutes et traitées) diminuent avec une augmentation supplémentaire de la teneur en fibres de Doum pour toutes les catégories de sols sableux sélectionnées.
- Pour une teneur en fibres de Doum donnée, cette étude expérimentale démontre que les échantillons de sol sableux renforcés avec des fibres de Doum traitées présentent des performances mécaniques supérieures à celles des échantillons renforcés avec des fibres de Doum brutes pour tous les paramètres examinés, en particulier pour des teneurs en

fibres plus élevées ($F_{D/TD} \geq 0,4 \%$). Il est donc fortement recommandé de choisir des fibres traitées en raison de leurs performances mécaniques accrues et de leur résistance à la dégradation, ce qui leur confère des avantages à long terme par rapport aux fibres non traitées.

- Une analyse approfondie de la présente étude indique que les nouveaux facteurs d'amélioration introduits ($EF\tau_{pic}$ et $EF\phi^\circ$) pourraient être considérés comme des paramètres pertinents pour prévoir le comportement mécanique des mélanges sable-fibre, englobant tous les paramètres examinés.
- Les conclusions de cette investigation expérimentale montrent que les propriétés mécaniques augmentent avec la progression du D_{50} pour tous les échantillons reconstitués, en particulier, dans la gamme de D_{50} de 1 à 2 mm, où l'on observe une amélioration notable de la résistance au cisaillement.
- De nouvelles corrélations ont été développées pour anticiper les changements de la résistance au cisaillement maximale, de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilataance maximale en fonction de tous les paramètres étudiés ($F_{D/DT}$, D_{50} et σ_n). La consistance entre les propriétés mécaniques prédites et mesurées valide l'efficacité de ces corrélations établies par une prédiction précise des caractéristiques de la résistance au cisaillement maximale, de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilataance maximale.



**Amélioration des propriétés mécaniques du
sable par la combinaison d'un polymère
stabilisateur et de fibres naturelles**



5.1. Introduction

Le traitement des sols grossiers lâches pose des problèmes considérables en matière d'ingénierie géotechnique en raison de leurs structures et de leur faible stabilité. Ces obstacles vont au-delà des difficultés techniques et ont un impact direct sur la sécurité et les performances des projets. Les ingénieurs doivent considérer attentivement les stratégies permettant de surmonter ces obstacles afin d'assurer la réussite du projet. Les chercheurs explorent des méthodes physiques et chimiques pour améliorer les propriétés des sols ([Hao et al., 2023](#)). Les approches traditionnelles comme le compactage dynamique, l'injection chimique ([Latifi et al. 2016](#) ; [Dehghan et al. 2019](#) ; [Ghasemzadeh et al. 2021](#)), et le mélange en profondeur ([Azaiez et al. 2021](#) ; [Taibi et al. 2023](#)) sont courantes et visent à améliorer la résistance et la stabilité des sols. Néanmoins, ces dernières présentent des inconvénients, notamment en ce qui concerne l'environnement et les processus à forte intensité de ressources. Les techniques durables émergentes, y compris les additifs d'origine biologique et les technologies innovantes de stabilisation des sols, suscitent l'intérêt des chercheurs et des praticiens ([Tang et al. 2007](#), [Hattaf et al. 2018](#), [Yang et al. 2019](#), [Wang et al. 2022](#) et [Gatto et al. 2022](#)).

Ces méthodes visent à minimiser l'impact sur l'environnement tout en augmentant efficacement les propriétés des sols. De manière générale, la résolution des problèmes complexes posés par les sols grossiers nécessite un équilibre entre l'efficacité de l'ingénierie et la responsabilité environnementale, ce qui conduit à l'exploration de nouvelles solutions écologiques dans la pratique géotechnique ([Malidarreh et al. 2018](#), [Cherif Taiba et al. 2024](#)). Un exemple courant consiste à combiner des additifs chimiques traditionnels avec des fibres ; [Liu et al. \(2017\)](#) ont étudié un stabilisateur de sol mixte comprenant un polymère organique de polyuréthane et des fibres de polypropylène. Leurs résultats indiquent que l'inclusion d'un polymère organique de polyuréthane améliore la stabilité structurelle du sable. De plus, ils ont identifié que la composition optimale de polymère et de fibre était respectivement de 4 % et de 0,2 à 0,3 % de sable sec.

[Liu et al. \(2018\)](#) ont mené une investigation expérimentale sur les effets de la fibre de basalte sur les propriétés de résistance du sable renforcé par des polymères. Leurs observations ont révélé des améliorations significatives de la résistance des échantillons renforcés, influencés par la teneur en polymère, la teneur en fibres de basalte et la densité du sable à l'état sec. L'augmentation de la teneur en polymère et en fibres a eu un effet positif sur

les caractéristiques de résistance, bien qu'une légère diminution de l'angle interne ait été observée. [Mirzababaei et al. \(2018\)](#) ont utilisé de l'alcool polyvinylique (PVA) et des fibres courtes de polypropylène pour stabiliser l'argile molle, découvrant que cette approche de stabilisation combinée augmente notablement les propriétés mécaniques de l'argile molle. [Zhang et al. \(2022\)](#) ont découvert qu'une teneur en fibres de 0,8 % combinée à une teneur en PVAc de 2 % permettait d'obtenir l'amélioration la plus significative de la résistance au glissement de l'argile. De plus, cette combinaison a permis d'obtenir une adhésion efficace pour les interfaces critiques des pentes rocheuses à des inclinaisons de 35° et 45°, respectivement.

Entre-temps, ces études antérieures se sont principalement concentrées sur l'amélioration du comportement de cisaillement des sols grossiers et fins grâce à l'utilisation de matériaux et de solutions innovants. Néanmoins, ils ont négligé l'impact de la combinaison de l'agent Poly-vinyl acétate et de la fibre de sisal sur les sols sableux dont le diamètre moyen des grains varie. C'est pourquoi les objectifs de cette étude sont doubles : premièrement, valider l'efficacité de la combinaison de polymère poly-vinyl acétate (PVAc)-fibres de sisal (Fs) dans le renforcement des sols ; et deuxièmement, examiner comment les différents niveaux de teneur en fibres (en pourcentages) de sisal et les pourcentages de polymères influencent les performances de renforcement des composites de sol avec des diamètres moyens différents des grains. Dans ce chapitre, une combinaison de poly-vinyl acétate et de fibre de sisal a été utilisée comme stabilisateur de sol pour améliorer les propriétés géotechniques du sable. Des essais de compression non confinée (compression simple) ont été réalisés pour évaluer l'impact du renforcement en fibres polymères sur le sable. Différentes proportions de polymère et de fibre ont été testées.

5.2. Résultats des essais en compression non confinée

5.2.1. Effet des teneurs en fibres de sisal sur le comportement en compression du sable

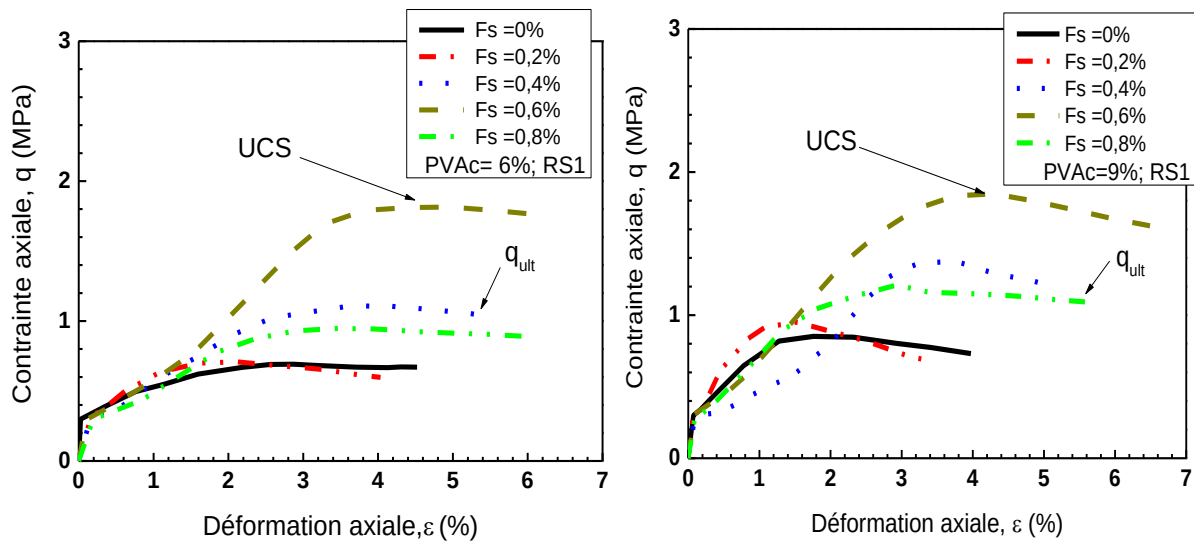
Des essais de compression non confinée ont été menés sur du sable renforcé et non renforcé afin d'étudier l'influence de la teneur en fibres de sisal sur les propriétés du sable avec deux diamètres moyens des grains distincts ($D_{50}=0,63$ et 2 mm). Les figures 5.1 et 5.2 ont été établies spécifiquement pour cette étude. Des mélanges de sable -fibres de sisal ont été préparés en laboratoire avec de différentes fractions de fibres variant de 0 % à 0,8 %, en incréments de 0,2 %. Le polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) a été utilisé comme

stabilisateur pour renforcer les mélanges de sable et de fibres de sisal de différentes proportions (PVAc = 6 %, 9 % et 12 % en poids de sable sec). Les résultats des essais indiquent clairement que déformation axiale augmente lorsque la contrainte axiale augmente, atteignant des valeurs maximales (strain-hardening), et les échantillons contenant des fibres ont montré des propriétés de compression supérieures à celles des échantillons stabilisés uniquement avec un polymère pur. Ces valeurs maximales représentent les résistances à la compression non confinée (UCS) des échantillons de sable. Pour les deux diamètres moyens des grains, la contrainte maximal (UCS) se produit typiquement dans des plages de 2,1 à 4 %, de 1,5 à 3,8 % et de 2,1 à 3,2 % des déformations axiales pour le polymère d'acétate de polyvinyle spécifié (PVAc = 6 %, 9 % et 12 %), respectivement. Au-delà de ces déformations axiales, une légère phase de déformation a été observée jusqu'à la fin des essais, avec une valeur relativement stable ou un état résiduel est atteint (résistance ultime à la compression).

En outre, ces figures montrent que la résistance à la compression augmente généralement à chaque fois que la teneur en fibres de sisal augmente pour les deux catégories de sable testées ($D_{50}=0,63$ et $2,00$ mm) jusqu'à une teneur en fibres de sisal seuil (optimale) ($F_s=0,6$ %) pour tous les pourcentages de PVAc choisis. Les échantillons de sable renforcés avec 0,6 % de fibres de sisal indiquent une amélioration notable de la résistance au cisaillement, avec des augmentations de 162 %, 117 % et 81 % pour $D_{50}=2,00$ mm, et de 151 %, 118 % et 45 % pour $D_{50}=0,63$ mm, correspondant aux trois niveaux de polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc=6 %, 9 % et 12 %) respectivement, par rapport aux échantillons de sable propre de Chlef sans fibres de sisal ($F_s=0$ %).

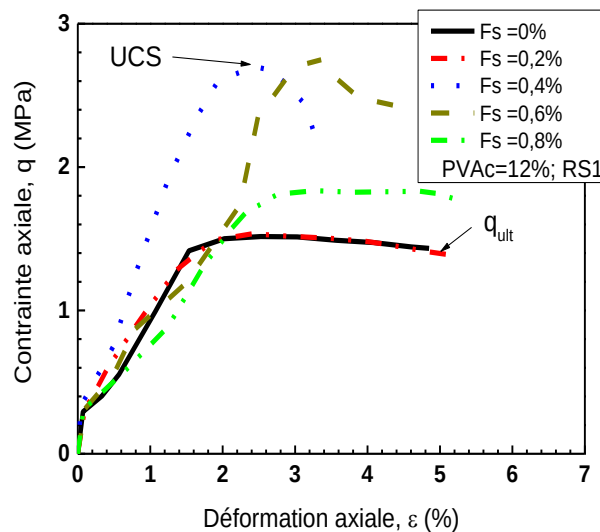
Néanmoins, au-delà de ce seuil de teneur en sisal, la résistance à la compression de tous les échantillons renforcés diminue à chaque fois que la teneur en fibres de sisal augmente. Les résultats démontrent que la résistance à la compression à la rupture (maximale) diminue de 87 %, 35 % et 33 % pour $D_{50}=2,00$ mm et de 67 %, 33 % et 14 % pour $D_{50}=0,63$ mm avec une teneur en fibres de sisal de 0,8 % par rapport à une teneur en fibres de sisal de 0,6 % (teneur en fibres optimale), en considérant les mêmes pourcentages de polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc=6 %, 9 % et 12 %). Le résultat de la présente étude est en parfaite concordance avec la recherche de [Jin et al. \(2018\)](#), où, ils ont étudié le comportement de compression non confiné du sol stabilisé avec de polymère organique de polyuréthane et de fibres de polypropylène et ils ont trouvé que les valeurs de résistance au cisaillement des échantillons avec la même teneur en polymère augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres pour atteindre une valeur plus élevée de $F_p=0,3\%$ et ensuite diminuent avec une

augmentation supplémentaire de la teneur en fibres de polyuréthane. Tandis que [Mirzababaei et al. \(2018\)](#), [Wei et al. \(2018\)](#), [Bai et al. \(2019\)](#), et [Liu et al. \(2020\)](#) ont rapporté que la résistance à la compression augmente systématiquement avec une teneur en fibres plus élevée. De plus, il est clairement observé, que pour une teneur en fibres de sisal avec une teneur en polymère constante, les échantillons renforcés préparés avec des diamètres moyens de 2,00 mm ($UCS = 0,852 \text{ MPa}$, $0,953 \text{ MPa}$, $1,371 \text{ MPa}$, $1,849 \text{ MPa}$, et $1,21 \text{ MPa}$) présentent une résistance plus élevée que celles préparées avec $D_{50}=0,63 \text{ mm}$ ($UCS = 0,741 \text{ MPa}$, $0,893 \text{ MPa}$, $1,148 \text{ MPa}$, $1,619 \text{ MPa}$ et $1,09 \text{ MPa}$) pour les cinq fractions de sisal considérées ($F_s = 0, 0,2, 0,4, 0,6$ et $0,8 \%$), respectivement, avec une teneur en polymères de 9% .



(a)

(b)



(c)

Fig 5.1 : Effet des teneurs en fibres sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS1 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc=9%, (c) PVAc=12%.

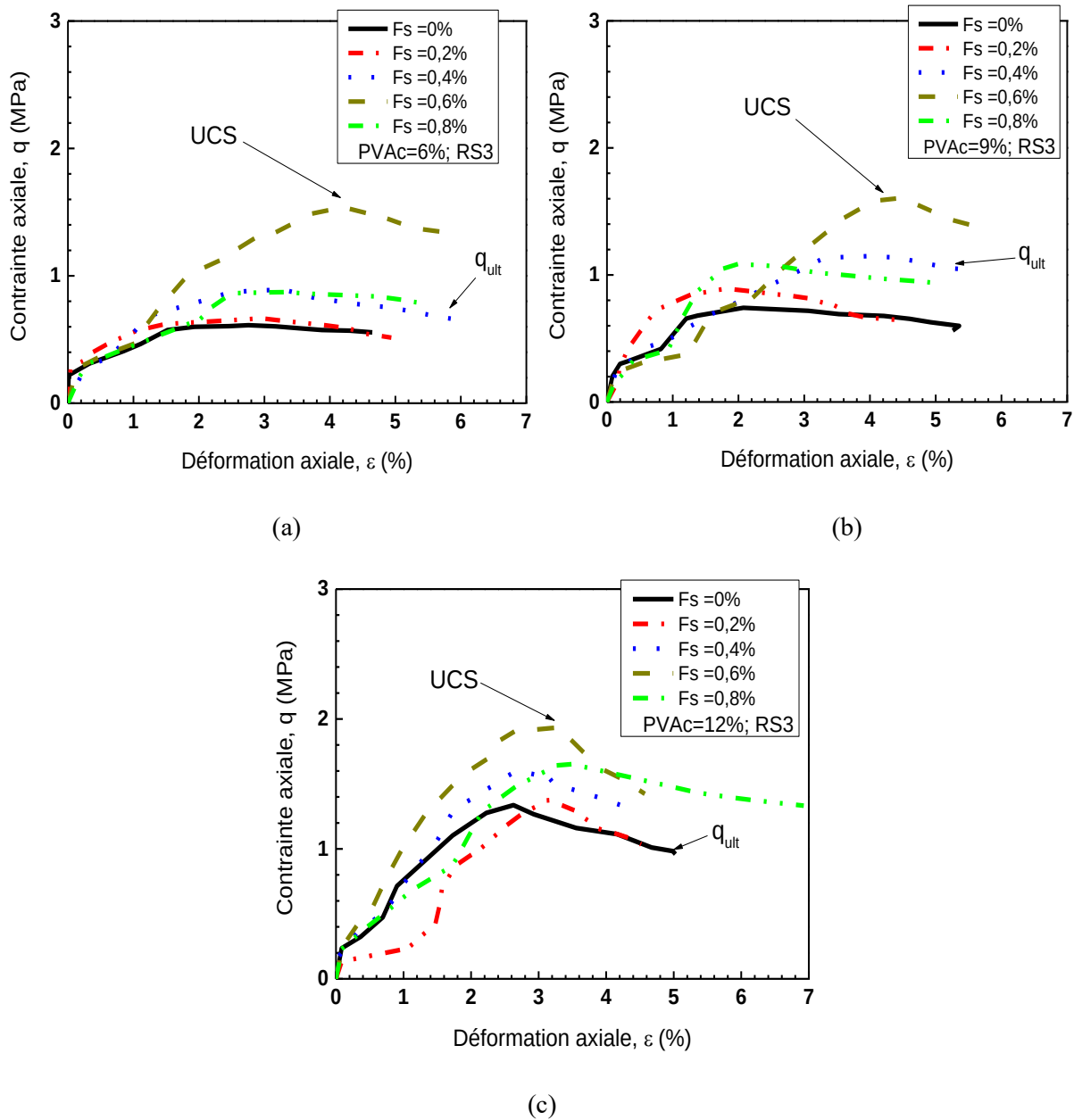


Fig 5.2 : Effet des teneurs en fibres sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS3 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc=9%, (c) PVAc=12%.

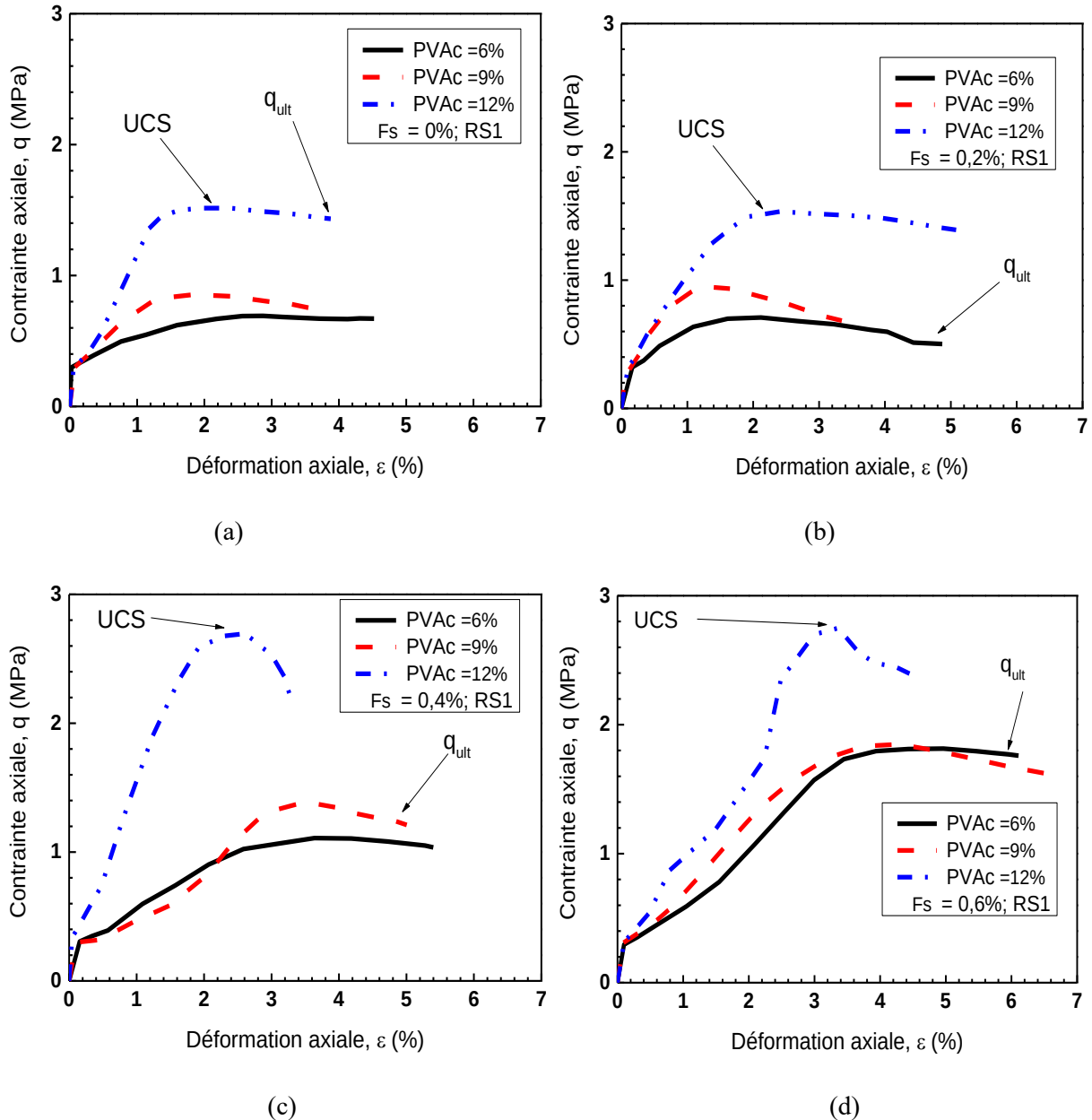
5.2.2. Effet des teneurs en polymère sur le comportement à la compression des mélanges sable-fibre de sisal

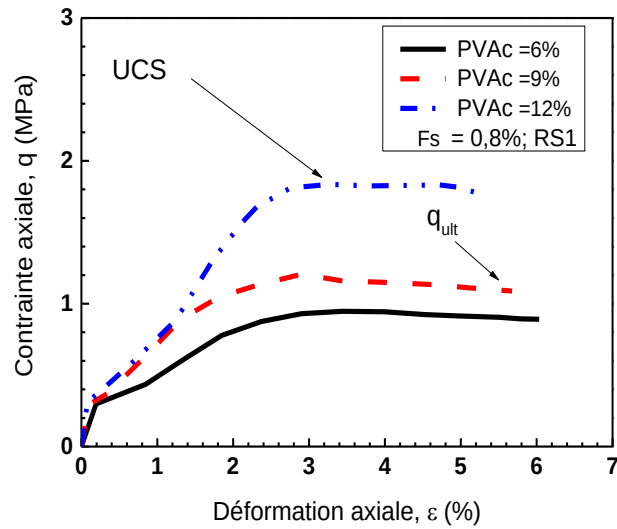
Pour analyser comment les différents taux de polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc = 6 %, 9 % et 12 %) affectent la réponse à la compression en termes de relation contrainte-déformation des mélanges sable-fibres de sisal, sont présentés dans les figures 5.3 et 5.4. Les

mélanges sable-fibres de sisal ont été reconstruits avec une teneur en fibres de sisal variant de 0 % à 0,8 %, par incréments de 0,2 %, en tenant compte des deux diamètres moyens différents ($D_{50}=0,63$ et 2,00 mm). Initialement, il a été observé que les contraintes initiales de tous les échantillons étaient quasi-similaires pour une déformation axiale d'environ 1%. Cette constatation suggère que le polymère et les fibres à l'intérieur de la matrice de sable n'ont pas encore commencé à fonctionner à cette étape. Lorsque la déformation axiale augmente encore, les contraintes augmentent également et atteignent des sommets, un polymère plus élevé entraînant un durcissement de l'échantillon. De manière spécifique, compte tenu de l'effet du polymère, la contrainte maximale des mélanges sable-fibres de sisal a été atteinte à environ 1,5 à 2 %, 1,6 à 2,2 %, 2 à 3 %, 3 à 4 % et de 2,5 à 3,8 % de déformation axiale, respectivement, pour des teneurs en fibres de sisal sélectionnées ($F_s=0$ %, 0,2 %, 0,4 %, 0,6 % et 0,8 %). Après ces déformations axiales, une phase de ramollissement est apparue, persistant jusqu'à la fin de l'essai de cisaillement, avec une valeur relativement stable où un état résiduel présentant la résistance ultime à la compression est atteint.

De plus, pour une déformation axiale et une teneur en fibres données, comme les présentent les figures 5.3 et 5.4, le comportement global du sol a été significativement modifié par l'inclusion du polymère. Les résultats confirment que la résistance à la compression augmente de manière significative avec l'augmentation de la teneur en polymère tout en tenant compte les deux diamètres moyens des grains. Spécifiquement, les résistances maximales au cisaillement des échantillons avec PVAc=12% étaient améliorées de (119%, 116%, 144%, 52% et 94% pour $D_{50}=2.00$ mm, et de 118%, 107%, 79%, 26% et 91% pour $D_{50}=0.63$ mm) que celles des échantillons renforcés avec PVAc=6%. Ce comportement peut être attribué à la capacité du polymère à dévier et à se disperser, formant un réseau spatial dans la matrice du sable qui restreint le mouvement des particules de sable grâce à sa force d'interaction. Le développement de la force de frottement dans la zone de contact entre la fibre et les particules de sable joue un rôle crucial dans l'ensemble du processus d'interaction. Les résultats obtenus par cette étude s'alignent bien avec ceux des essais en compression non confinée menés par divers chercheurs ; [Mirzababaei et al. \(2018\)](#), qui ont utilisé l'alcool polyvinylique et l'acide butane tétra carboxylique pour stabiliser les mélanges d'argile molle et de fibres courtes, l'étude de [Wei et al. \(2018\)](#) sur l'impact de la fibre de sisal et de l'adjuvant de polyuréthane sur la résistance et le comportement mécanique des sables, les résultats de [Bai et al. \(2019\)](#) sur le comportement non confiné du sable composite stabilisé avec des polymères organiques et des fibres naturelles, sont également en accord avec les résultats de la présente

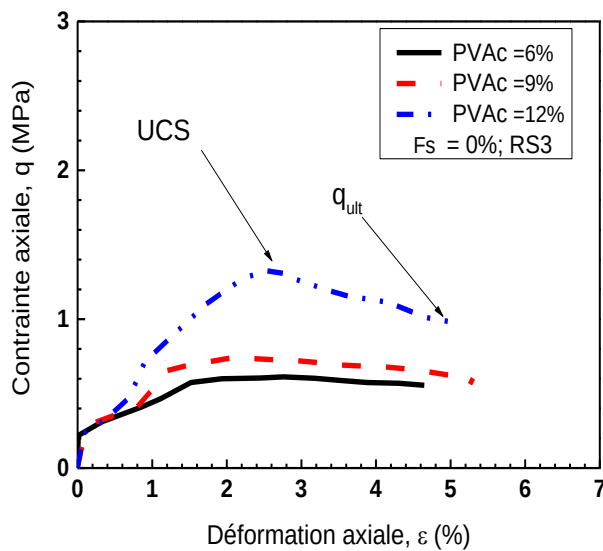
étude, ainsi que la recherche de [Liu et al. \(2017, 2018 et 2020\)](#) a également utilisé des polymères organiques en tant que sable renforcé. Ils sont aussi en accord avec l'essai de cisaillement direct à la boîte rapporté par [Hao et al. \(2023\)](#), qui ont utilisé un prépolymère de polyuréthane et des fibres de sisal pour stabiliser le sable. La figure 5.5 présente les courbes du sable renforcé pendant les essais UCS à différentes déformations axiales ε (%) depuis le début de l'essai jusqu'à l'état ultime en considérant l'échantillon de sable de Chlef avec $D_{50}=0,63\text{mm}$, renforcé avec 9% de PVAc et 0,4% de fibres de sisal.



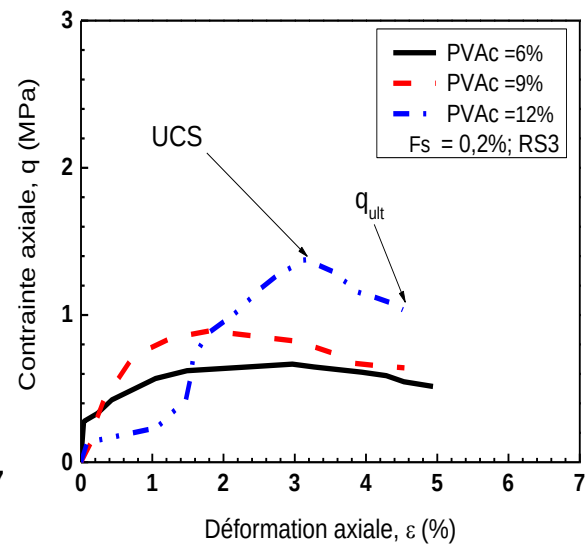


(e)

Fig 5.3 : Effet des teneurs en PVAc sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS1 ; (a) $F_s=0\%$, (b) $F_s=0,2\%$, (c) $F_s=0,4\%$, (d) $F_s=0,6\%$, (e) $F_s=0,8\%$.



(a)



(b)

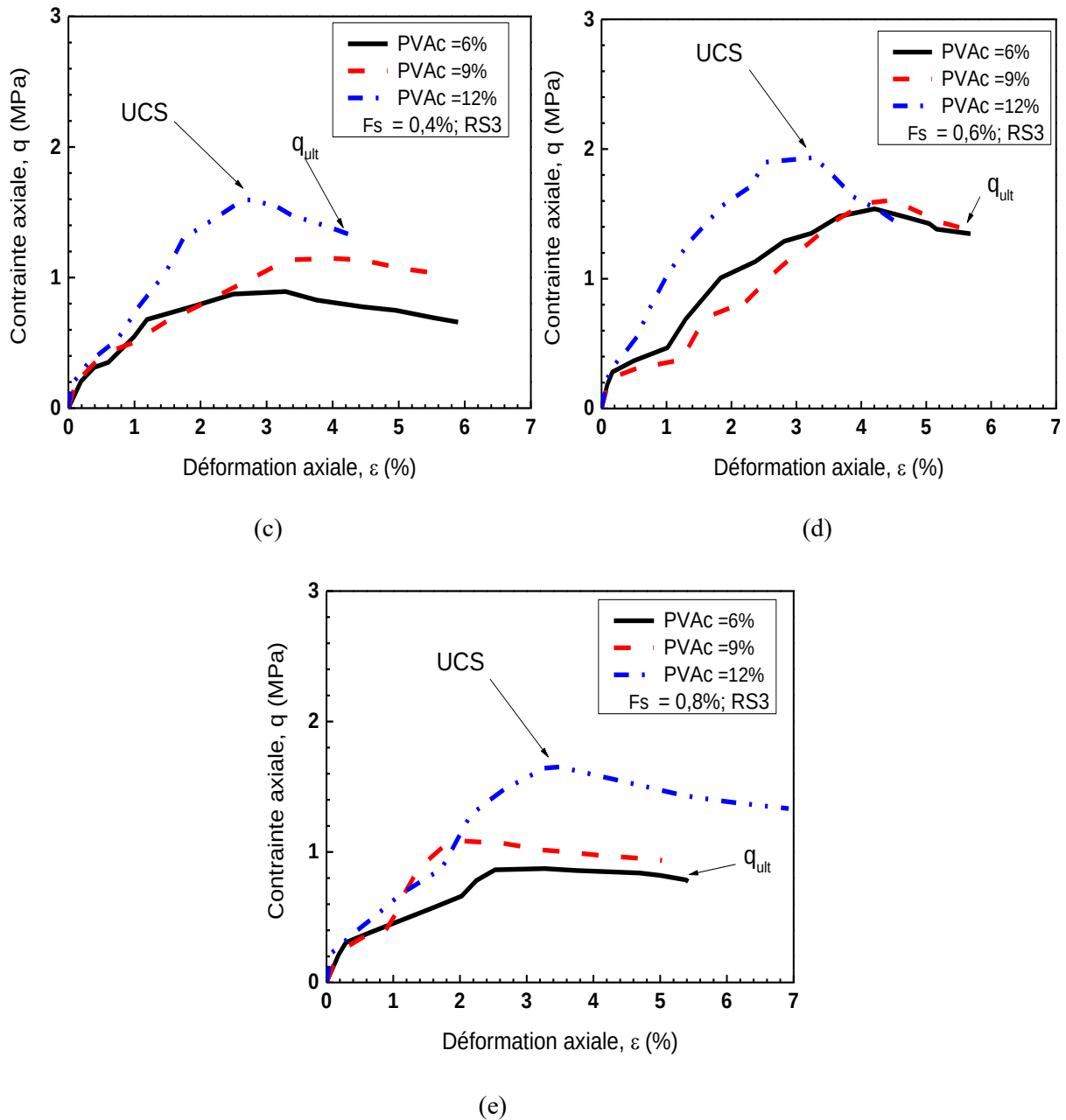


Fig 5.4 : Effet des teneurs en PVAc sur les courbes contrainte-déformation des mélanges ; RS3 ; (a) $F_s=0\%$, (b) $F_s=0,2\%$, (c) $F_s=0,4\%$, (d) $F_s=0,6\%$, (e) $F_s=0,8\%$.

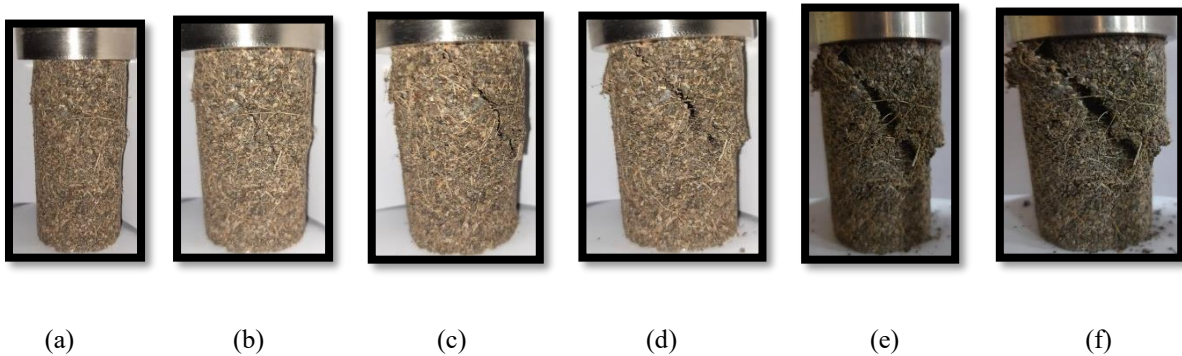


Fig 5.5: Photographies du sable renforcé pendant les essais UCS à différentes déformations axiales (RS3, PVAc=9%, Fs=0,4%) ; (a) $\varepsilon = 0\%$ (état initial), (b) $\varepsilon = 1\%$, (c) $\varepsilon = 2\%$, (d) $\varepsilon = 3\%$, (e) $\varepsilon = 4\%$, (f) $\varepsilon = 5,4\%$ (état final).

5.3. Comportements des mélanges en compression non confinée à l'état ultime

La figure 5.6 illustre la variation de la résistance à la compression non confinée à deux états différents : à l'état maximal (UCS) et à l'état ultime (qult, également appelé état résiduel) pour deux mélanges binaires enrichis de 6 %, 9 % et 12 % de PVAc, avec différentes teneurs en fibres de sisal allant de 0 % à 0,8 %, en tenant compte des deux catégories de sols sableux ($D_{50} = 0,63$ mm et 2,00 mm). En général, les résultats de ces essais mettent en évidence l'impact substantiel de l'incorporation des fibres de sisal et du polymère d'acétate de polyvinyle dans l'évaluation des améliorations des propriétés du sol granulaire en termes de contraintes à l'état maximal et à l'état ultime (UCS et qult), comme le montrent les figures 4.6a et 4.6b, respectivement. D'après ces dernières, il est clair que les deux valeurs de résistance à la compression (UCS et qult) augmentent avec des niveaux plus élevés de teneur en fibres de sisal. La résistance atteint son maximum lorsque la teneur en fibres naturelles atteint une valeur optimale de (Fs=0,6 %), après quoi elle commence à diminuer avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal, tant pour les deux D_{50} que pour les trois PVAc sélectionnés. Par exemple, pour les échantillons ayant une teneur en PVAc de 6 %, l'incorporation d'une teneur en fibres de sisal allant de 0 % à 0,6 % entraîne une augmentation des contraintes de compression de 0,612 à 1,539 MPa, et de 0,692 à 1,814 MPa pour la contrainte (UCS) ; de 0,556 à 1,347 MPa, et de 0,656 à 1,759 MPa pour la contrainte de rupture (qult), et ce, pour les sables ayant un D_{50} de 0,63 et de 2,00 mm, respectivement. Néanmoins, avec des augmentations supplémentaires des teneurs en fibres (Fs=0,8 %), les contraintes de compression diminuent, les échantillons contenant 0,8 % de fibres présentant des valeurs de UCS de 0,872 et 0,947 MPa, et des valeurs qult de 0,774 et 0,891 MPa pour les deux valeurs de diamètres moyens D_{50} (0,63 et 2,00 mm), respectivement.

De plus, lorsqu'on examine l'impact du polymère d'acétate de polyvinyle à une teneur en fibres fixe et à une taille de grain moyenne constante, il est évident, d'après les graphes, que les valeurs de résistance au cisaillement aux deux états (UCS et qult) augmentent systématiquement lorsque que les teneurs en PVAc augmentent pour toutes les éprouvettes reconstituées, comme prévu. Ainsi, pour les échantillons reconstitués avec Fs=0% et un diamètre moyen des grains (D_{50}) de 0,63 mm, la contrainte à l'état maximale (UCS) et la

contrainte à l'état ultime (qult) augmentent respectivement de 0,692 à 1,515 MPa et de 0,656 à 1,433 MPa lorsque la teneur en polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) passe de 6 % à 12 %.

En outre, les tendances observées dans le comportement des sols suggèrent fortement un impact significatif du diamètre moyen des grains sur l'amélioration de la résistance au cisaillement non confiné (à l'état maximal et à l'état ultime) pour les mélanges sable-fibres de sisal stabilisés avec de polymères d'acétate de polyvinyle. Spécialement, les échantillons ayant un diamètre moyen plus important ($D_{50} = 2,00$ mm, RS1) présentent des valeurs plus élevées de UCS et de qult par rapport aux échantillons ayant un diamètre moyen plus faible ($D_{50} = 0,63$ mm, RS3) dans les mêmes conditions. Par exemple, pour une teneur en PVAc de 12 %, une augmentation du D_{50} de 0,63 à 2,00 mm a entraîné une augmentation du UCS et du qult de 1,934 à 2,748 MPa et de 1,422 à 2,337 MPa, respectivement, en considérant les échantillons renforcés avec $F_s=0,6$ %. Cette progression significative des résistances au cisaillement maximale et ultime peut être attribuée à l'augmentation du diamètre moyen des grains, qui se traduit par un élargissement substantiel de la taille des particules. Plus précisément, pour $D_{50}=2,00$ mm, où 50 % des particules de l'échantillon est comprise entre 2,00 mm et 4,00 mm, tandis que pour $D_{50}=0,63$ mm, 50 % des particules est une fraction comprise entre 0,63 mm et 4,00 mm. Cela suggère que les échantillons de diamètre moyen, le plus élevé $D_{50}=2,00$ mm, contribue à une augmentation plus grande de la résistance au cisaillement des mélanges sable-fibres de sisal stabilisés avec de polymère PVAc. Afin d'estimer la variation de UCS et de la résistance ultime de cisaillement en fonction de la teneur en polymère d'acétate de polyvinyle et de la teneur en fibres de sisal des matériaux étudiés, pour les deux diamètres moyens ($D_{50}=0,63$ et 2,00 mm), l'équation 5.1 est suggérée pour évaluer la résistance maximale UCS ainsi que la résistance ultime au cisaillement respectivement. Le tableau 5.1 illustre les coefficients a, b, c, d, e et z pour les matériaux renforcés sélectionnés dans le cadre de cette étude :

$$\text{UCS or } q_{ult} = z \cdot a \cdot (\text{PVAc}) + b \cdot (F_s) + c \cdot (\text{PVAc})^2 - d \cdot (F_s)^2 + e \cdot (F_s) \cdot (\text{PVAc}) \quad (5.1)$$

Tableau 5.1 : Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (5.1).

	Sable de rivière	z	a	b	c	d	e
UCS	RS1	2,01	-0,47	3,46	0,035	-3,5	0,02
	RS2	1,02	-0,186	2,075	0,017	-1,587	-0,015
Q _{ult}	RS1	2,27	-0,521	2,95	0,037	-2,69	-0,005
	RS2	0,683	-0,102	1,712	0,009	-1,28	-0,005
E _p	RS1	54,32	-11,31	118,56	0,94	-62,48	-3,039
	RS2	67,83	-13,12	79,07	0,86	-76,08	1,94

D'autre part, dans cette recherche, nous avons introduit un nouveau paramètre appelé facteur d'amélioration (EF), pour évaluer le mécanisme d'amélioration du sable lorsqu'il est combiné avec des fibres de sisal et du polymère d'acétate de polyvinyle. La EF quantifie la résistance à la compression (à l'état maximal et à l'état ultime) en comparant les mélanges de sable-fibres de sisal a ceux de sable pur.

$$EF_{UCS} = \frac{UCS_{Fs \neq 0\%}}{UCS_{Fs = 0\%}} \quad (5.2) \quad \text{and} \quad EF_{qult} = \frac{qult_{Fs \neq 0\%}}{qult_{Fs = 0\%}} \quad (5.2)$$

Où : $UCS_{(Fs \neq 0\%)}$ est la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-fibres, $UCS_{(Fs = 0\%)}$ est la résistance à la compression non confinée du sable pur, $qult_{(Fs \neq 0\%)}$ est la résistance à la rupture des mélanges sable-fibres et $qult_{(Fs = 0\%)}$ est la résistance à la rupture du sable pur. Dans ce contexte, la figure 5.7 illustre la relation entre les deux facteurs de renforcement (EF_{UCS} et EF_{qult}) et les teneurs en fibres de sisal en tenant compte de la plage de D_{50} et du polymère PVAc sélectionné. Ces graphes, montrent clairement qu'il existe une forte corrélation entre les facteurs d'amélioration ($(EF_{UCS}$ et $EF_{qult})$) et les proportions de fibres de sisal contenues dans tous les matériaux examinés. Spécifiquement, le graphe en 2 dimensions (2D), indique que le facteur d'amélioration (EF) commence par une valeur de 1, puis augmente progressivement jusqu'à une teneur en fibres de sisal de 0,6 %. Par la suite, les EF pour les deux états, maximal et ultime, commencent à diminuer relativement avec des augmentations supplémentaires des pourcentages de fibres de sisal jusqu'à 0,8 % pour les

deux catégories de mélanges étudiés, en tenant compte des diamètres moyens des grains ($D_{50}=0,63$ mm et 2,00 mm) et des pourcentages testés du polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc=6 %, 9 % et 12 %). Ceci suggère que le principal facteur responsable de ces variations, est la présence de fibres de sisal qui, lorsqu'elles sont incorporées dans le sable pur de texture plus grossière, occupent les espaces entre les particules. Cela permet de combler les vides entre les particules de sable. En revanche, lorsque la teneur en fibres de sisal est augmentée de ($F_s=0,6$ %), une plus grande abondance de fibres génère des vides plus importants entre les particules de l'échantillon.

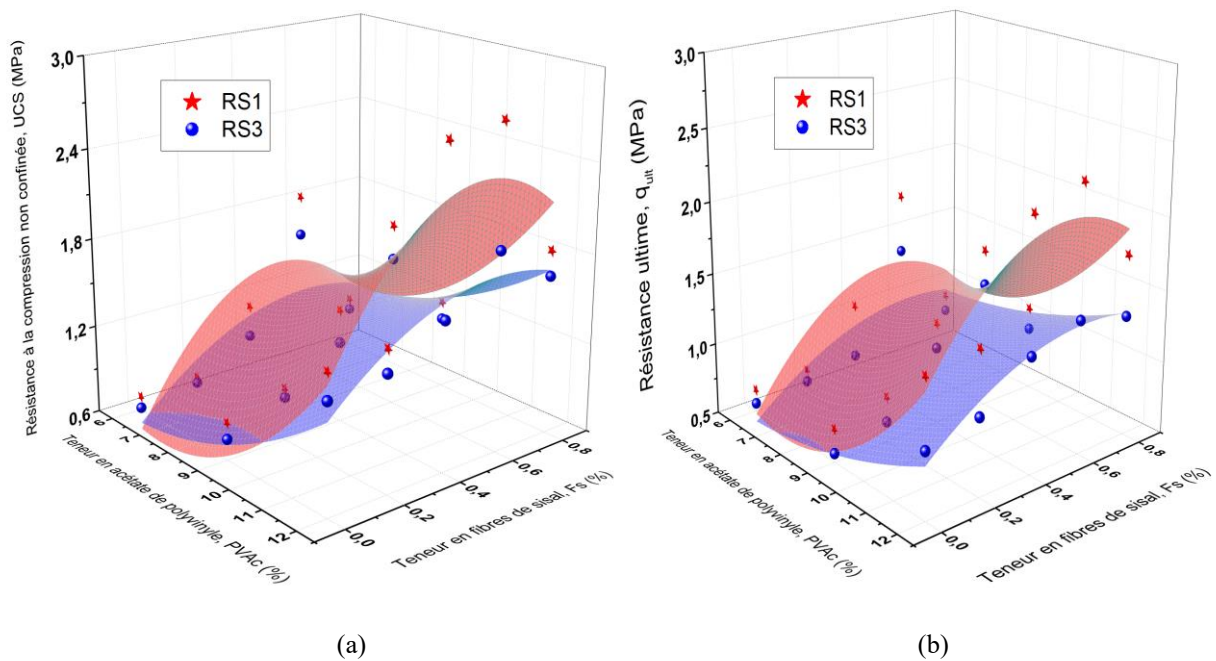
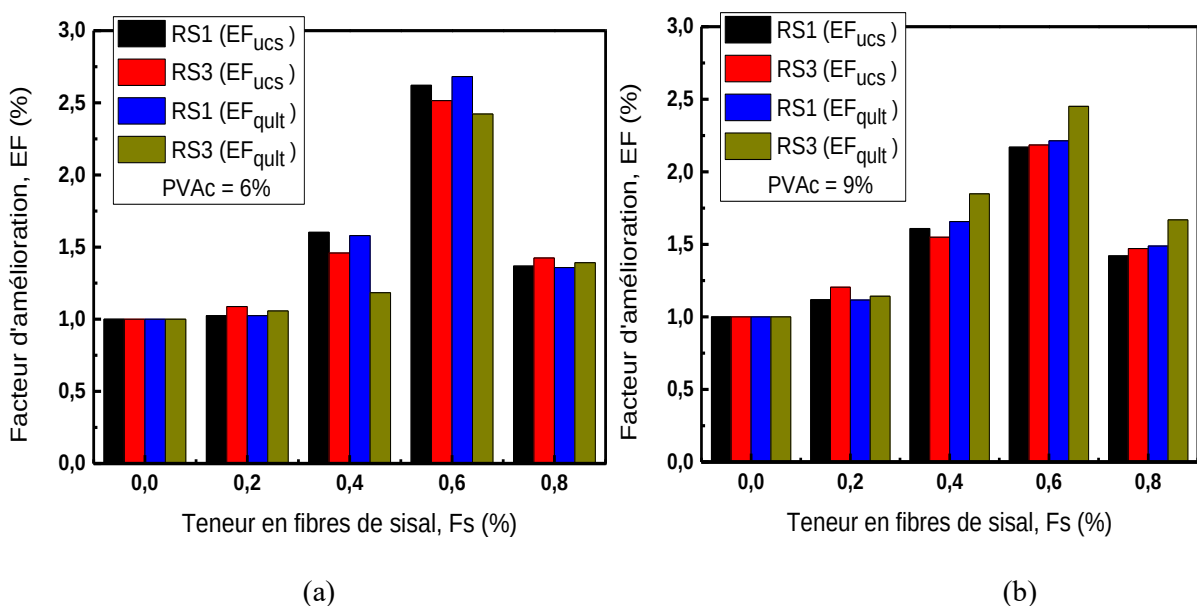
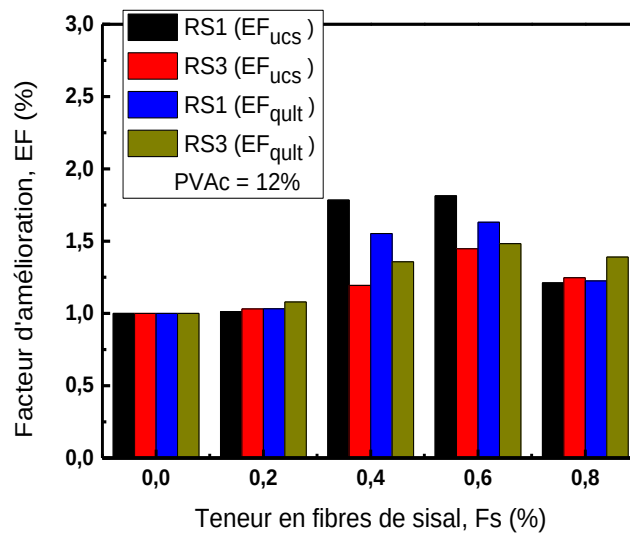


Fig 5.6 : Résistance au cisaillement en fonction des fibres de sisal et des teneurs en polymère PVAc pour les échantillons testés ; (a) - UCS, (b) - Résistance ultime.





(c)

Fig 5.7 : Facteurs d'amélioration (EF_{UCS} et EF_{qult}) en fonction de F_s ; (a) -PVAc=6%, (b) -PVAc =9%, (c) -PVAc =12%.

5.4. Déformation axiale à l'état de résistance maximale et paramètre de ductilité

Les résultats de la déformation axiale à l'état de résistance maximale en fonction de la teneur en fibres et du polymère d'acétate de polyvinyle, en tenant compte des deux diamètres moyens ($D_{50}=0,63$ et $2,00$ mm), sont présentés dans la figure 5.8. Les courbes montrent que les tendances liées à l'effet de la teneur en fibres de sisal sur la déformation axiale à l'état de résistance maximale sont cohérentes avec les tendances précédentes observées pour le UCS et le q_{ult} . Spécialement, les seuils pour la teneur en fibres de sisal se situent toujours à $F_s=0,6$ %, ce qui indique que l'ajout de fibres de sisal jusqu'à ce point entraîne une augmentation de la déformation axiale à l'état de résistance maximale, tandis que des ajouts supplémentaires au-delà de ce point entraînent une diminution de la déformation axiale. Prenons l'exemple d'une teneur en polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) de 6 %, la déformation axiale à l'état de résistance maximale passe de 2,75 % à 4,29 % et de 2,11 % à 4,96 % avec l'ajout en fibres de sisal de 0 % à 0,6 %. Néanmoins, au-delà de ce point, la déformation axiale diminue avec de nouvelles augmentations de la teneur en fibres ($F_s=0,8\%$), atteignant $\varepsilon=3,26\%$ et $3,43\%$ pour les deux catégories de sables ($D_{50}=0,63$ mm et $2,00$ mm), respectivement. De plus, les résultats indiquent qu'en général, la déformation axiale à l'état de rupture maximale des mélanges examinés augmente au fur et à mesure que la teneur en polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) diminue.

Pour bien comprendre et analyser l'impact de la fibre de sisal et du polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) sur le comportement du sable en compression non confinée, le concept de paramètre de ductilité (D) est introduit (équation 5.4). La ductilité fait référence à la capacité d'un matériau ou d'un système structurel à subir une déformation dans la phase post-élastique avant la rupture sans subir une réduction significative de la résistance à la compression (Sung-Sik, 2011 et Bekhiti et al., 2019). Dans ce travail expérimental, le paramètre de ductilité D est proposé et défini comme une mesure de la ductilité des sols sableux renforcés à la fois par un stabilisateur polymère et des inclusions de fibres naturelles.

$$D = \frac{\varepsilon_{(F_s \neq 0\%)}}{\varepsilon_{(F_s = 0\%)}} \quad (5.4)$$

La déformation axiale à la rupture maximale des éprouvettes renforcées par de fibres de sisal est représentée par $\varepsilon_{(F_s \neq 0\%)}$, tandis que $\varepsilon_{(F_s = 0\%)}$ correspond à la déformation axiale à la rupture des éprouvettes qui ne sont pas renforcées. Dans ce contexte, le paramètre de ductilité de deux catégories de sables traités avec différents polymères d'acétate de polyvinyle et fibres de sisal est présenté dans la figure 5.9. On observe que le paramètre de ductilité des échantillons est influencé de manière significative par les pourcentages de fibres de sisal et de polymères d'acétate de polyvinyle, ainsi que par le diamètre moyen des grains. Notamment, lorsque la fibre de sisal est introduite à côté du polymère d'acétate de polyvinyle, la ductilité des échantillons présente un profil distinct. Initialement, lorsque la proportion de fibres de sisal augmente, la ductilité des échantillons augmente également, atteignant une valeur maximale avant de diminuer par la suite. Plus précisément, les échantillons renforcés avec une teneur en fibres de sisal de 0,6 % présentent la ductilité la plus élevée parmi tous les échantillons. Cela souligne l'effet bénéfique de l'incorporation d'une teneur en fibres appropriée avec du polymère d'acétate de polyvinyle en même temps, pour améliorer la ductilité des matériaux testés. Sur la base de cette figure, il est clair que les mélanges sable-fibres de sisal stabilisés avec 9 % de polymère d'acétate de polyvinyle montrent une plus grande ductilité par rapport à ceux stabilisés avec 6 % et 12 % de polymère d'acétate de polyvinyle, sauf pour les échantillons à $F_s=0,2$ % préparés avec $D_{50}=0,63$ mm, et à $F_s=0,8$ % avec $D_{50}=2,00$ mm. Par ailleurs, pour une teneur donnée en fibres de sisal et en PVAc, les résultats des essais indiquent que les valeurs de ductilité (D) sont généralement plus élevées pour les échantillons préparés avec un $D_{50}=2,00$ mm que pour ceux préparés avec un $D_{50}=0,63$ mm. Pour illustrer, les échantillons renforcés avec $F_s=0,6\%$, une augmentation de D_{50} de 0,63 à 2,00 mm a entraîné une augmentation de la ductilité de 1,56 à 2,35, de 2,37 à

2,85, et de 1,41 à 1,58, en considérant les différentes teneurs en polymère d'acétate de polyvinyle de 6%, 9%, et 12%, respectivement.

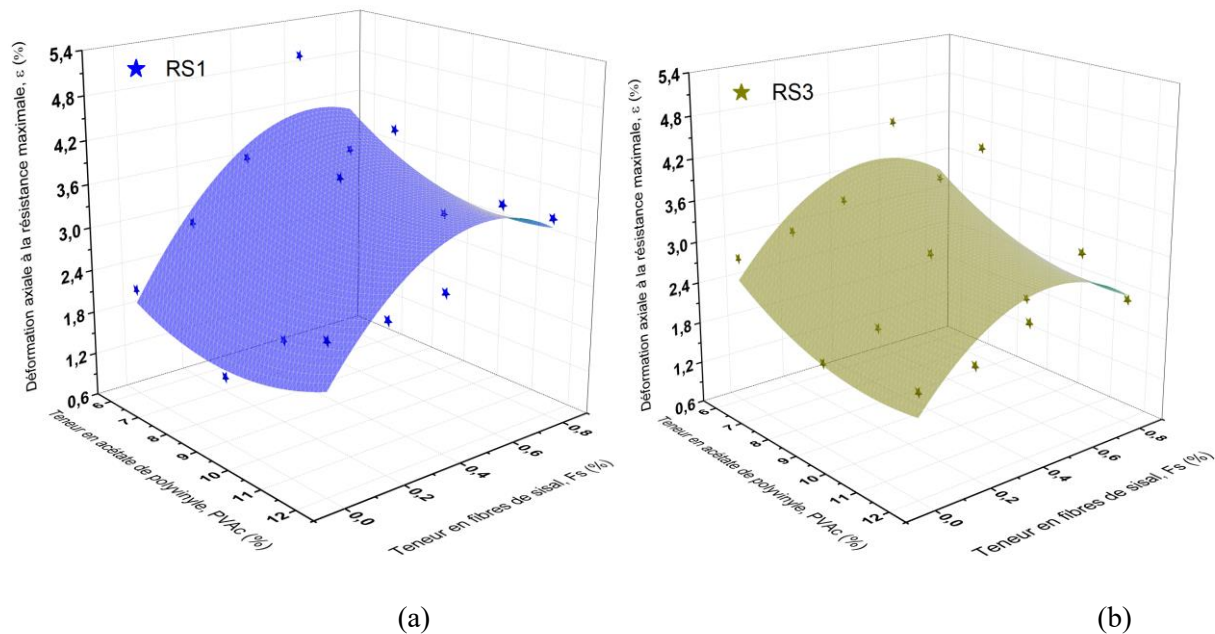
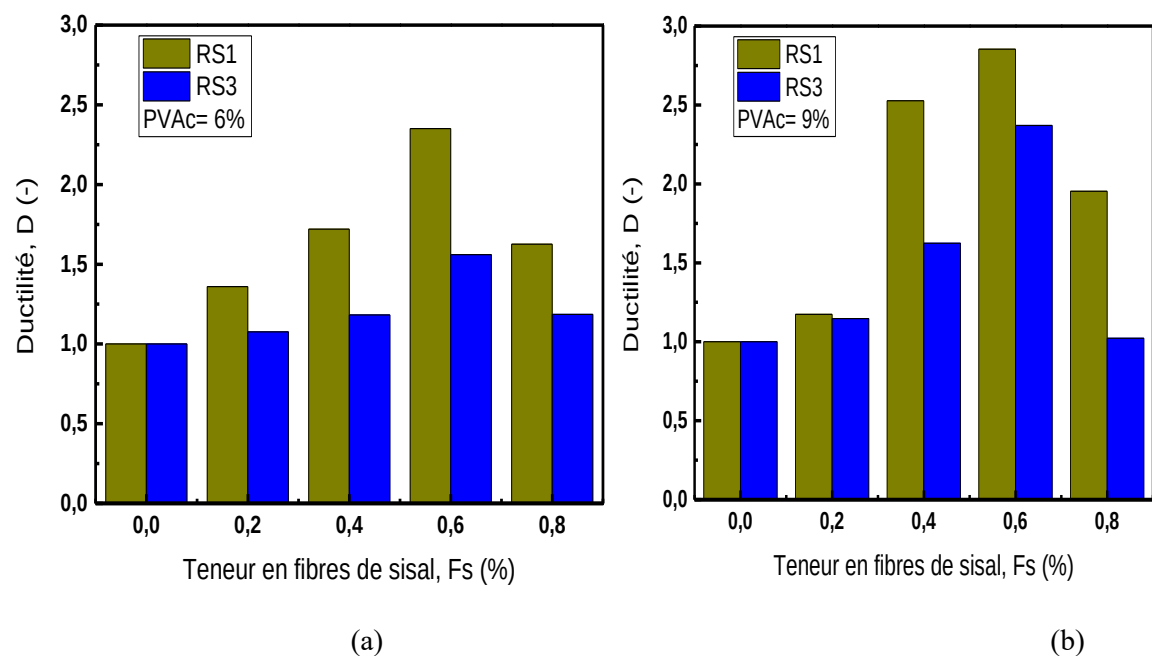
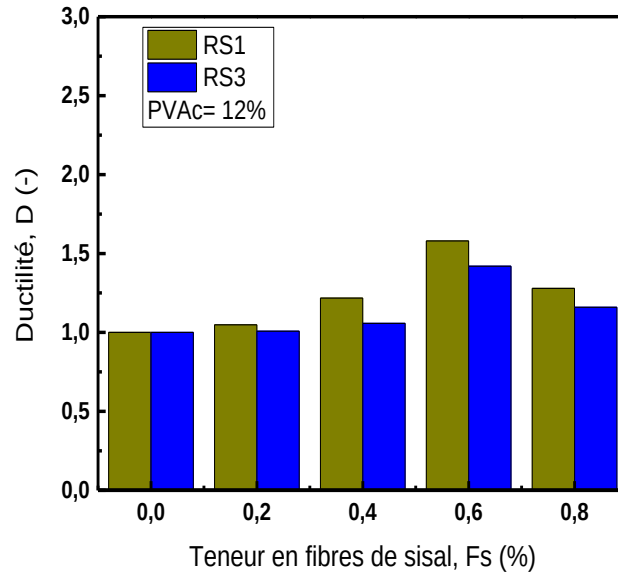


Fig 5.8 : Déformation axiale à l'état de rupture maximale en fonction des fibres de sisal et des teneurs en polymère PVAc pour les échantillons testés ;

(a) - RS1, (b) - RS3





(c)

Fig 5.9 : Ductilité en fonction de la teneur en fibres de sisal pour les matériaux étudiés ; (a) -PVAc=6%, (b) - PVAc =9%, (c) -PVAc =12%.

5.5. Énergie de déformation des matériaux étudiés

Pour investiguer la relation complexe entre l'énergie de déformation observée au pic et les variations de composition impliquant le polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc) et les fibres de sisal au sein de deux catégories distinctes de sables, dénommées RS1 et RS3, chacune caractérisée par des diamètres moyens des grains différents. L'énergie de déformation, définie ici comme l'énergie nécessaire pour déformer un échantillon jusqu'à un niveau de déformation équivalent à sa contrainte maximale (Hamidi et al. 2013), est un paramètre essentiel pour évaluer le comportement mécanique des matériaux examinés. Le calcul de l'absorption d'énergie consiste à déterminer la surface sous la courbe contrainte-déformation jusqu'à une valeur de déformation spécifique choisie (Mirzababaei et al.2018 et Bai et al. 2019) selon l'équation suivante :

$$E = \sum_{i=0}^{i=n} \frac{(q_i + q_{i+0.25})}{2} \times 0.0025 \quad (5.5)$$

Où E (kJ/m³) représente l'énergie de déformation du sable traité ; i (%) désigne la déformation axiale, augmentant par incréments de 0,25 % ; la déformation axiale sélectionnée est représentée par n (%) ; q_i (kPa) indique la contrainte axiale correspondant à la déformation i ; et enfin, 0,25 (%) représente l'intervalle de déformation axiale. Lors des essais expérimentaux, il a été constaté que l'énergie de déformation aux valeurs maximales présentait un schéma nuancé avec l'incorporation de fibres de sisal et les teneurs en PVAc en

tenant compte des deux diamètres moyens D_{50} , comme illustré dans la figure 5.10. En général, les données obtenues pour l'énergie de déformation confirment toutes les tendances observées précédemment, y inclus la UCS, la résistance ultime au cisaillement et la ductilité. L'analyse montre clairement que la teneur en fibres de sisal joue un rôle crucial dans l'amélioration de l'énergie de déformation dans les sols sableux, en tenant compte à la fois de la taille moyenne des grains et des valeurs de la teneur en PVAc.

Spécifiquement, pour une teneur en PVAc fixe, l'énergie de déformation présente une tendance à la hausse lorsque la teneur en fibres de sisal augmente, atteignant une valeur maximale lorsque la teneur en fibres atteint un seuil de ($F_s=0,6\%$). Par exemple, lorsque 9 % de PVAc et 0,6 % de fibres de sisal ont été introduits dans le mélange, une amélioration perceptible de l'énergie de déformation maximale (E_p), quantifiée par une augmentation en pourcentage de 117 % et 143 %, respectivement, a été observée pour les catégories de sable RS1 et RS3, par rapport à leurs homologues non renforcés. La manifestation de niveaux d'énergie de déformation plus élevés indique un comportement plus ductile des composites sable-fibre PVAc. Par la suite, une tendance à la diminution de l'énergie de déformation a été observée lorsque la teneur en fibres de sisal a été augmentée jusqu'à 0,8 %, un phénomène observé dans les deux catégories de sable (la réduction de l'énergie de déformation s'élevait à 25 % pour $D_{50}=0,63$ mm et à 24 % pour $D_{50}=2,00$ mm).

En outre, l'introduction de concentrations plus élevées d'acétate de polyvinyle dans les mélanges a entraîné une augmentation notable de l'énergie de déformation maximale. Ainsi, si l'on considère $F_s=0,6$ %, l'incorporation de 12 % de PVAc a entraîné une nouvelle augmentation de l'énergie de déformation maximale, quantifiée par un pourcentage d'augmentation de 37 % et de 15 % pour RS1 et RS3, respectivement. Il est certain que si l'on considère les mêmes teneurs en fibres et en PVAc, les échantillons reconstitués avec un $D_{50}=2,00$ mm présentent des niveaux d'énergie de déformation plus élevés que ceux préparés avec un $D_{50}=0,63$ mm. L'équation 6 est proposée pour établir une relation entre l'énergie de déformation maximale et les deux paramètres (F_s et PVAc), en tenant compte des deux catégories de sables étudiées.

$$E_p = z \times (PVAc) + b \times (F_s) + c \times (PVAc)^2 - d \times (F_s)^2 - e \times (F_s) \times (PVAc) \quad (5.6)$$

Le tableau 5.2 mentionne les coefficients a, b, c, d, e et z pour les deux catégories de sable.

Tableau 5.2 : Coefficients a, b, c, d, e et z pour l'équation (5.6).

RS _{1/3}	Z	a	b	c	d	e
RS1	54,32	-11,31	118,56	0,94	-62,48	-3,039
RS3	67,83	-13,12	79,07	0,86	-76,08	1,94

Dans cette section, nous intégrons un paramètre supplémentaire appelé facteur d'augmentation de l'énergie de déformation (EF_{EP}) pour évaluer la dynamique de l'énergie de déformation du sable lorsque le polymère d'acétate de polyvinyle et les fibres de sisal sont incorporé dans ce dernier. Le (EF_{EP}) permet de quantifier l'énergie de déformation maximale des mélanges sable-fibres de sisal par rapport au sable pur, comme l'exprime l'équation 5.7 :

$$EF_{EP} = \frac{EP_{Fs \neq 0\%}}{EP_{Fs = 0\%}} \quad (5.7)$$

Où : $EP_{(Fs \neq 0\%)}$ est l'énergie de déformation au pic des mélanges sable- PVAc-fibres, $EP_{(Fs = 0\%)}$ est l'énergie de déformation au pic des échantillons sans fibres. La figure 5.11 illustre la corrélation entre le facteur d'augmentation de l'énergie de déformation (EF_{EP}) et la teneur en sisal (F_s) dans les matériaux étudiés, en considérant trois pourcentages différents de PVAc (6 %, 9 % et 12 %). Les graphes montrent clairement une relation solide entre (EF_{EP}) et la teneur en fibres de sisal. Spécifiquement, les mélanges de sable-fibre contenant une teneur en fibre de sisal de 0,6 % présentent des valeurs (EF_{EP}) plus élevées pour tous les pourcentages testés de polymère d'acétate de polyvinyle (allant de 6 % à 12 %) et ce, pour les catégories RS1 et RS3. Par ailleurs, le graphique révèle que (EF_{EP}) commence à une valeur de 1 et augmente progressivement jusqu'à une teneur en fibres de sisal de 0,6 %. Par la suite, les valeurs (EF_{EP}) commencent à diminuer relativement avec des augmentations supplémentaires des pourcentages de fibres de sisal jusqu'à 0,8 % pour les deux catégories de mélanges étudiées.

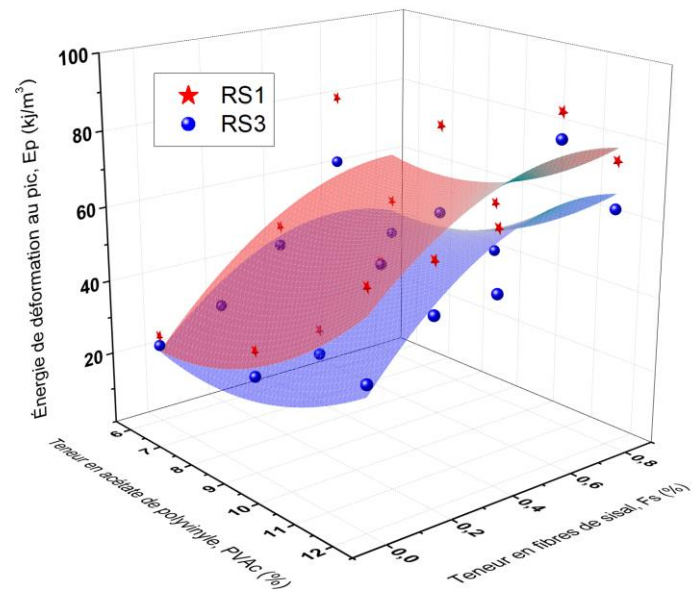
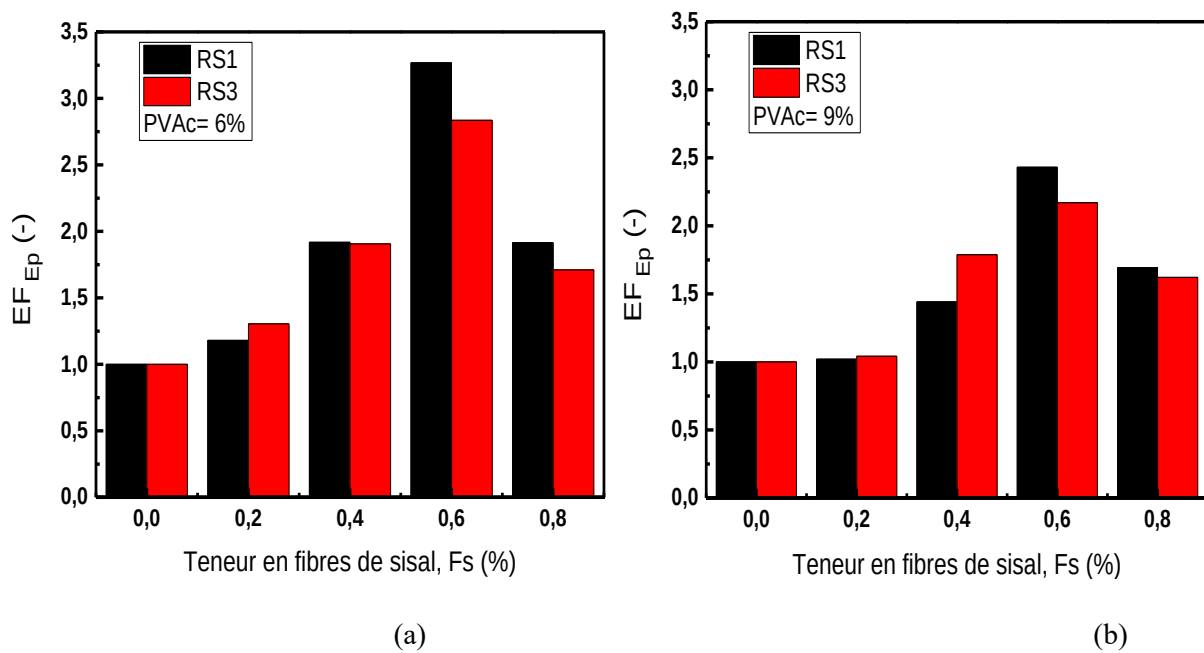
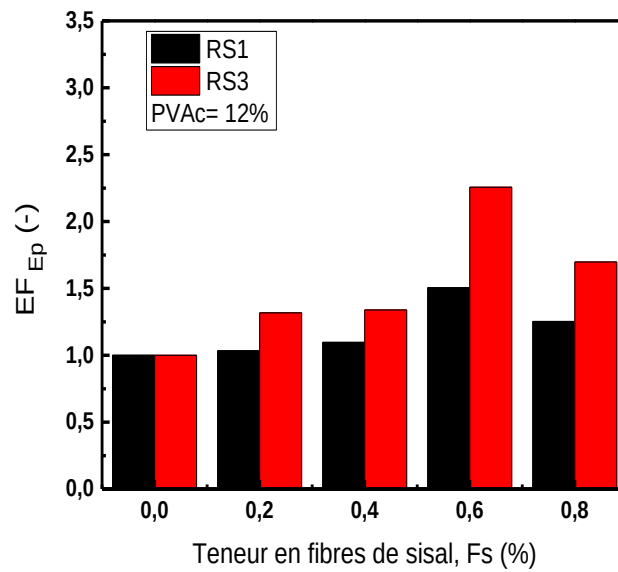


Fig 5.10 : Énergie de déformation au pic en fonction de la teneur en fibres de sisal et en polymère PVAc pour les échantillons testés.





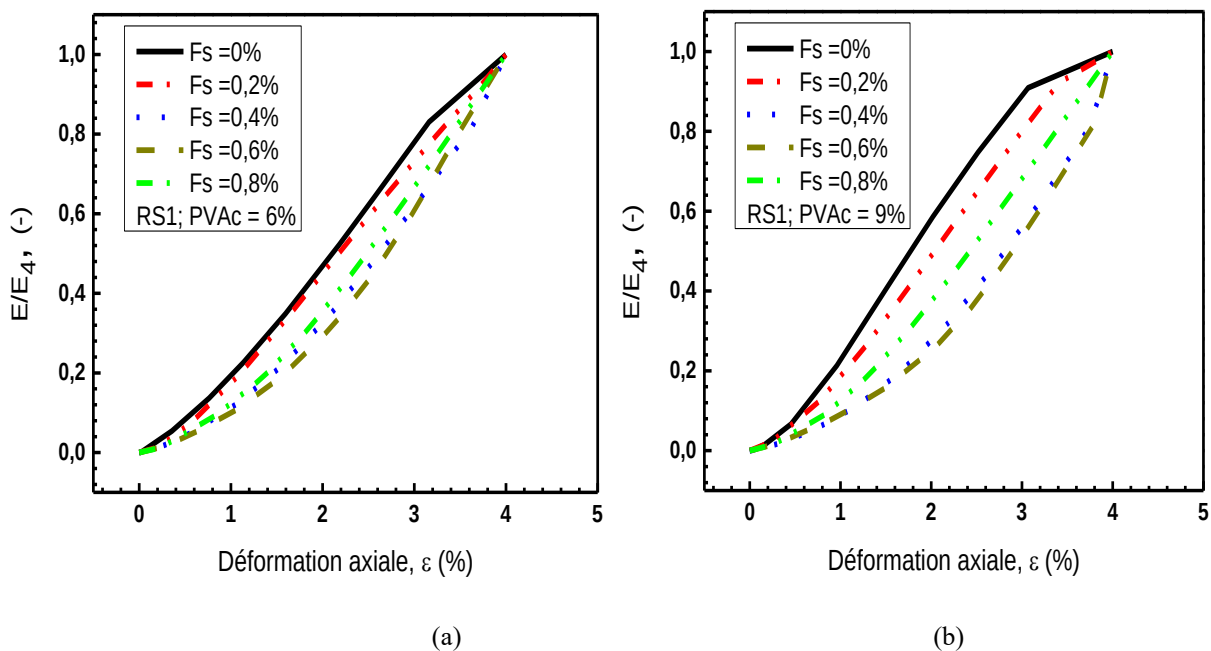
(c)

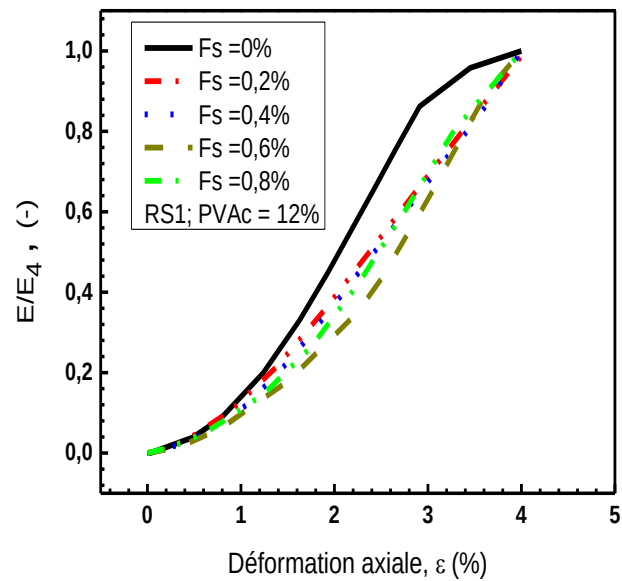
Fig 5.11: Facteur d'amélioration de l'énergie de déformation maximale (EF_{Ep}) en fonction de F_s ; (a) -PVAc=6%, (b) -PVAc=9%, (c) -PVAc=12%.

Dans cette recherche, nous approfondissons l'étude de mécanisme d'absorption de l'énergie de déformation, en examinant la relation entre l'énergie absorbée (E) pour diverses déformations axiales, normalisée à l'énergie absorbée à une déformation axiale de 4 % pour différentes teneurs en fibres (E/E_4). Les courbes d'énergie d'absorption normalisées de deux types de sables (RS1 et RS3), renforcés par des fibres de sisal et du polymère PVAc, sont illustrées dans les figures (5.12 et 5.13). Il est évident que la pente de la courbe du ratio d'absorption d'énergie se modifie notablement pour les mélanges sable-fibres de sisal-PVAc, en particulier autour de 80 % d'absorption d'énergie et 2,8 % de déformation axiale pour les échantillons sans fibres (RS1), comme le montre la figure 15. Avec une augmentation de la teneur en fibres de sisal de 0 % à 0,6 %, la pente de la courbe s'aplatit et la déformation axiale associée s'étend jusqu'à environ 3,5 %, ce qui est particulièrement visible pour les niveaux de PVAc de 9 % et 12 %. Par contre, il y a un changement négligeable dans la pente de la courbe du rapport d'absorption d'énergie à PVAc=6% pour différentes déformations axiales.

Néanmoins, dans le cas du deuxième groupe de mélanges (RS3, Figure 5.11), un petit changement dans la pente de la courbe pour le sable non renforcé peut être observé à 90% d'absorption d'énergie normalisée et à 3,4% de déformation axiale. Lorsque la teneur en fibres passe de 0 % à 0,6 %, la capacité d'absorption d'énergie normalisée augmente à un rythme à peu près constant, ce qui entraîne un changement notable de la pente de la courbe (aplatissement de la courbe) et une augmentation de la contrainte axiale associée d'environ 3,8

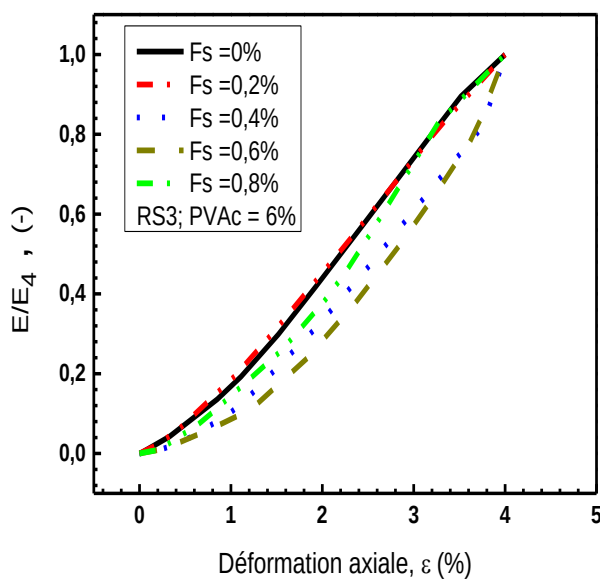
%, en particulier pour $F_s=0,6$ % en tenant compte de toutes les teneurs en polymère examinées. Cela indique que l'augmentation de la teneur en fibres améliore la capacité d'absorption d'énergie du matériau, ce qui affecte son comportement. Lorsque la teneur en fibres augmente de 0% à 0,6 % (aucun changement évident dans la pente de la courbe du rapport d'absorption d'énergie ne peut être observé à une teneur en fibres de 1 %). Cependant, pour les éprouvettes renforcées avec $F_s=0,8\%$, le changement de la pente de la courbe apparaît à nouveau lorsque l'absorption d'énergie normalisée est de 93% et que la déformation axiale est de 3,6%. Des recherches précédentes ont mis en évidence différents points correspondant à la rupture dans la courbe d'absorption d'énergie normalisée pour le sable cimenté renforcé par des fibres, notés à 50 % d'absorption d'énergie (Hamidi et al., 2013). Cette divergence peut provenir des différents comportements tels que l'élasticité, la ductilité et la flexibilité des matériaux de renforcement (Bai et al., 2019). Néanmoins, l'incorporation et l'augmentation de la teneur en fibres ont toutes les deux contribué à aplatir les pentes des courbes, ce qui indique une amélioration constante de la capacité d'absorption d'énergie du sable traité. Cette observation pourrait être attribuée à l'allongement des fibres, ce qui accroît leur capacité à absorber l'énergie à la même déformation axiale.



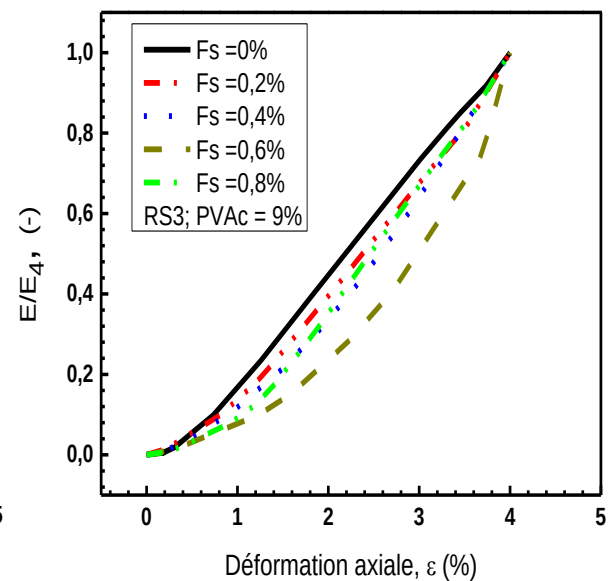


(c)

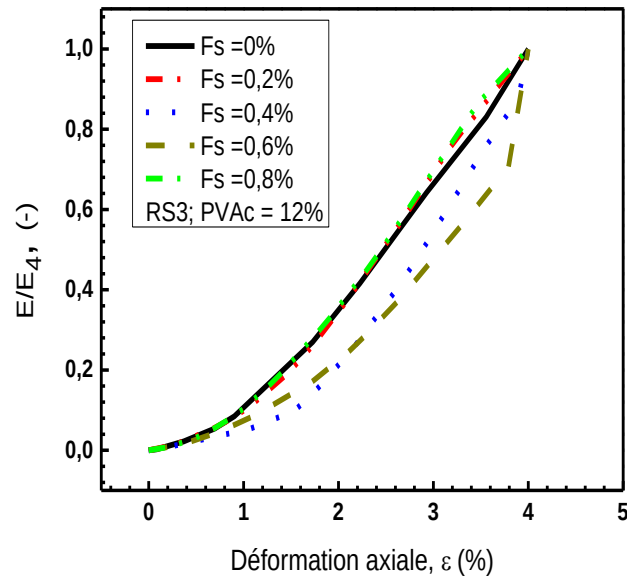
Fig 5.12 : Énergie de déformation normalisée en fonction de la déformation axiale ; RS1 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc=9%, (c) PVAc=12%.



(a)



(b)



(c)

Fig 5.13 : Énergie de déformation normalisée en fonction de la déformation axiale ; RS3 ; (a) PVAc=6%, (b) PVAc =9%, (c) PVAc =12%.

Les corrélations entre l'énergie de déformation maximale et l'UCS des mélanges sable-PVAc-fibres de sisal sont illustrées dans la figure 5.14. Cette évaluation tient compte de tous les paramètres étudiés, y compris la gamme complète des inclusions de fibres, les variations de la taille moyenne des particules et la variation de la teneur en PVAc. Les résultats révèlent un accord parfait, caractérisé par une relation linéaire, entre l'énergie de déformation maximale et la UCS des mélanges. Notamment, ces corrélations sont accompagnées de coefficients de détermination élevés ($R^2=0,97$), ce qui indique une forte relation statistique entre ces deux paramètres.

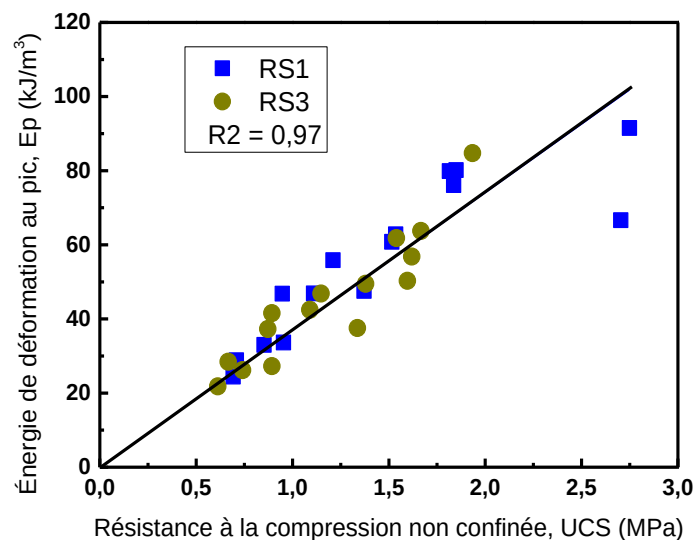


Fig 5.14 : Relation entre l'énergie de déformation maximale et les UCS.

5.6. Comparaison entre les paramètres prédits et mesurés

Dans cette partie, nous explorons les relations entre les données expérimentales et les paramètres prédictifs, en nous concentrant spécifiquement sur la résistance à la compression non confinée (UCS) et l'énergie de déformation maximale (E_p) des différents mélanges. Ces mélanges comprennent une gamme d'inclusions de fibres de sisal (Fs), ainsi que deux diamètres moyens de particules sélectionnés (RS1 avec $D_{50}=2,00$ mm et RS3 avec $D_{50}=0,63$ mm), et des concentrations variables de polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc), comme le montre la figure 5.15. Les relations entre les valeurs prédites et mesurées du UCS et de E_p sont représentées dans les figures 5.15a et 5.15b, respectivement.

Les valeurs prédites des UCS ont été générées à l'aide de l'équation 1, tandis que les valeurs de E_p ont été obtenues à l'aide de l'équation 6. Les résultats indiquent une forte corrélation d'une relation linéaire entre les paramètres prédits et ceux mesurés du UCS et de l'EP, caractérisée par un coefficient de détermination élevé ($R^2 = 0,97$ pour les deux paramètres). Ce résultat valide la précision des équations proposées dans la prévision de la UCS et de E_p en considérant tous les paramètres sélectionnés. De plus, les observations soulignent l'importance de tenir en compte à la fois du polymère d'acétate de polyvinyle et de fibres naturelles de sisal lors de la modélisation du mécanisme de cisaillement de ces mélanges, ce qui met en évidence la nécessité de modèles prédictifs complets et précis dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

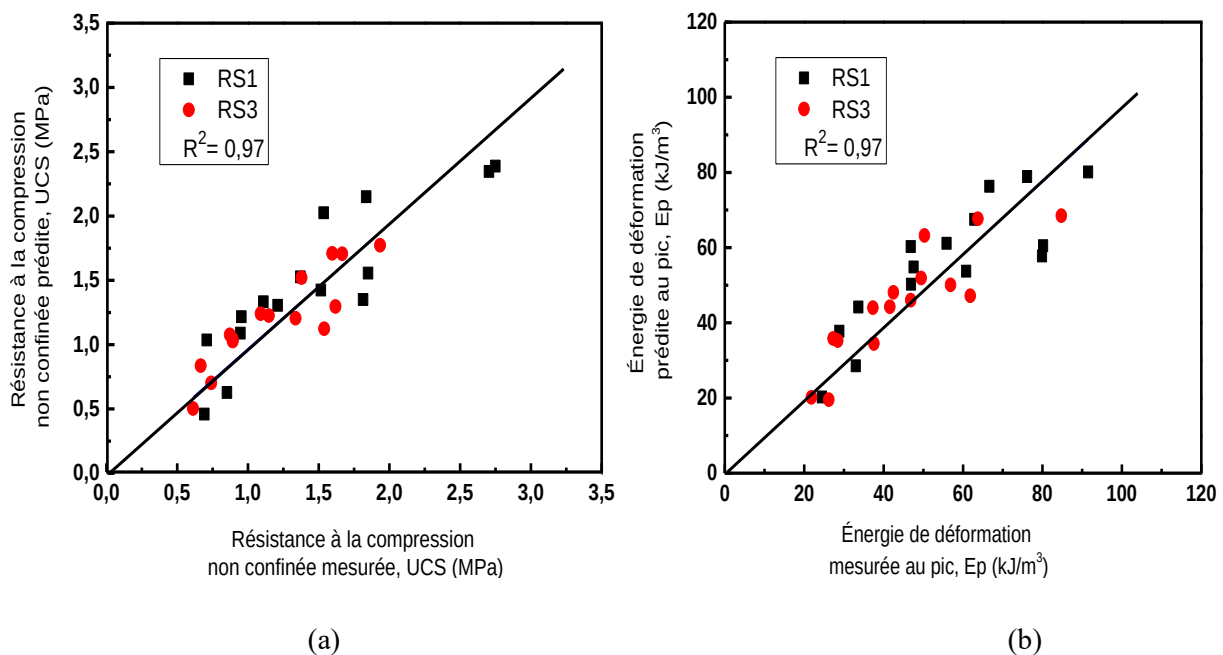


Fig 5.15 : Relation entre les propriétés mécaniques prédites et mesurées ; (a) - UCS ; (b) - E_p .

5.7. Modes de rupture du sable renforcé

Le tableau 5.3 présente des illustrations schématiques détaillant les différents modes de rupture par compression avec leurs descriptions, comme observé dans l'étude de [Hatibu et al. \(1993\)](#) et [Liu et al. \(2020\)](#). En effet, la figure 5.16 illustre les caractéristiques après rupture de sable renforcé ayant un diamètre moyen des grains ($D_{50} = 0,63\text{mm}$). Il est évident que l'inclusion de polymère d'acétate de polyvinyle et de fibres de sisal dans la matrice du sol a conduit à une amélioration de la ductilité des échantillons dans une certaine mesure. Dans les échantillons traités au polymère PVAc pur, des failles se sont généralement produites, accompagnées de fractures inclinées (mode de défaillance C, indiqué dans figure 5.14a). En outre, la progression des fissures a été entravée par l'augmentation de la cohésion interparticulaire et de la cimentation résultant de pourcentages plus élevés de polymère PVAc et de fibres de sisal. Cela a provoqué un léger renflement du spécimen et la formation de plusieurs fissures larges, ce qui correspond au mode de défaillance E (figure 5.14b). Le traitement aux polymères a favorisé un environnement cohésif approprié à l'ancrage des fibres, permettant à ces dernières de fonctionner plus efficacement dans la matrice du sol comme des ponts et d'utiliser pleinement leur résistance à la traction. Par conséquent, le mode de rupture s'aligne plus étroitement sur celui de mode F (figure 5.14c).

Par contraste, lorsqu'on examine les échantillons renforcés avec une taille moyenne de particules de ($D_{50} = 2,00\text{ mm}$), il devient évident que le mode A illustre un modèle de rupture fragile-colonne, caractérisé par des fractures verticales s'étendant à travers l'échantillon (illustré dans la figure 5.15a) en absence d'inclusion de fibres de sisal. Néanmoins, l'incorporation du polymère d'acétate de polyvinyle et des fibres de sisal a empêché le processus de développement des fractures dans les échantillons en améliorant la connexion et la cimentation entre les particules. Cette amélioration, attribuée à la teneur élevée en polymère PVAc et en fibres de sisal, a donné plus de possibilités aux matériaux d'agir comme des ponts et d'utiliser pleinement leur résistance à la traction, ce qui ressemble aux modes de rupture F et G (présentés dans les figures 5.17b et 5.17c).

Tableau 5.3 : Schéma présentant les sept modes de déformation différents avec leurs descriptions.

Symboles	Mode	Description	Références
A		Comportement fragile : rupture fragile-colonne, caractérisée par des fractures verticales s'étendant à travers l'échantillon.	Hatibu et al. (1993) and (Liu et al. 2020).
B		Comportement fragile : le slabbing, où les couches horizontales de l'échantillon se cisailent.	
C		Comportement fragile : faille, avec formation de fractures inclinées à l'intérieur de l'échantillon.	
D		Faille cataclastique ou de cisaillement : marque une transition entre un comportement fragile et un comportement ductile. Elle implique généralement le développement de plans de cisaillement ou de lignes de failles à l'intérieur de l'échantillon.	
E		Comportement ductile ou fluide : avec colmatage et déformation localisés, ressemblant à une rupture par colmatage en tension.	
F		Rupture ductile ou comportement d'écoulement : rupture ductile plus importante, avec une déformation plastique significative et un collet observé dans tout de l'échantillon.	
G		Comportement de rupture ductile ou d'écoulement : de l'échantillon subit une déformation plastique importante et un écoulement sans plan de rupture distinct.	

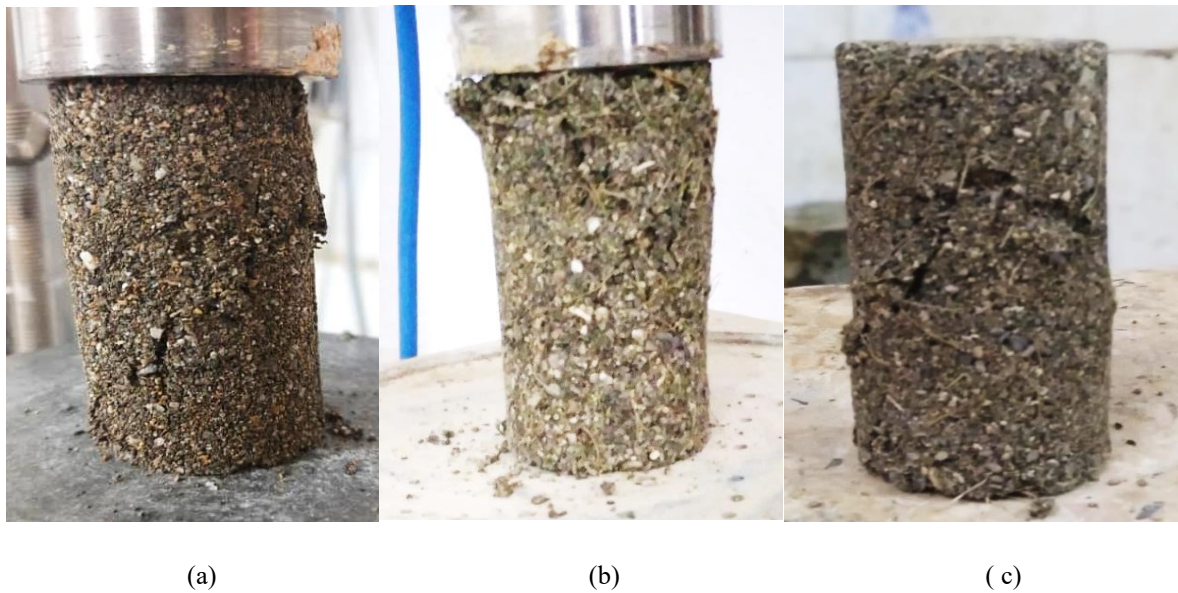


Fig 5.16 : Photos des échantillons pour ($D_{50}=0.63\text{mm}$) :

(a) (PVAc=9%, $F_s=0\%$), (b) (PVAc=6%, $F_s=0.2\%$), (c) (PVAc=9%, $F_s=0.2\%$).

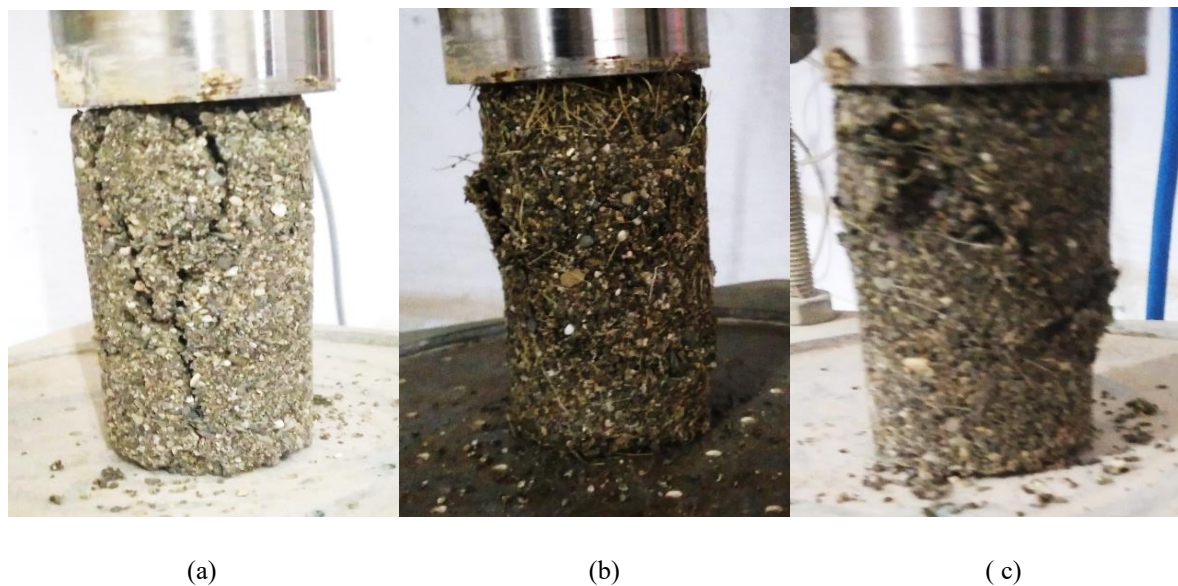


Fig 5.17 : Photos des échantillons pour ($D_{50}=2.00\text{mm}$) :

(a) (PVAc=6%, $F_s=0\%$), (b) (PVAc=6%, $F_s=0.4\%$), (c) (PVAc=9%, $F_s=0.8\%$).

5.8. Mécanisme de renforcement

Lors de la préparation des échantillons, la solution d'acétate de polyvinyle (PVAc) a été soigneusement mélangée au sable et aux fibres de sisal, formant une membrane qui enveloppe les particules de sable et les fibres. Simultanément, le PVAc remplit les interstices et relie les particules de sable et les fibres, créant ainsi une structure membranaire en réseau à l'intérieur de l'échantillon. Cette structure s'améliore progressivement à chaque fois que la teneur en

PVAc augmente. La figure 5.18 illustre l'évolution structurelle du sable renforcé lorsque la teneur en acétate de polyvinyle augmente. Au départ, comme le montre la figure 5.18a, le sable renforcé présente de nombreux vides avec une faible teneur en PVAc. Néanmoins, lorsque que la teneur en PVAc augmente, les effets de remplissage et de connexion du polymère s'intensifient, conduisant à une réduction à la fois du nombre et du volume des vides, comme le montre la figure 5.18b. En outre, l'intégrité globale du sable est améliorée. De plus, l'amélioration de la résistance résultant du renforcement par le PVAc peut être attribuée à la force de liaison accrue entre les particules de sable et à la force interfaciale entre les fibres de sisal et le sable.

D'autre part, la figure 5.19 présente l'évolution structurelle du sable renforcé lorsque la teneur en fibres augmente. Dans la figure 5.19a, avec une faible teneur en fibres de sisal, l'espacement entre les fibres est important. Les fibres de sisal restent isolées dans le sol sableux, entourées de particules de ce dernier. De plus, lorsqu'une force est appliquée à la fibre de sisal, celle-ci retient les particules de sable et limite sa déformation, améliorant ainsi ses propriétés mécaniques. Par contraste, dans la figure 5.19b, un grand nombre de fibres de sisal sont dispersées de manière aléatoire dans le sable et forment un réseau entrelacé. Cela nécessite le rapprochement des fibres adjacentes pour créer un réseau de force tridimensionnel lorsqu'une fibre est soumise à des contraintes appliquées. La charge est ainsi mieux répartie, ce qui améliore encore la résistance à la traction des fibres de sisal.

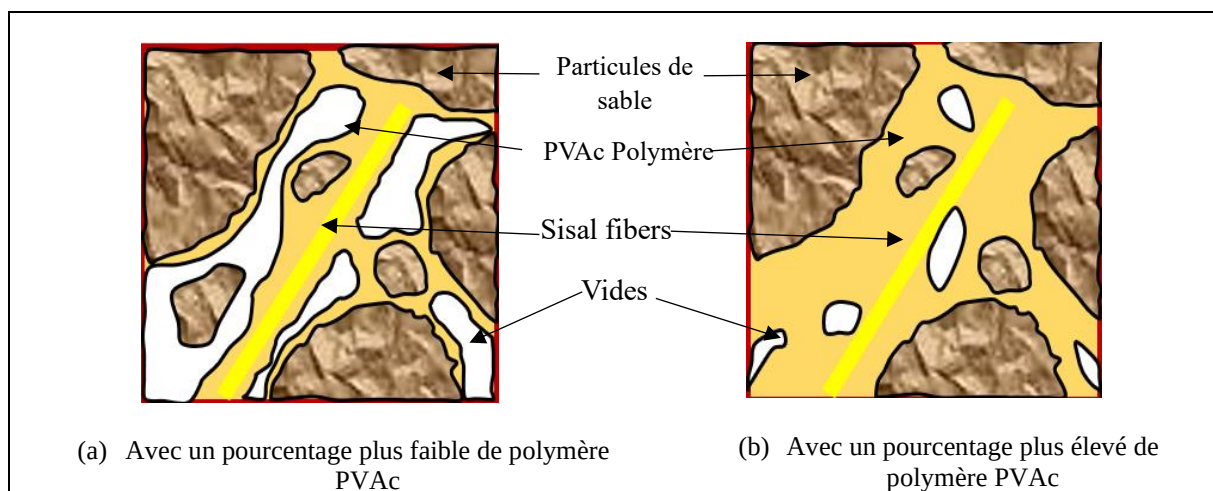


Fig.5.18 : Illustration de la microstructure du sable renforcé à différents pourcentages de PVAc.

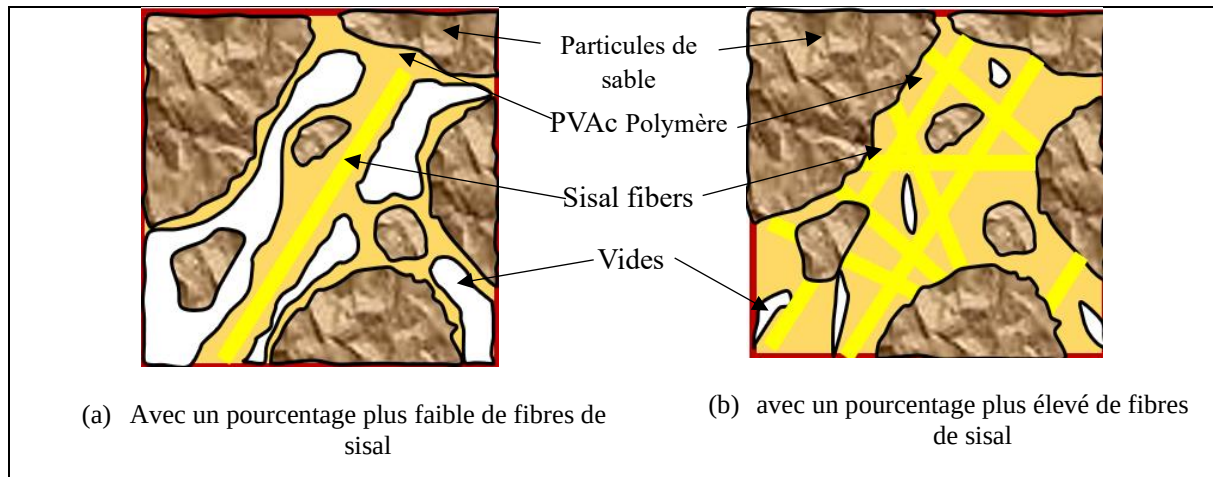


Fig 5.19 : Illustration décrivant la microstructure du sable renforcé pour différents pourcentages de fibres de sisal.

5.9. Applications potentielles en ingénierie géotechnique

Comme nous l'avons démontré, l'application combinée d'un traitement aux polymères et d'un renforcement par fibres améliore considérablement les propriétés de résistance des sols sableux. Cette évolution suggère que le sable amélioré pourrait être utilisé dans toute une série d'applications dans le domaine de géomatériaux. Tout d'abord, les surfaces des pentes, étant directement exposées à l'atmosphère, subissent des processus d'altération continus, qui peuvent dégrader leur stabilité et leur intégrité au fil du temps (Tang et al., 2016 et Cherif Taiba et al. 2023). Cette dégradation présente non seulement des risques pour le milieu environnant, mais a également un impact sur la dynamique globale de l'écosystème. Compte tenu de ces obstacles, une attention considérable a été accordée à l'étude de la faisabilité de l'utilisation de traitements à base de polymères et de renforts en fibres pour la stabilisation de la couche superficielle et le contrôle de l'érosion sur les pentes (Yang et al., 2019). Ces approches offrent des solutions prometteuses pour atténuer l'érosion, réduire la sédimentation et améliorer la stabilité générale des pentes. Deuxièmement, l'utilisation d'une combinaison de polymères et de fibres pour la stabilisation du sol améliore considérablement la cohésion interparticulaire, ce qui conduit à la formation d'un système de couverture protectrice. Ce système minimise efficacement la perte de particules fines et contribue à atténuer l'érosion superficielle sur les pentes sablonneuses (Yuan et al. 2020 et Hao et al. 2023).

En outre, dans la construction de remblais, les fibres polymères améliorent le compactage du sol, renforcent la stabilité et diminuent les risques de tassement. Ceci est essentiel pour les infrastructures critiques telles que les autoroutes, les voies ferrées, les digues. Ils peuvent stabiliser les couches de fondation sous les chaussées, les voies ferrées et les pistes d'aéroport,

en minimisant les tassements différentiels, en optimisant la répartition des charges et en prolongeant la longévité de l'infrastructure. Intégrées dans les systèmes d'étanchéité des décharges, les fibres polymères renforcent la résistance à la perforation, réduisent la perméabilité et améliorent les performances globales. Cela permet d'éviter la contamination par les lixiviats et de garantir l'intégrité prolongée des structures de la décharge. D'autre part, les méthodes traditionnelles telles que le compactage dynamique, l'injection de produits chimiques et le mélange en profondeur sont couramment employées pour améliorer ces sols. Cependant, ces méthodes présentent des limites, notamment en ce qui concerne les préoccupations environnementales (Hao et al. 2023). Par ailleurs, la technologie des renforts composites (fibres polymères) est très prometteuse dans le domaine de la mécanique des sols. En améliorant la résistance au cisaillement du sol par le biais de revêtements de particules et de ponts interparticulaires, il offre une solution viable pour relever ce défi.

5.10. Conclusion

Dans cet chapitre, une étude expérimentale a été réalisée au moyen d'une série d'essais de compression non confinée (UCS) afin d'analyser en profondeur les avantages combinés de l'utilisation de fibres de sisal distribuées de manière aléatoire (avec une teneur en fibres variant de 0 à 0,8 % par incréments de 0,2 %) et de concentrations de polymère d'acétate de polyvinyle (PVAc = 6 %, 9 % et 12 %) sur les propriétés mécaniques de deux catégories de sables ayant des diamètres moyens différents ($D_{50} = 0,63$ et $2,00$ mm). Les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats des essais de compression non confinée montrent que l'ajout combiné de fibres de sisal et de polymère d'acétate de polyvinyle, ainsi que le diamètre moyen des grains, affectent de manière significative les propriétés mécaniques, avec des impacts très notables sur la résistance au cisaillement maximale et ultime (UCS et q_{ult}), la ductilité (D), et l'énergie de déformation maximale (E_p).
- L'analyse des résultats des essais révèle que la présence de fibres naturelles améliore le comportement du sable traité, où les deux valeurs de résistance à la compression (UCS et q_{ult}) augmentent lorsque la teneur en fibres de sisal augmente. La résistance atteint son maximum à une teneur en fibres optimale de ($F_s=0,6\%$), après quoi elle commence à diminuer avec des augmentations supplémentaires de la teneur en fibres pour le D_{50} et les trois teneurs de PVAc étudiées. En outre, l'énergie de déformation et les paramètres de ductilité confirment les résultats de la résistance à la compression,

assurant la tendance générale à l'amélioration du comportement du sol avec l'ajout de fibres naturelles.

- Comme prévu, l'ajout de polymère d'acétate de polyvinyle au sol augmente de manière significative les résistances maximale et ultime, avec une augmentation remarquable de l'énergie de déformation.
- Les résultats des essais révèlent que, pour une teneur en fibres donnée, les échantillons dont le diamètre moyen des grains est de $D_{50}=2,00$ mm présentent des propriétés mécaniques supérieures, et par conséquent, conduisant à des résistances au cisaillement maximale et ultime plus élevées, une ductilité accrue et une plus grande énergie de déformation maximale, par rapport aux échantillons dont la taille des grains est de $D_{50}=0,63$ mm.
- D'après les résultats des essais, cette étude suggère que les facteurs d'amélioration introduits tels que : le facteur d'amélioration à l'état maximal, le facteur d'amélioration à l'état ultime ainsi que celui de l'énergie de déformation (EF_{UCS} , EF_{qult} et EF_{Ep}) peuvent être considérés comme des indicateurs pertinents pour prédire la performance mécanique des mélanges, englobant tous les paramètres analysés.
- De nouvelles corrélations ont été établies pour prédire les variations de la résistance à la compression non confinée (UCS) et de l'énergie de déformation maximale (E_p) en fonction des paramètres étudiés : fibres de sisal polymère, d'acétate de polyvinyle, et le diamètre moyen (F_s , $PVAc$ et D_{50}). La concordance entre les caractéristiques prédites et mesurées valide l'efficacité des relations proposées pour prédire avec précision les propriétés UCS et E_p .
- Cette investigation expérimentale démontre clairement le potentiel de la combinaison du polymère d'acétate de polyvinyle avec des fibres de sisal pour le renforcement des sols. Cette approche renforce la cohésion et favorise de meilleures interactions entre les particules. L'intégration de la combinaison polymère-fibre offre des possibilités dans divers secteurs géotechniques, notamment la construction de routes, la protection des pentes et l'ingénierie des fondations. Les résultats de cette étude enrichissent notre compréhension de sa mise en œuvre pratique dans des scénarios du monde réel.

6.1. Introduction

L'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques du sol dans diverses applications, telles que les structures de soutènement, remblais, fondations, talus et infrastructures de transport peut être efficacement réalisée par le renforcement de ce dernier à l'aide de matériaux tels que les geomembranes, géogrilles, géotextiles et fibres synthétiques ou naturelles. En effet, l'utilisation de fibres flexibles et discrètes pour le renforcement des sols a toujours été considérée comme pratique bien établie dans les divers domaines de la construction (Génie Civil, Travaux Publics et Hydraulique) [Evangelou et al. \(2023\)](#). [Chegenizadeh et al. \(2018\)](#) ont exploré l'impact des fibres sur la résistance à la liquéfaction des sols fins à faible indice de plasticité à travers une série d'essais triaxiaux dynamiques effectués sur des échantillons renforcés et non renforcés par des fibres. Les résultats ont révélé que l'augmentation de la teneur en fibres et leurs longueurs a clairement montré une amélioration de la résistance à la liquéfaction des échantillons testés.

En outre, lorsque la densité relative initiale (D_r) augmente, la résistance à la liquéfaction de l'échantillon renforcé par des fibres présente une amélioration plus prononcée par rapport aux échantillons non renforcés. Dans l'étude menée par [Sonmezer \(2019\)](#), le potentiel de liquéfaction des sols sableux renforcés par des fibres a été déterminé à l'aide d'une approche basée sur l'énergie de dissipation. Son évaluation a été réalisée à travers une série d'essais de cisaillement simple cyclique à déformation contrôlée. Ses conclusions ont permis de constater que l'inclusion de fibres conduisait à des tendances croissantes des valeurs d'énergie de dissipation par le sol renforcé plus importantes en comparaison à celui non renforcé. Cet effet a été observé à mesure que le nombre de cycles augmentait, nécessitant, ainsi une résistance au cisaillement cyclique plus élevée pour la liquéfaction du sol. [Ghadr et al. \(2020\)](#) ont étudié la résistance à la liquéfaction des sables limoneux renforcés par des fibres sous chargement cyclique. Ils ont indiqué que l'augmentation de la teneur en fibres s'accompagnait parallèlement avec l'augmentation du nombre moyen de contacts par particule induisant ainsi, un caractère dilatant qui facilite la dissipation de l'excès de pression de l'eau interstitielle. De plus, ils ont observé une diminution des forces de contact et une augmentation de la résistance à la liquéfaction associées à l'augmentation de la teneur en fibres.

[Tohidvand et al. \(2023\)](#) ont examiné l'influence des fibres flexibles sur le comportement des sables soumis à différentes trajectoires de déformation. Les résultats trouvés ont révélé que l'ajustement de la teneur en fibres peut atténuer l'impact des différents chemins de déformation des sables étudiés. Par ailleurs, il a été démontré que l'inclusion de fibres souples

a induit une diminution la surgénération de la pression interstitielle, améliorant ainsi la résistance au cisaillement des sols. Néanmoins, ils ont noté que cette amélioration diminuait si la teneur en fibres dépassait à nouveau une certaine valeur seuil. Il convient de noter que la majorité des recherches antérieures se sont concentrées sur les effets de ces paramètres sur la résistance à la liquéfaction du sol en utilisant des appareils spécialisés tels que des dispositifs triaxiaux statiques et cycliques en condition non drainée.

Il est a signalé que ce chapitre présente une étude de l'effet combiné de la teneur en fibres naturelles et des paramètres de distribution de la taille des particules sur le comportement cyclique des sols a l'appareil de cisaillement simple cyclique. En effet, cette investigation expérimentale vise à étudier et à évaluer le comportement cyclique des mélanges sable-fibres, en tenant compte à la fois de l'influence combinée de la taille des particules et de de la teneur en fibres naturelles. En vue d'atteindre cette objectie, une série d'essais cycliques a la boîte de cisaillement a été réalisée sur deux types de matériaux granulaires dérivés d'un sable de rivière naturel ayant un diamètre moyen des grains de ($D_{50}=0,63$ mm et 1,00 mm). Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres naturelles distribuées de manière aléatoire à des teneurs variant de 0 % à 0,6 % (c'est-à-dire $F_s=0$ %-0,2 %-0,4 %-0,6 %). Les échantillons ont été reconstitués avec la méthode de pluviation à sec a une densité relative initiale de $Dr=27\pm5\%$ et soumis à trois rapports de contrainte cyclique différents ($CSR=0,13$, 0,15 et 0,20).

6.2. Résultats d'essais de cisaillement simple cyclique

6.2.1. Sable de Chlef sans incorporation de fibres

La résistance à la liquéfaction du sable propre de Chlef a été étudiée par une série d'essais cycliques de cisaillement simple direct sous conditions de chargement contrôlé à volume constant afin d'évaluer l'influence du diamètre moyen des grains ($D_{50}=0,63$ mm et 1,00 mm) sur la réponse mécanique cyclique, comme le montrent les Figures 6.1, 6.2 et 6.3. Les résultats des différents essais CDSS indiquent que le paramètre du diamètre moyen a un effet notable sur le comportement cyclique du sable propre de Chlef pour des valeurs de $CSR = 0,2$ (Figure 6.1) et $CSR = 0,15$ (Figure 6.2). Cet impact devient moins prononcé pour les faibles valeurs du $CSR=0,13$ (Figure 6.3). L'échantillon ayant un $D_{50} = 1,00$ mm présente une amplification de 173 % du nombre de cycles par rapport à celui avec $D_{50} = 0,63$ mm pour les faibles valeurs du $CSR = 0,13$. Les courbes d'hystérésis illustrées a la Figure 6.1a révèlent que les deux échantillons reconstitués avec les valeurs $D_{50}=0,63$ mm et $D_{50}=1,00$ mm, présentent initialement des tendances quasi-similaires sous $CSR=0,2$. Néanmoins, au cours du

quatrième cycle, le développement des déformations de cisaillement positives et négatives se montre plus prononcé pour l'échantillon avec $D_{50}=0,63$ mm par rapport à celui reconstitué avec $D_{50}=1,00$ mm. Après le troisième cycle, les deux échantillons ont présenté un adoucissement significatif de la déformation. Comme le montrent les courbes d'hystérésis de la Figure 6.2a, il est évident que les deux échantillons, reconstitués avec $D_{50} = 0,63$ mm et $D_{50} = 1,00$ mm, indiquent des tendances similaires pour $CSR = 0,15$. Cependant, l'échantillon avec $D_{50}=1,00$ mm nécessite deux cycles supplémentaires pour se liquéfier (Figure 6.2c). De plus, il a été constaté que des accumulations significatives de déformation en cisaillement peuvent être observées lors des derniers cycles pour les deux échantillons. Sur la base des réponses des courbes d'hystérésis de la Figure 6.3a, il est clair que l'augmentation du diamètre moyen de $D_{50} = 0,63$ mm à $D_{50} = 1,00$ mm limite l'élargissement des courbes d'hystérésis sur un grand nombre de cycles. Néanmoins, durant les deux derniers cycles, les courbes d'hystérésis de l'échantillon ayant $D_{50}=0,63$ mm étaient plus larges en comparaison avec celles de l'échantillon caractérisé par $D_{50}=1,00$ mm.

Les Figures 6.1b, 6.2b et 6.3b illustrent les schémas généraux des trajectoires des contraintes cycliques pour le sable propre de Chlef avec les valeurs de $D_{50}= 0,63$ mm et $D_{50}=1$ mm, en tenant compte du paramètre de CSR considéré ($CSR= 0,2$, $0,15$ et $0,13$) respectivement. Comme le montre la Figure 6.1b, les tendances générales des trajectoires des contraintes cycliques pour les deux échantillons soumis à $CSR=0,2$ présentent un degré raisonnable de similitude malgré la présence de quelques écarts. Tandis que celles induites par les trajectoires de contraintes cycliques pour les deux échantillons soumis à un $CSR = 0,15$ comme le montre la Figure 6.2b, sont également proches les unes des autres. Néanmoins, l'échantillon avec $D_{50}=1,00$ mm a subi une liquéfaction deux cycles plus tard en comparaison à celui ayant un $D_{50}=0,63$ mm. Il est signalé que l'influence du diamètre moyen des grains sur la résistance à la liquéfaction est clairement mise en évidence dans la Figure 6.3b ($CSR = 0,13$). Spécifiquement, la contrainte effective verticale diminue plus rapidement dans le cas de l'échantillon non renforcé avec $D_{50}=0,63$ mm par rapport à celui avec $D_{50}=1,00$ mm. Ainsi, au cours des 20 premiers cycles de chargement, la contrainte verticale effective chute de la valeur initiale de 100 kPa à une faible valeur de 14 kPa pour l'échantillon avec $D_{50}=0,63$ mm, alors qu'elle ne chutait que de 59 kPa pour celui préparé avec $D_{50}=1,00$ mm, bien qu'il subît le même nombre de cycles ($N=20$). La relation entre la déformation de cisaillement (γ) et le nombre de cycles (N) pour le sable de Chlef non renforcé ($F_s=0\%$) caractérisé par les deux diamètres moyens des grains ($D_{50} = 0,63$ mm et $1,00$ mm), est illustrée dans les Figures 6.1c,

6.2c et 6.3c. La Figure 6.1c montre clairement que la progression de la déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles pour $CSR = 0,2$ est relativement cohérente pour les deux échantillons, en particulier durant les trois premiers cycles, où les déformations de cisaillement positives et négatives sont particulièrement évidentes vers le dernier cycle pour l'échantillon dont la taille moyenne des grains est de $D_{50}=0,63\text{mm}$. La réponse des déformations de cisaillement en fonction du nombre de cycles illustrée à la Figure 6.2c ($CSR=0,15$) présentent une forte consistance de celles-ci qui commencent à s'accumuler après le septième cycle pour les deux échantillons.

Néanmoins, les contraintes de cisaillement négatives sont devenues plus évidentes durant le dernier cycle pour les deux échantillons. Cependant, les échantillons soumis à un CSR plus faible ($CSR=0,13$) révèlent que les contraintes de cisaillement s'accumulent plus rapidement pour l'échantillon ayant un diamètre moyen plus faible ($D_{50}=0,63\text{ mm}$) par rapport à celui avec $D_{50}=1,00\text{ mm}$, comme est illustré dans la Figure 6.3c. L'accumulation des contraintes de cisaillement devient beaucoup plus intense lorsque l'échantillon commence à se liquéfier, signifiant ainsi, une perte totale de la résistance au cisaillement. On note que les contraintes de cisaillement commencent à s'accumuler après le huitième et le quarante-sixième cycle pour les échantillons ayant $D_{50}=0,63\text{ mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$, respectivement.

Les Figures 6.1d, 6.2d et 6.3d montrent l'évolution de la pression interstitielle des échantillons de sable de Chlef non renforcé soumis aux différents CSR pour $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ et $D_{50} = 1,00\text{ mm}$. Les courbes des Figures 6.1d et 6.2d montrent que pour un nombre constant de cycles, une réduction du diamètre moyen des grains de $D_{50}=1,00\text{ mm}$ à $D_{50}=0,63\text{ mm}$ entraîne une augmentation modérée de la pression de l'eau interstitielle pour les échantillons soumis à $CSR = 0,2$ et $CSR = 0,15$. Néanmoins, les résultats des essais indiquent une similitude des deux comportements cycliques des échantillons indépendamment des effets des CSR considérés ($CSR=0,2$ et $0,15$). Alors que pour le plus faible $CSR=0,13$, les résultats obtenus indiquent une divergence notable dans les comportements des deux échantillons avec différents D_{50} , comme le montre la Figure 6.3d, où, les pressions d'eau interstitielles excessives se sont développées assez rapidement pour l'échantillon avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$ en comparaison à celui ayant $D_{50}=1\text{mm}$. Il est signalé que les échantillons préparés avec $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ et $D_{50} = 1,00\text{ mm}$ ont présenté une liquéfaction après 22 et 60 cycles, respectivement.

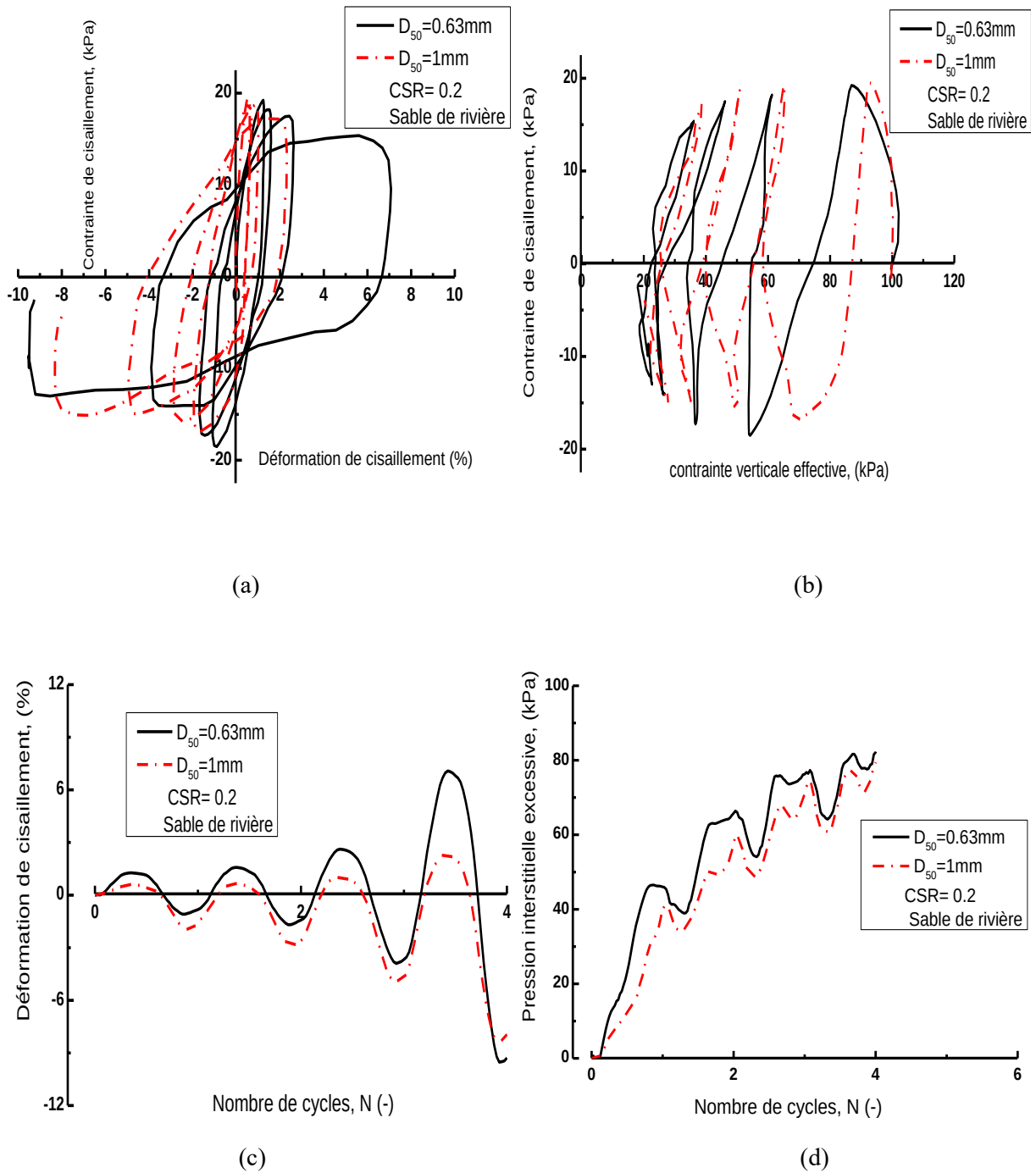


Fig.6.1 : Résultats des essais CDSS sur sable non renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.2$)

(a) Réponse cyclique contrainte-déformation (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

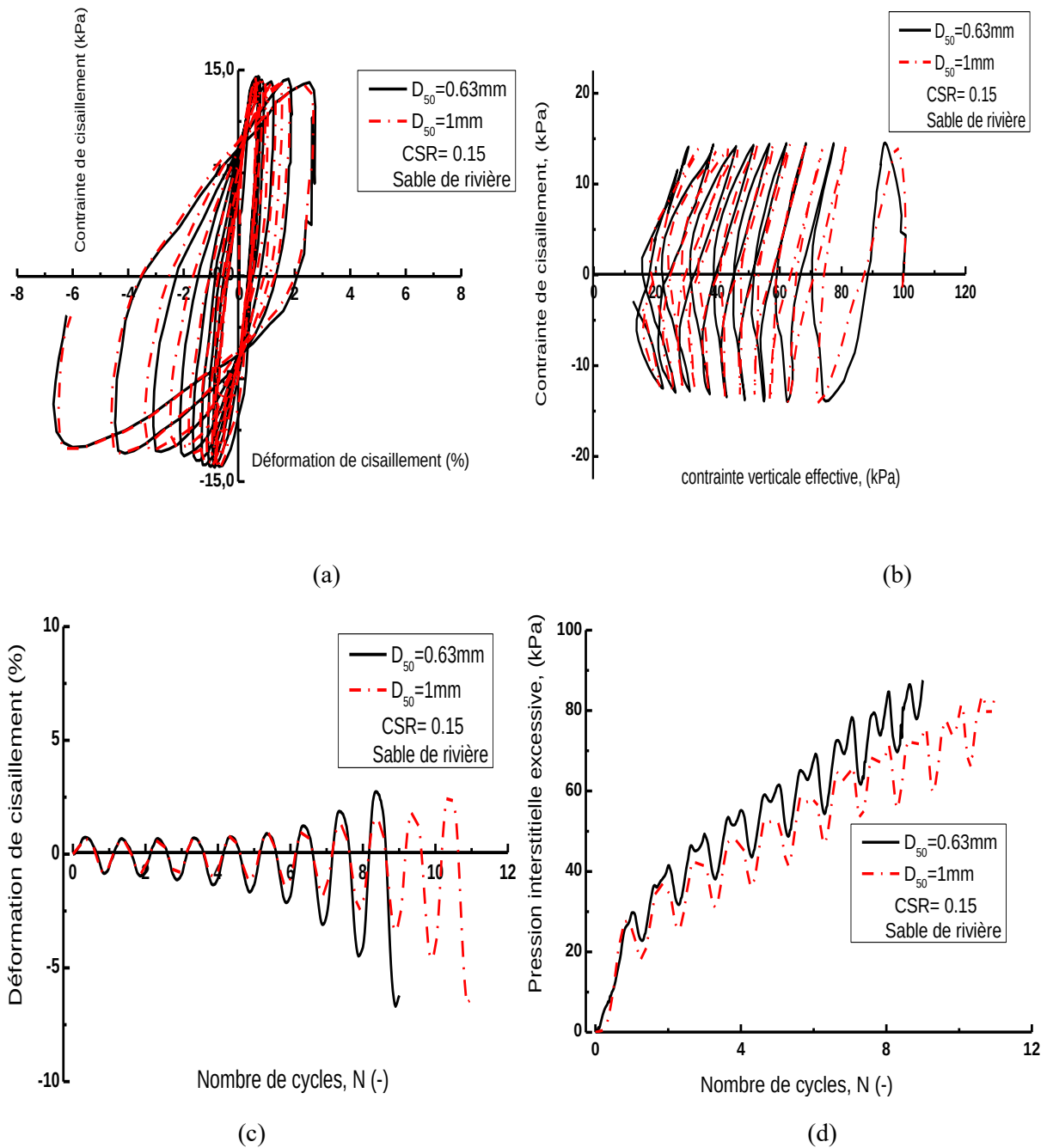


Fig.6.2 : Résultats des essais CDSS sur sable non renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.15$)

(a) Réponse cyclique contrainte-déformation (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

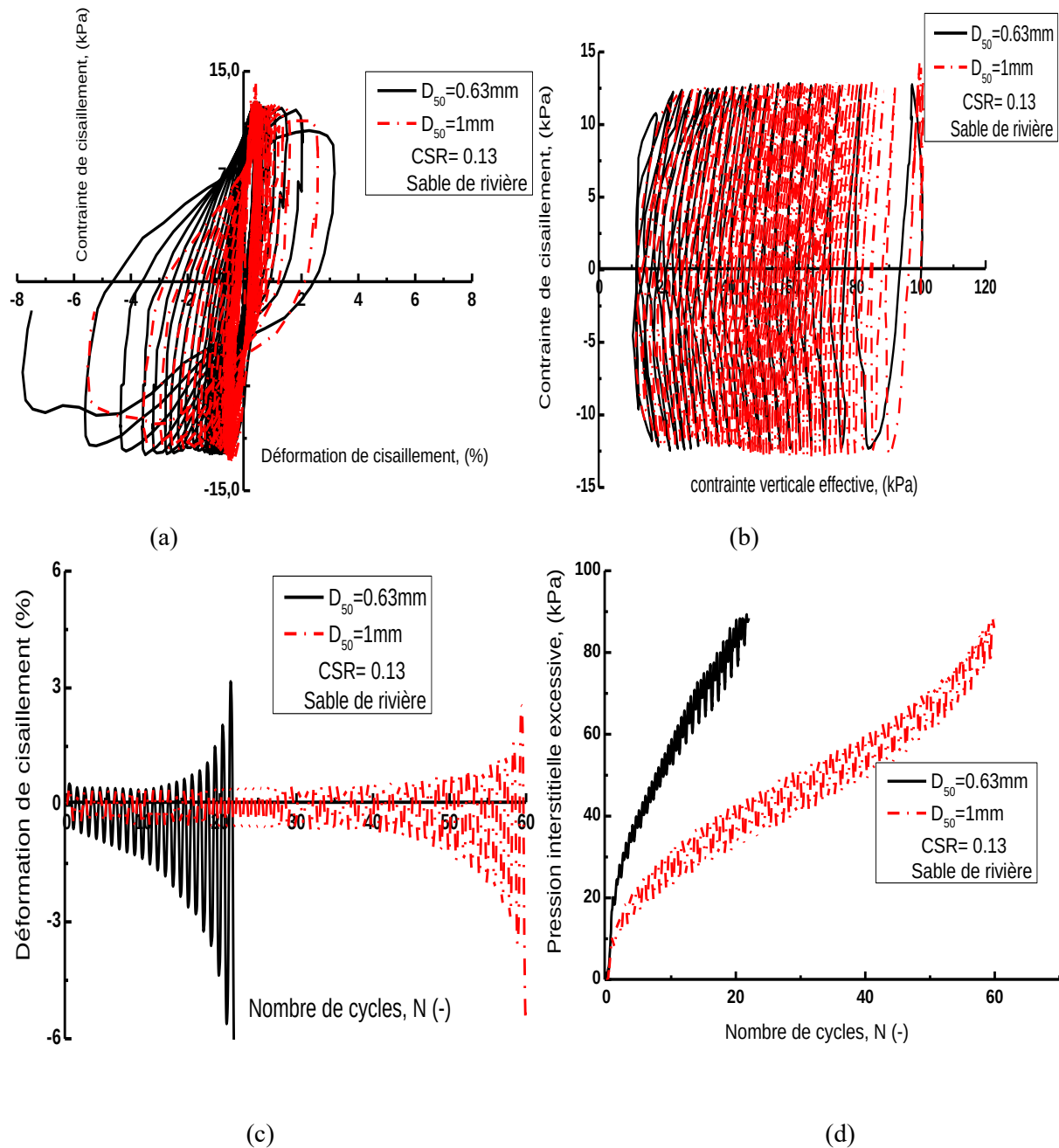


Fig.6.3 : Résultats des essais CDSS sur du sable renforcé ($F_s=0\%$, $CSR=0.13$)

(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin de contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

6.2.2. Mélanges sable de Chlef-fibres de sisal

Figures 6.4, 6.5 et 6.6 illustrent les résultats d'une série d'essais cycliques de cisaillement simple direct effectués sur des mélanges sable de Chlef-fibres de sisal selon des teneurs en fibres variables pour évaluer l'influence combinée de la taille moyenne des grains ($D_{50}=0.63\text{ mm}$ et $1,00\text{ mm}$) et la fraction des fibres de sisal ($F_s=0,2, 0,4$ et $0,6\%$) sur la résistance à la liquéfaction des mélanges étudiés. Les échantillons issus des différents mélanges sable de

Chlef-fibres de sisal ont été préparés à l'aide de la technique de pluviation à sec à une densité relative initiale ($D_r=27\pm5\%$) et soumis à un rapport de contrainte cyclique ($CSR=0.15$) comme le montrent les Figures 9, 10 et 11. En général, les résultats des essais indiquent que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation du paramètre D_{50} . Les échantillons avec $D_s=1,00$ mm ont présenté un nombre de cycles plus élevé (37,5 %, 84 % et 100 %) par rapport à ceux reconstitués avec $D_{50}=0,63$ mm pour les niveaux de teneur en fibres de 0,2 %, 0,4 % et 0,6 %, respectivement.

Dans les Figures 6.4a, 6.5a et 6.6a, l'évolution des courbes d'hystérésis des échantillons de sable de Chlef renforcés par différentes teneurs en fibres de sisal est montrée pour les deux échantillons reconstitués avec $D_{50} = 0,63$ mm et $D_{50} = 1,00$ mm. Comme le présentent ces Figures, on note qu'après un certain nombre de cycles, l'augmentation de la taille moyenne des grains de 0,63 mm à 1,00 mm limite l'élargissement des boucles d'hystérésis sur de nombreux cycles pour toutes les teneurs en fibres de sisal examinées. Selon la Figure 6.4a, les deux échantillons ($D_{50}=0,63$ mm et $D_{50}=1,00$ mm) enregistrent une amplification plus importante de déformations de cisaillement positives au cours trois derniers cycles. L'analyse des réponses des boucles d'hystérésis dans la Figure 6.5a révèle que, dans les deux derniers cycles, la déformation de cisaillement positive était plus importante pour l'échantillon de sable de Chlef avec $D_{50}=1,00$ mm mélangé avec une teneur en fibres de 0,4 % en comparaison avec le même mélange reconstitué avec $D_{50}=0,63$ mm. Cependant, la tendance inverse a été observée pour $F_s=0,6\%$, où les déformations de cisaillement positives sont plus prononcées pour la teneur en fibres de sable-sisal ($F_s=0,6\%$) reconstituée avec $D_{50}=0,63$ mm par rapport au mélange ayant $D_{50}=1,00$ mm, comme est illustré dans la Figure 6.6a.

Les Figures 6.4b, 6.5b et 6.6b illustrent les chemins de contraintes des échantillons de mélanges sable de Chlef-fibres de sisal préparé avec $D_{50} = 0,63$ mm et $D_{50} = 1,00$ mm. Comme le souligne la Figure 6.4b ($F_s=0,2\%$), les tendances générales des chemins de contraintes cycliques pour les deux D_{50} présentent une similarité au cours des premiers cycles de chargement. Ensuite, la contrainte effective verticale diminue plus rapidement dans le cas des mélanges reconstitués avec $D_{50} = 0,63$ mm en comparaison a ceux ayant $D_{50} = 1,00$ mm. Cela signifie que le sable de Chlef avec $D_{50}=0,63$ mm a été liquéfié huit cycles plus tôt que celui ayant $D_{50}=1,00$ mm. Dans les cas des teneurs en fibres de $F_s=0,4$ et $0,6\%$, la contrainte effective verticale diminue plus rapidement pour les échantillons reconstitués avec $D_{50}=0,63$ mm par rapport à ceux ayant $D_{50}=1,00$ mm (Figures 6.5b et 6.6b). On note qu'après 25 cycles de chargement la contrainte effective verticale pour les échantillons de mélanges sable-fibres

($F_s=0,4\%$) diminue de la valeur initiale de 100 kPa aux valeurs de 39 kPa et 51 kPa pour les échantillons avec $D_{50}=0,63\text{mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$, respectivement. De plus, en comparant les Figures 6.4b, 6.5b et 6.6b à des valeurs D_{50} similaires, il est évident que les réponses en termes de chemins de contraintes cycliques des échantillons diffèrent de manière significative en fonction des différentes teneurs en fibres examinées. Il est à signaler que la contrainte effective verticale subit une diminution modérée avec une augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une fraction limite ($F_s=4\%$). Cependant, la tendance inverse a été observée au-delà de cette fraction limite. Par exemple, après 25 cycles de chargement, la contrainte effective verticale pour les échantillons renforcés avec $F_s=0,2\%$, $0,4\%$, et $0,6\%$ diminue de la valeur de 100 kPa à celles de 29 kPa, 51 kPa, et 45 kPa, respectivement, en considérant les échantillons préparés avec $D_{50}=1,00\text{ mm}$.

Les Figures 6.4c, 6.5c et 6.6c illustrent l'influence de la taille moyenne des grains ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $1,00\text{ mm}$) sur la déformation en cisaillement (γ) enregistrée sur le sable de Chlef renforcé avec différentes teneurs en fibres de sisal ($F_s=0,2$, $0,4$ et $0,6\%$). Il est clair qu'une augmentation de la taille moyenne des grains a eu un impact notable en termes de déformation par cisaillement pour toutes les teneurs en fibres examinées. En particulier, l'accumulation des contraintes de cisaillement dans les échantillons avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$ commence après (12, 16 et 13 cycles), tandis que pour ceux ayant $D_{50}=1,00\text{ mm}$, elle apparaît après (15, 40 et 35 cycles) pour les trois teneurs en fibres sélectionnées ($F_s = 0,2$, $0,4$ et 4%) respectivement. Pour les échantillons renforcés avec $0,2\%$ de fibres de sisal, des déformations de cisaillement positives ont été trouvées clairement visibles au cours de l'ensemble des cycles sauf le dernier pour les deux diamètres moyens ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $1,00\text{ mm}$) comme est illustrée dans la Figure 6.4c. Cependant, la tendance opposée a été observée pour les échantillons renforcés avec $0,4\%$ de fibres de sisal comme l'indiqué la Figure 6.5c. Dans la Figure 6.6c, il est clair que les boucles d'hystérésis provenant du chargement cyclique de l'échantillon ayant $D_{50}=0,63\text{ mm}$ étaient plus larges par rapport à ceux avec $D_{50} = 1,00\text{ mm}$. De plus, pour un D_{50} donné (comme le montre la comparaison entre les Figures 6.4c, 6.5c et 6.6c concernant l'impact de la teneur en fibres de sisal), l'incorporation de fibres de sisal jusqu'à $0,4\%$ a effectivement stoppé l'accumulation des contraintes de cisaillement dans tous les sables renforcés examinés, quelle que soit leurs diamètres moyens. Néanmoins, il a été constaté que cette accumulation de contraintes de cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal ($F_s=0,6\%$).

Des essais cycliques de cisaillement simple direct ont été réalisés en vue d'explorer les effets de la taille moyenne des grains ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $1,00\text{ mm}$) et teneurs en fibres de sisal ($F_s=0,2\%$, $0,4\%$ et $0,6\%$) sur la réponse mécanique des mélanges sable-fibres de sisal en termes de pression interstitielle comme le montrent les Figures 6.4d, 6.5d et 6.6d. Les tendances illustrées à la Figure 6.4d ($F_s = 0,2\%$) indiquent une similarité remarquable des comportements des deux échantillons ($D_{50}=0,63$ et $1,00\text{ mm}$) jusqu'au 14^{ème} cycle. Par suite, l'échantillon préparé avec un $D_{50}=0,63\text{ mm}$ a subi une liquéfaction après seulement deux autres cycles, tandis que l'échantillon préparé avec un $D_{50}=1,00\text{ mm}$ a subi une liquéfaction après un complément de 8 cycles. Comme mentionné précédemment, dans cette étude, les échantillons sont considérés comme liquéfiés si la pression maximale de l'eau interstitielle est atteinte ($\Delta u = 100\text{ kPa}$) à la fin du chargement cyclique ou si une déformation de cisaillement à double amplitude (D.A.) de $7,5\%$ est atteinte (cette dernière approche étant le critère de liquéfaction adopté dans cette étude). Ce qui explique la raison pour laquelle les échantillons n'ont pas été testés jusqu'à $\Delta u = 100\text{ kPa}$, car la liquéfaction a été considérée lorsque la pression interstitielle des échantillons de 90 kPa a été atteinte.

Pour le sable de Chlef renforcé avec $0,4\%$ et $0,6\%$ de fibres de sisal, un développement progressif de la pression interstitielle a été observé parallèlement avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement, s'étendant jusqu'à la fin des essais pour ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $1,00\text{ mm}$) et teneurs en fibres de sisal ($F_s=0,4\%$ et $0,6\%$) comme l'illustrent les Figures 6.5d et 6.6d. On note que les résultats des essais indiquent une divergence significative des comportements des deux échantillons reconstitués à base de $D_{50}=0,63\text{mm}$ et $D_{50}=1,00\text{mm}$ dès les premiers cycles de chargement, où la pression interstitielle se développe rapidement jusqu'à la fin de l'essai pour les échantillons ayant $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ par rapport à celui avec $D_{50}=1,00\text{mm}$. Pour un nombre spécifique de cycles, la pression interstitielle des échantillons avec $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ a été trouvée plus élevée et plus prononcée par rapport à celle induite par les échantillons préparés avec $D_{50} = 1,00\text{ mm}$. Il est à noter que les échantillons de sable renforcés préparés avec $D_{50} = 1,00\text{ mm}$ se liquéfient après 46 et 40 cycles, alors que la liquéfaction survient après 25 et 20 cycles pour les échantillons renforcés préparés avec $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ pour les teneurs en fibres de sisal $F_s=0,4$ et $F_s=0,6\%$, respectivement. De plus, on note que la comparaison entre les Figures 6.4d, 6.5d et 6.6d permet de montrer clairement l'effet de la teneur en fibres sur l'évolution de la pression interstitielle. En effet pour un certain nombre de cycles ($N= 10$), lorsque la teneur en fibres augmente, la pression interstitielle diminue jusqu'à un seuil de teneur en fibres ($F_s=0,4\%$), au-

delà, la tendance opposée a été observée. Les résultats des essais de cisaillement direct cyclique sont résumés dans le Tableau 6.1.

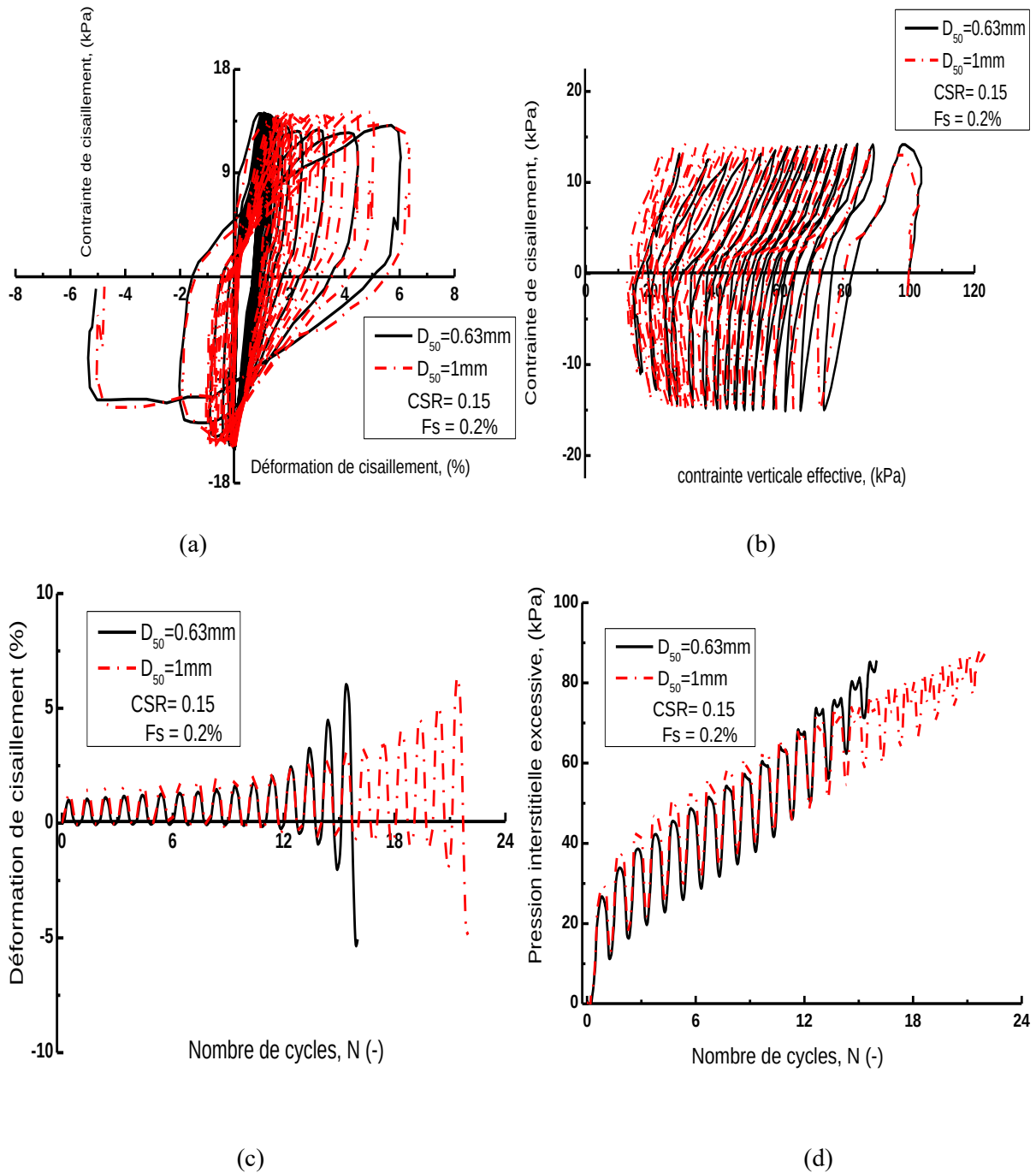


Fig.6.4 : Résultats des essais CDSS sur du sable renforcé ($F_s=0.2\%$, $CSR=0.13$)

(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

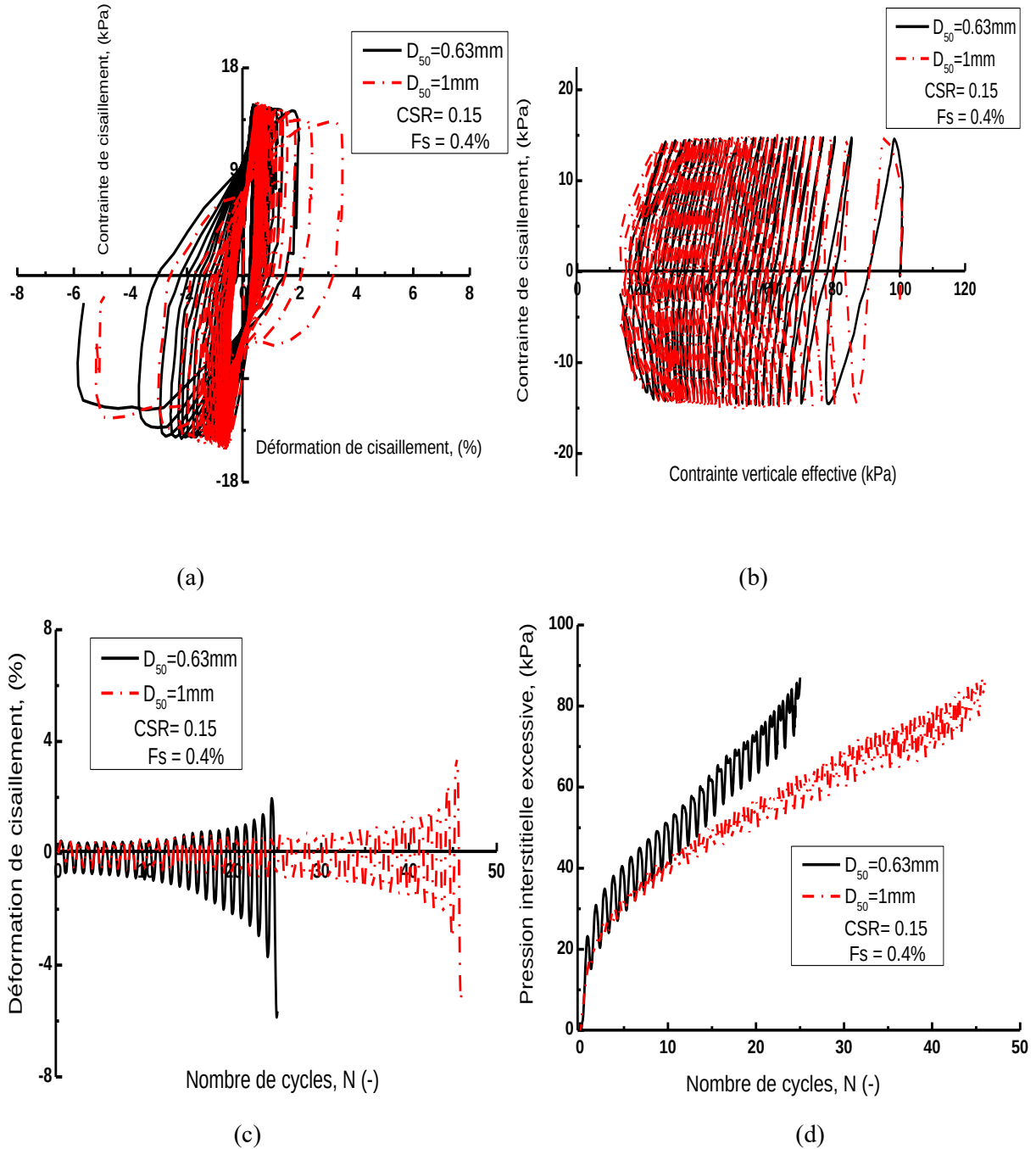


Fig.6.5 : Résultats des essais CDSS sur sable renforcé (Fs=0.4%, CSR=0.13)

(a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b). Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

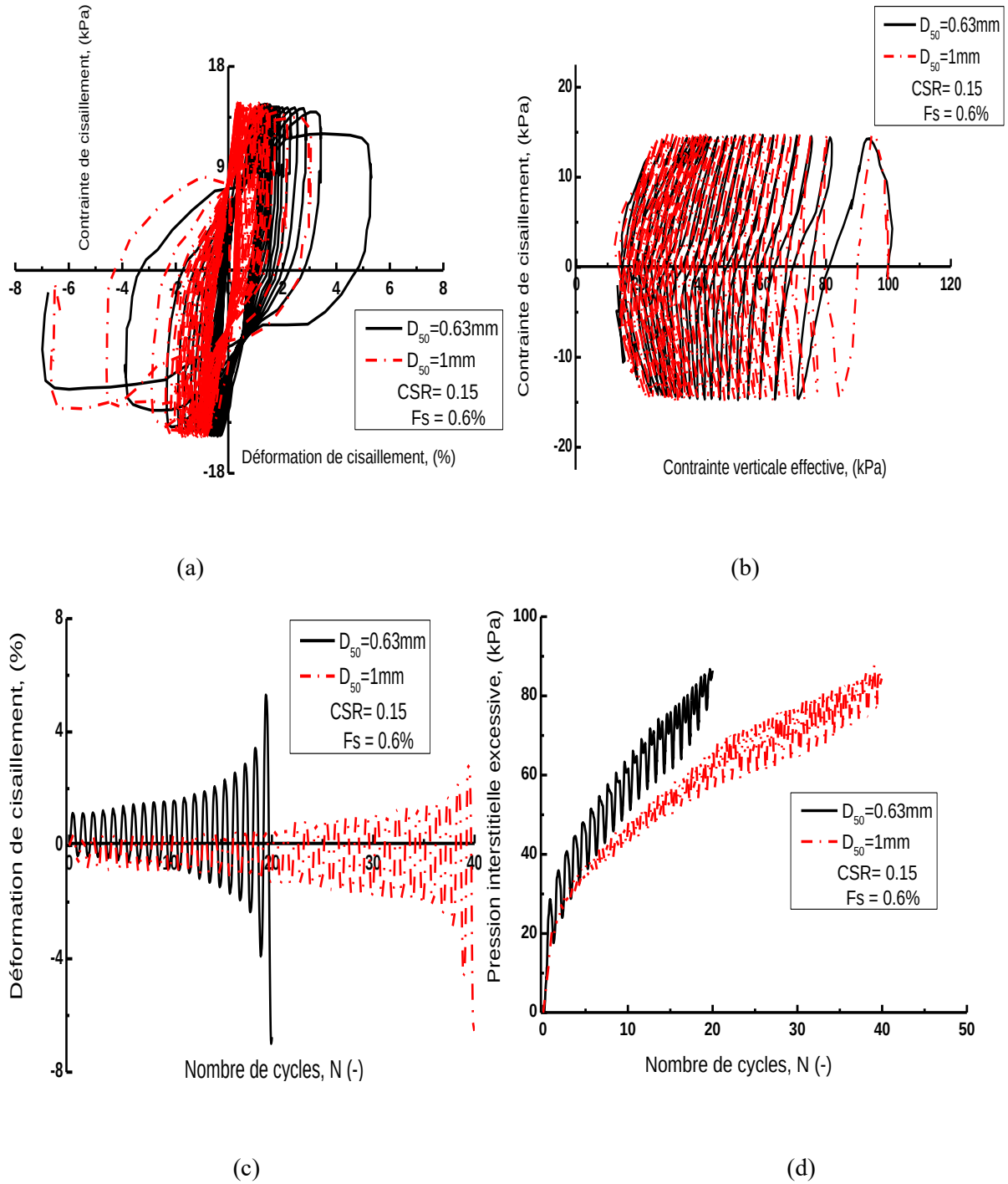


Fig.6.6 : Résultats des essais CDSS sur sable renforcé ($F_s=0.6\%$, $CSR=0.13$)

- (a) Réponse contrainte-déformation cyclique (b) Chemin des contraintes cycliques (c) Déformation de cisaillement en fonction du nombre de cycles (d) Excès de Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

Tableau 6.1 : Résumé des résultats des essais cycliques de cisaillement direct simple.

D ₅₀ (mm)	F _s (%)	CSR (-)	N (-)	W _{nmax} (-)	CRR (-)	CRR _{energy} (-)	EF _{CRR} (-)	EF _{CRR} energy (-)	EF W _{nmax} (-)
0.63	0	0.2	4	0.03	0.14	0,13	1	1	1
		0.15	9	0.039					1
		0.13	22	0.066					1
	0.2	0.2	4	0.038	0.16	0,15	1,142	1,16	1,26
		0.15	16	0.049					1,25
		0.13	48	0.081					1,23
	0.4	0.2	7	0.059	0.172	0,162	1,23	1,22	1,96
		0.15	25	0.064					1,64
		0.13	54	0.097					1,47
	0.6	0.2	3	0.037	0.154	0,148	1,1	1,115	1,23
		0.15	20	0.059					1,51
		0.13	30	0.074					1,12
1	0	0.2	4	0.035	0.16	0,152	1	1	1
		0.15	11	0.044					1
		0.13	60	0.091					1
	0.2	0.2	5	0.045	0.17	0,159	1,06	1,049	1,28
		0.15	22	0.089					2,02
		0.13	63	0.102					1,12
	0.4	0.2	10	0.058	0.19	0,177	1,19	1,167	1,65
		0.15	46	0.101					2,29
		0.13	72	0.121					1,33
	0.6	0.2	5	0.056	0.168	0,164	1,05	1,084	1,6
		0.15	40	0.09					2,04
		0.13	63	0.106					1,16

6.3. Discussion des résultats

6.3.1. Influence des fibres de sisal et diamètre moyen sur le comportement cyclique du sable de Chlef

Figure 6.7 illustre les résultats des essais cycliques pour examiner l'impact de la teneur en fibres de sisal variant de 0 % à 0,6 % sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable de Chlef-fibres de sisal. Les échantillons ont été reconstitués avec deux diamètres moyens différents (D₅₀=0,63mm et D₅₀=1,00 mm) à une densité relative initiale (Dr=27±5%, et soumis au chargement cyclique (CSR=0,13, 0,15 et 0,2). Une analyse des courbes 3D représentées sur la Figure 6.7 montre que la teneur en fibres de sisal apparaît comme paramètre très influent sur l'amélioration de la résistance à la liquéfaction des sols sableux de Chlef considérant le diamètre moyen et le niveau du rapport de contrainte cyclique (CSR). En effet pour un CSR donné, le nombre de cycles montre une tendance haussière avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal, atteignant une valeur seuil de teneur en fibres, à l'environ de (Fs=0,4 %). On note que pour CSR= 0,13, l'augmentation de la teneur en fibres de Fs=0% à Fs=0,4% provoque une augmentation du nombre de cycles de 22 à 52 et de 60 à 72, pour les échantillons de sables caractérisés par D₅₀=0,63mm et D₅₀=1,00 mm

respectivement. Le résultat observé peut être attribué à la contribution des fibres de sisal dans l'amélioration de l'imbrication des particules en raison de l'existence d'une structure maillée créée par les fibres limitantes ainsi, les différents mouvements des particules qui se traduit par l'utilisation d'une quantité d'énergie suffisante permettant de réduire l'effet de la chaîne de force entre les particules du sable. De plus, il est à signaler que dans la gamme des fibres ($0\% \leq F_s \leq 0,4\%$), les résultats de cette étude concernant l'influence de la teneur en fibres s'alignent parfaitement avec ceux rapportés dans les études CDSS de [Lakkimsetti et Latha, 2023a et 2023b](#) (Dans la première étude, l'accent a été mis sur l'étude de la résistance à la liquéfaction des sables incorporant des inclusions géotextiles par contre, dans la deuxième recherche, une variété d'inclusions sous forme de géotextile, fibres de coco et géo-mousse, ont été ajoutés à un sable de rivière pour examiner leur impact) et enfin les travaux de [Sonmezer 2019](#) sur le potentiel de liquéfaction d'un sable renforcé avec des fibres de polypropylène. On note que ces résultats sont en accord avec ceux de [Boominathan et Hari \(1999\)](#) et [Ye et al. \(2017\)](#). Cependant, la tendance inverse est apparue lorsque la fraction des fibres de sisal dépassait la teneur en fibres seuil ($F_s = 0,6\%$) pour tous les paramètres examinés, y compris à la fois les deux valeurs de D_{50} et les trois valeurs de CSR, où il a été constaté que lorsque la teneur en fibres de sisal augmentait, le nombre de cycles jusqu'à la liquéfaction affichait une diminution. Par exemple, à $CSR = 0,13$, une augmentation de F_s de $0,4\%$ à $0,6\%$ a entraîné une diminution du nombre de cycles de 72 à 63 et de 54 à 30 pour $D_{50} = 1,00\text{mm}$ et $D_{50} = 0,63\text{mm}$, respectivement. Ceci peut être expliqué par le fait que les fibres de sisal présentes dans le sable ($F_s > 0,4\%$) favorisent la formation de macropores conduisant ainsi à la formation d'une texture de sol plus compressible. Ces macropores sont facilement compressibles pendant la phase de cisaillement de l'échantillon et, en même temps, réduisent l'ampleur des contacts entre les particules.

D'autre part, si l'on considère l'influence du CSR à une teneur en fibres spécifique, il ressort clairement des graphiques que le nombre de cycles diminue systématiquement avec l'augmentation du CSR pour l'ensemble des échantillons testés. Les équations (6.1) et (6.2) ont été proposés pour la prédiction de la variation du nombre de cycles déclenchant le phénomène de la liquéfaction (N) en fonction du rapport de contrainte cyclique (CSR) et teneur en fibres de sisal (F_s) des matériaux étudiés pour chaque taille moyenne des grains ($D_{50} = 0,63\text{mm}$) et ($D_{50} = 1\text{mm}$) respectivement :

$$N = 373,79 - 4133,84 \times (CSR) + 135,11 \times (F_s) + 11285,72 \times (CSR)^2 - 137,5 \times (F_s)^2 - 235,85 \times (CSR) \times (F_s) \quad (6.1)$$

$$N = 620,02 - 6710,77 \times (CSR) + 107,5 \times (Fs) + 18035,71 \times (CSR)^2 - 72,91 \times (Fs)^2 - 255,77 \times (CSR) \times (Fs) \quad (6.2)$$

Figure 6.8 illustre l'influence de la taille moyenne des grains ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $1,00\text{ mm}$) sur la réponse à la liquéfaction (en termes de nombre de cycles) des échantillons de mélanges sable de Chlef-fibres de sisal pour la gamme des teneurs en fibres ($F_s=0-0,6\%$) sous l'impact des rapports de contrainte cyclique (CSR) considérés. D'après les graphiques, il est évident que, pour une teneur en fibres donnée, les échantillons reconstitués avec $D_{50}=1,00\text{ mm}$ présentent un plus grand nombre de cycles jusqu'à la liquéfaction par rapport à ceux préparés avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$. Cela suggère que les échantillons reconstitués avec $D_{50}=1,00\text{ mm}$ sont plus résistants à la liquéfaction que ceux préparés avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$, en particulier avec une teneur en fibres élevée par rapport au sable non renforcé. Par exemple, pour $CSR=0,15$, le nombre de cycles passe de 9 à 11, de 16 à 22, de 25 à 46 et de 20 à 40 lorsque la taille moyenne des grains passe de $0,63\text{ mm}$ à $1,00\text{ mm}$, en considérant du sable propre et trois teneurs en fibres différentes ($F_s=0, 0,2, 0,4$ et $0,6\%$) respectivement. La tendance observée illustrant la variation du nombre de cycles est attribuée à l'effet de D_{50} entraînant ainsi une amplification remarquable de la taille des particules. En d'autres termes, la taille moyenne de $D_{50}=1,00\text{ mm}$ est à l'origine de la reconstitution d'échantillons avec des particules plus grossières que ceux préparés avec $D_{50}=0,63\text{ mm}$ (50 % des particules de l'échantillon ayant des diamètres supérieurs à 1 mm et $0,63\text{ mm}$ pour $D_{50} = 1,00\text{ mm}$ et $D_{50} = 0,63\text{ mm}$, respectivement). Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec ceux rapportés par [Vaid et al. \(1990\)](#), [Belkhatir et al. \(2011\)](#), [Guo et al. \(2023\)](#), et [Zuo et al. \(2023\)](#) en termes d'effet de la taille des particules sur le comportement mécanique sous chargement cyclique des sables.

Les courbes de résistance à la liquéfaction cyclique obtenues à partir des essais réalisés sur échantillons de mélanges sable de Chlef-fibres de sisal sont illustrées dans la Figure 6.9 indiquant la variation du rapport de contrainte cyclique (CSR) en fonction du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction (N_f). Les échantillons ont été préparés avec des ratios variables de contenu en fibres distribuées de manière aléatoire ($F_s=0,2-0,6\%$) pour les deux tailles moyennes de grains $D_{50}=0,63\text{ mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$. L'équation (6.3) a été proposée pour établir une corrélation directe entre N_f et CSR où les coefficients a et b sont des coefficients de régression qui dépendent des caractéristiques spécifiques du matériau granulaire testé. On note que ce résultat est en parfaite accord avec celui rapporté par [Saxena et al. \(1988\)](#),

$$CSR = a \cdot N_f^{(-b)} \quad (6.3)$$

Cette équation a été adoptée par de nombreux chercheurs pour obtenir des courbes de résistance à la liquéfaction, notamment (Chattaraj et Sengupta, 2016, Xiao et al 2018, Monkul, 2017 et 2021, Rasouli et al, 2020 et 2022, et Lakkimsetti et Latha, 2023a, 2023b et 2023c). En général, les échantillons de sable renforcé et non renforcé indiquent une augmentation de leur résistance à la liquéfaction, en particulier pour un D_{50} plus élevé, confirmant ainsi nos observations antérieures illustrées dans la Figure 6.8. Il est à signaler que le rapport de contrainte cyclique (CSR) requis pour déclencher la liquéfaction est notablement affecté par la taille moyenne des grains. En effet, Lorsque le diamètre moyen des grains augmente, les courbes de résistance à la liquéfaction se déplacent clairement vers la droite, signifiant ainsi, qu'à une valeur de CSR donnée, le nombre de cycles nécessaire pour déclencher la liquéfaction augmente avec le D_{50} pour les deux sables testés dans le cadre de la présente étude. De plus, la tendance mentionnée a été clairement observée pour toutes les teneurs en fibres testées au cours de cette étude. Les valeurs des coefficients de régression a et b sont fournies dans le Tableau 6.2 pour les matériaux testes, avec un coefficient de détermination (R^2) supérieur à 0,95 pour tous les essais, à l'exception d'un seul, qui était de 0,89.

Tableau6.2 : Coefficients de régression a et b pour les matériaux testés.

Fs (%)	Diamètre moyen des grains (mm)	CSR = a. N (-b)		
		a	B	R ²
0	1	0,23	0,15	0,89
	0.63	0,28	0,25	0,96
0.2	1	0,26	0,17	0,99
	0.63	0,25	0,18	0,98
0.4	1	0,33	0,21	0,99
	0.63	0,30	0,22	0,99
0.6	1	0,26	0,16	0,98
	0.63	0,24	0,18	0,98

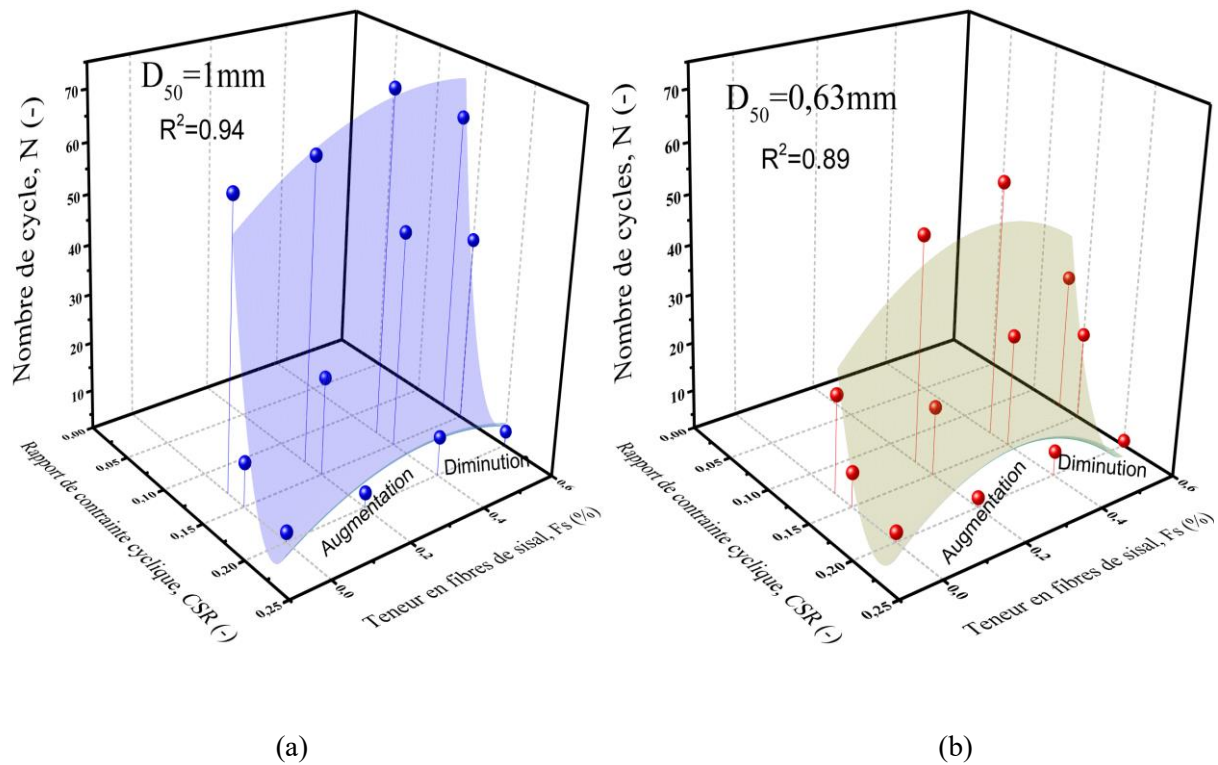
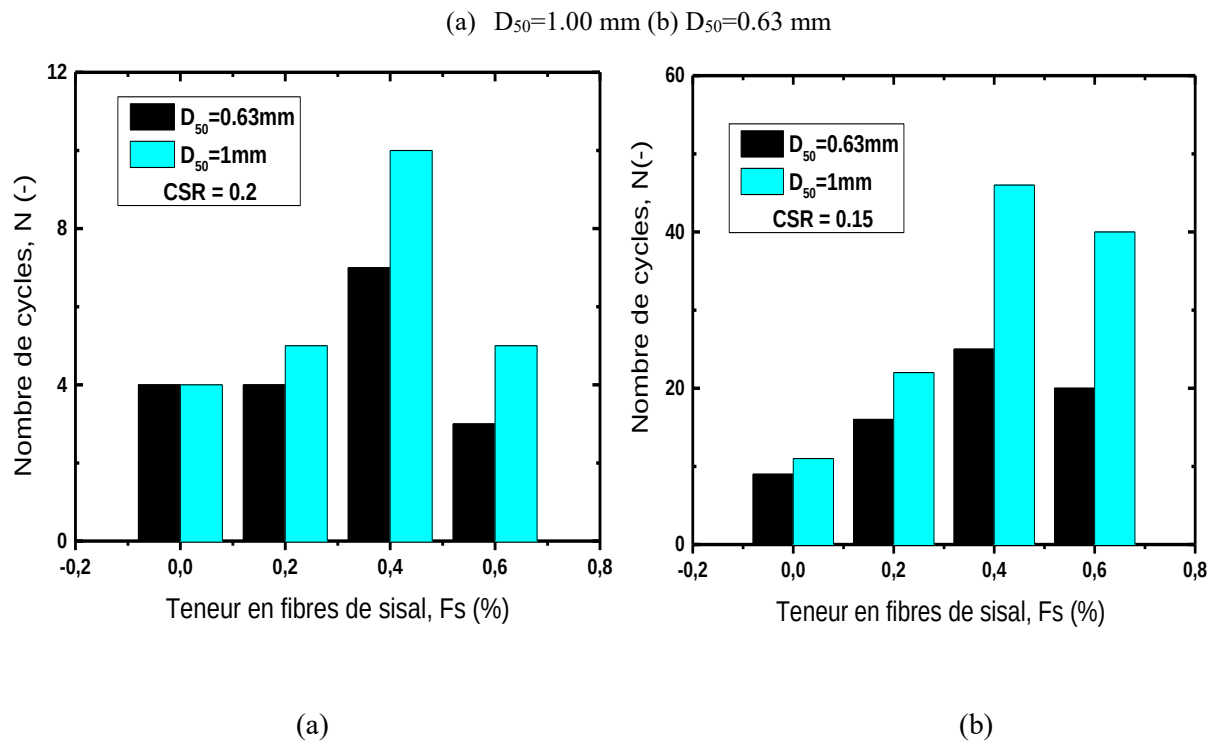
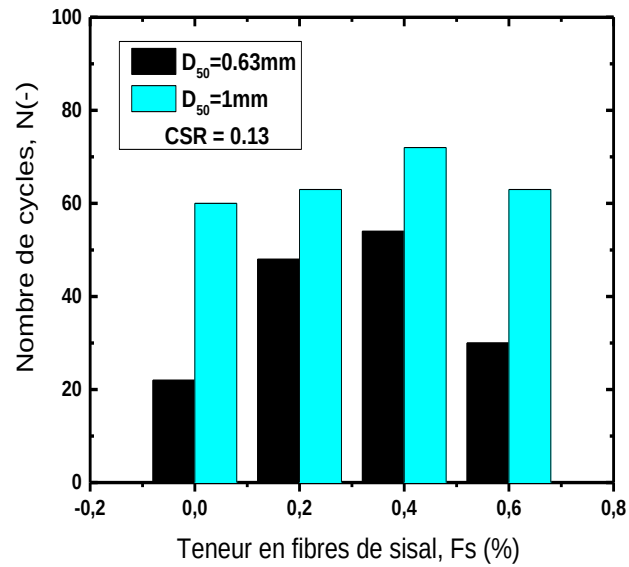


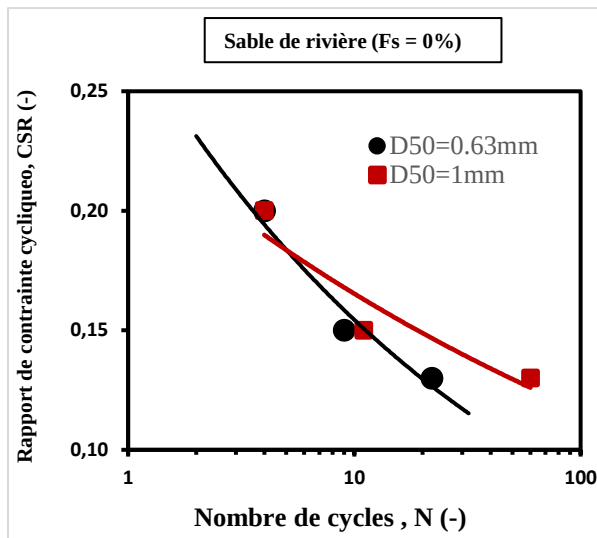
Fig 6.7 : Evolution du nombre de cycles en fonction du rapport de contrainte cyclique et teneur en fibres de sisal des sols testés.



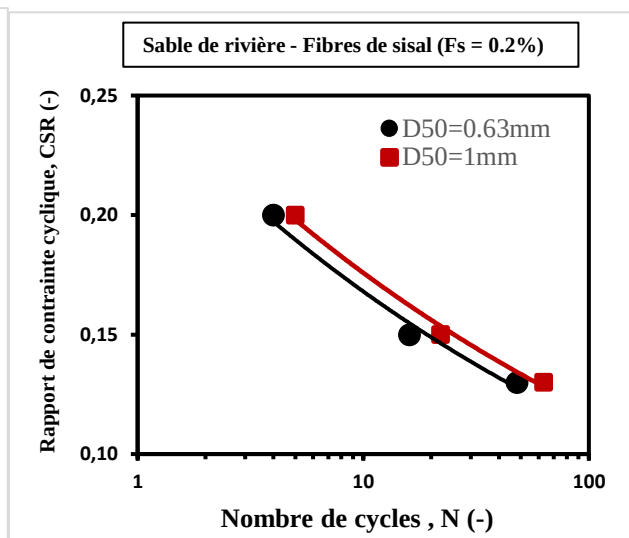


(c)

Fig.6.8 : Variation du Nombre de cycles en fonction de la teneur en fibres de sisal pour sable propre (a) $CSR = 0,2$; (b) $CSR = 0,15$; et (c) $CSR = 0,13$.



(a)



(b)

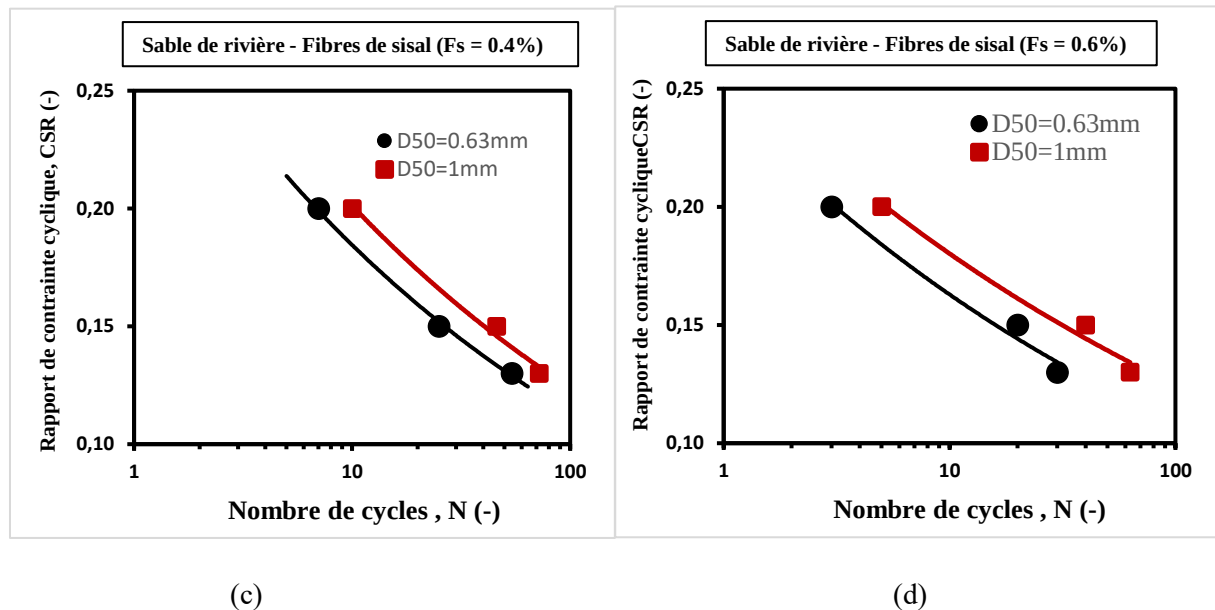


Fig.6.9 : Evolution du rapport de contrainte cyclique en fonction du nombre de cycles sous différentes teneurs en fibres de sisal pour les sols testés.

(a) Fs=0% (b) Fs=0.2% (c) Fs=0.4% (d) Fs=0.6%

6.3.2. Influence de la teneur en fibres de sisal et taille moyenne des grains sur le rapport de résistance cyclique

Le rapport de résistance cyclique (CRR) est un paramètre défini par le rapport de contrainte cyclique (CSR) induisant des cas de liquéfaction pour un nombre spécifié de cycles (par exemple, $N = 10$ ou 15). Elle est constamment corrélée avec la magnitude d'un séisme (M_w). Typiquement, un nombre de dix cycles uniformes équivalents correspond à un séisme de $M_w = 7$, tandis que celui de quinze cycles est associée à un séisme de $M_w = 7,5$ (Wei et al., 2020). Dans cette étude, le rapport de résistance cyclique (CRR) a été choisi comme rapport de contrainte cyclique nécessaire induisant la liquéfaction après 15 cycles de chargement représentant ainsi, un séisme de $M_w = 7,5$. En effet, l'évolution du CRR en fonction de la teneur en fibres de sisal et de la taille moyenne des particules des matériaux testés est illustrée dans la Figure 6.10, dans laquelle deux tendances principales ont été observées. La plus importante est celle qui indique une corrélation étroite entre CRR, teneur en fibres de sisal (F_s) et taille moyenne des particules (D_{50}) pour les sols examinés avec un coefficient de détermination ($R^2=0,89$). Il convient également de noter que le rapport de résistance cyclique (CRR) augmente initialement avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal jusqu'à ($F_s=0,4\%$), après quoi il diminue avec l'augmentation de F_s jusqu'à $0,6\%$ pour les deux catégories de sables testées ($D_{50}=0,63\text{ mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$).

D'autre part, on peut observer que le rapport de résistance cyclique (CRR) augmente lorsque la taille moyenne des grains passe de $D_{50}=0,63$ mm à $D_{50}=1,00$ mm, en considérant tous les pourcentages de fibres de sisal testés dans le cadre de l'étude. Ces observations confirment l'existence de relations fiables entre le CRR, teneur en fibres de sisal et la taille des particules des sables examinés. Cela signifie que les fibres de sisal et la taille des particules jouent un rôle majeur dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction du sable mal gradué mélangé aux fibres naturelles. L'équation (6.4) a été proposée pour exprimer CRR en fonction de F_s et D_{50} :

$$\text{CRR} = 0.058 \times (D_{50})^2 - 0.109 \times (F_s)^2 - 0.0135 \times (D_{50}) \times (F_s) - 0.049 \times (D_{50}) + 0.204 \quad (6.4)$$

On note que le facteur d'amélioration du CRR (EF_{CRR}) a été introduit pour caractériser la résistance à la liquéfaction normalisée entre le mélange sable-fibres de sisal et le sable pur selon la relation suivante :

$$EF_{\text{CRR}} = \frac{\text{CRR}_{F_s \neq 0\%}}{\text{CRR}_{F_s = 0\%}} \quad (6.5)$$

Où : $\text{CRR}_{(F_s \neq 0\%)}$ est le rapport de résistance cyclique des mélanges sable-fibres et $\text{CRR}_{(F_s = 0\%)}$ est le rapport de résistance cyclique du sable pur. Figure 6.11 présente la corrélation entre le facteur d'amélioration du CRR et la teneur en fibres de sisal des sols testés. Il est clair, d'après le graphique 2D, que le facteur d'amélioration du CRR démarre de la valeur initiale 1 et augmente progressivement atteignant une valeur maximale de 1,23 pour une teneur en fibres de sisal optimale de $F_s=0,4$ %, au-delà, le facteur d'amélioration (EF_{CRR}) montre une tendance baissière avec augmentation supplémentaire des pourcentages de fibres de sisal jusqu'à $F_s=0,6$ % pour les deux catégories de mélanges testés caractérisés par la taille moyenne des grains ($D_{50}=0,63$ mm et $D_{50}=1,00$ mm). Cela implique que le principal facteur induisant de telles variations est la présence effective de fibres de sisal dans la matrice de sable. On note que l'incorporation des fibres de sisal dans la structure du sable pur constitué de particules plus grossière a pour effet que ces fibres occupent les vides entre les particules de sable. En effet, celles-ci contribuent activement à la répartition des forces entre les grains les plus grossiers, favorisant ainsi, une structure plus stable et par conséquent améliorent la résistance à la liquéfaction cyclique des mélanges reconstitués à 0,4 % de fibres de sisal. Cependant, l'augmentation de la quantité de fibres de sisal ($F_s=0,6\%$) amplifie les vides entre les particules grossières induisant ainsi une réduction de transfert de forces intergranulaires, ce qui entraîne une tendance baissière de la résistance à la liquéfaction pour les sols testés.

De plus, il convient de noter que la corrélation entre le facteur de correction et la teneur en fibres de sisal est plus élevée pour la catégorie de sable dont la taille moyenne des grains est de $D_{50}=0,63$ mm en comparaison à la deuxième catégorie caractérisée par la taille moyenne des particules de $D_{50}=1,00$ mm. Ceci montre que l'influence des fibres de sisal sur la résistance cyclique des mélanges est plus importante que celle induite par le paramètre de la taille moyenne des particules. Cette observation peut être justifiée par le fait que les fibres de sisal occupent efficacement les vides entre les particules de sable reconstitué par $D_{50}=0,63$ mm, contribuant activement à l'amélioration de la résistance à la liquéfaction par rapport au sable à base de particules plus grossières ($D_{50}=1,00$ mm).

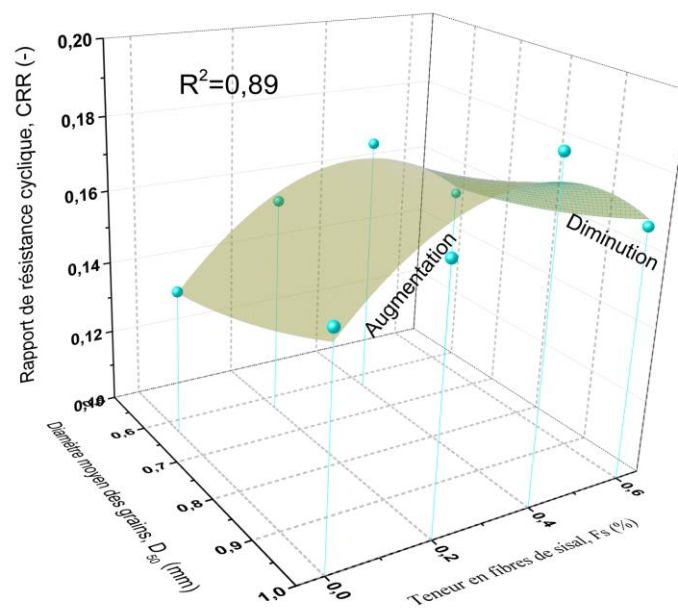


Fig. 6.10. Evolution du rapport de résistance cyclique en fonction de la teneur en fibres de sisal et du diamètre moyen des grains pour les sols testés.

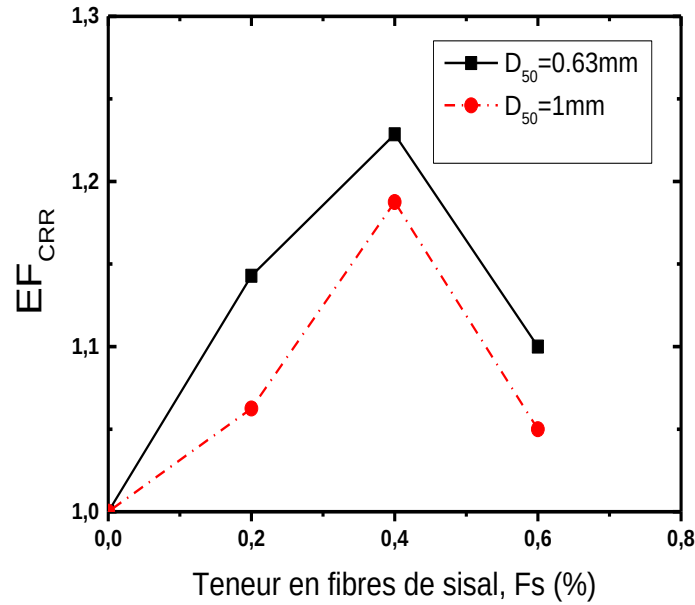


Fig. 6.11. Effet du F_S sur le facteur d'amélioration, EF_{CRR} pour les sols examinés.

6.3.3. Énergie dissipée cumulée normalisée

Le processus de liquéfaction entraîne l'atténuation des forces transmises à travers les contacts des grains dans les réseaux conduisant ainsi, à un réarrangement durable des grains qui consomme de l'énergie de déformation. La résistance à la liquéfaction de l'échantillon est directement liée à l'énergie de déformation totale dissipée par unité de volume du sol au cours de l'essai (W) sous chargement cyclique. L'expression présentée dans l'équation 6.6, introduite par [Figueroa et al. \(1994\)](#) et [Liang \(1995\)](#), a été développée pour calculer W en tout point spécifique « i » pendant le cisaillement cyclique, en considérant la réponse contrainte-déformation ($\tau - \gamma$). Dans cette étude, la même expression a été adoptée et par conséquent, l'énergie dissipée par le chargement cyclique a été calculée à partir de la zone située sous le tracé contrainte-déformation de la boucle d'hystérésis. Récemment, de nombreuses recherches ont validé et adopté l'utilisation de cette équation pour la détermination de l'énergie de déformation dissipée au cours du chargement cyclique, quelle que soit la forme des boucles d'hystérésis ([Polito, 2008](#) ; [Kokusho, 2013](#) ; [Amini et Noorzad, 2018](#) ; [Sonmezer, 2019](#) ; [Zavala et al., 2022](#) ; [Lakkimsetti et Latha, 2023a, b, et c](#)).

$$\Delta W = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \times (\tau_i + \tau_{i+1}) \times (\gamma_{i+1} - \gamma_i) \quad (6.6)$$

Où, τ représente la contrainte de cisaillement, γ la déformation de cisaillement et n le nombre de points de données enregistrés jusqu'à l'occurrence de la liquéfaction.

Dans cette investigation, l'utilisation de W_n a été considérée pour prévoir l'initiation du phénomène de liquéfaction (équation 6.7).

$$W_n = \frac{W}{\sigma'_{v0}} \quad (6.7)$$

Où W_n représente l'énergie dissipée normalisée avec la contrainte normale effective moyenne initiale σ'_{v0} .

Les Figures 6.12 et 6.13 illustrent la variation de l'énergie de déformation dissipée normalisée cumulée en fonction du nombre de cycles pour le sable non renforcé et sable renforcé avec différents teneurs de fibres de sisal soumis à des valeurs CSR de 0,13, 0,15 et 0,2. Dans tous les cas, les échantillons ont été reconstitués en utilisant deux valeurs du diamètre moyen des grains ($D_{50}=0,63$ et $1,00$ mm). Comme le montrent ces Figures, les modèles de comportement obtenus peuvent être divisés en deux sections. Tout d'abord, les résultats indiquent que la normalisation de l'énergie dissipée cumulée augmente très lentement avec l'augmentation du nombre de cycles jusqu'à atteindre un point limite (L) qui est illustré à la Figure 6.12c. Ce point est considéré comme un état du sol non liquéfié ou sa position change en fonction des conditions initiales considérées dans cette l'investigation. Immédiatement après ce point, tous les échantillons présentent une augmentation soudaine de l'énergie du système jusqu'à ce qu'ils atteignent la valeur maximale de l'énergie dissipée cumulée normalisée. Cette brusque augmentation de l'énergie dissipée après le point L marque le début de la rupture de l'échantillon testé par liquéfaction. Le point « L » représente un indicateur clairement appréciable du changement brutal des caractéristiques énergétiques. L'augmentation soudaine de l'énergie est due à la disparition ou à la discontinuité de l'interaction entre les grains. En outre, les graphiques indiquent clairement que l'évolution de l'énergie de déformation dissipée normalisée cumulée est conforme aux discussions précédentes. Pour un nombre donné de cycles (N), l'énergie dissipée normalisée diminue lorsque la teneur en fibres augmente, jusqu'à ce que le seuil de 0,4 % soit atteint. Une fois que le seuil de la teneur en fibres est dépassé (c'est-à-dire $F_s > 0,4\%$), l'énergie dissipée normalisée pour un N donné commence à augmenter relativement pour les deux sables testés caractérisés par $D_{50}=0,63$ mm et $D_{50}=1$ mm.

Figure 6.14 présente l'évolution du rapport de pression d'eau interstitielle (r_u) en fonction de l'énergie dissipée cumulée lorsque la teneur en fibres passe de 0 % à 0,6 %. Le rapport de pression d'eau interstitielle (r_u) est identifié comme étant le rapport entre la pression d'eau interstitielle et la contrainte normale effective initiale. Lorsque r_u s'approche de

1, on dira que le sol perd sa résistance, ce qui le rend vulnérable à la liquéfaction. De plus, il a été observé que la pente de la courbe r_u vs. W_n diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à ce qu'elle atteigne le seuil de $F_s=0,4\%$. Ensuite, elle augmente à nouveau avec la teneur en fibres (par exemple, $F_s=0,6\%$). On note que la tendance générale obtenue est également valable pour les autres essais sur échantillons reconstitués avec une taille moyenne des grains plus grossière ($D_{50} = 1\text{mm}$) et soumis à différents niveaux de CSR.

Pour une compréhension approfondie et une interprétation efficace de l'impact des différents paramètres sur le comportement cyclique des mélanges sable-fibres de sisal, la valeur maximale de l'énergie de déformation normalisée cumulative (le point où la liquéfaction se produit) a été utilisée. Pour examiner les effets de la teneur en fibres dans la plage de 0 % à 0,6 % et les niveaux de chargement cyclique, CSR (0,13, 0,15 et 0,2) sur l'énergie de déformation normalisée cumulative maximale (W_{n-max}) observée dans les échantillons reconstitués avec les deux diamètres moyens des grains ($D_{50}=0,63$ et $D_{50}=1,00$ mm), les résultats présentés dans les Figures 6.12 et 6.13 ont été reproduits dans la Figure 6.15. On note que les résultats obtenus indiquent que l'incorporation de fibres dans le sable influe de manière significative la susceptibilité du sol sableux à la liquéfaction. En effet pour un CSR et un D_{50} spécifique, le W_{n-max} des échantillons diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une valeur limite de $F_s=0.6\%$. La rupture des contacts entre les grains induisant la liquéfaction dans les échantillons renforcés par des fibres de sisal, particulièrement, ceux reconstitués avec 0,4 % de fibres de sisal, nécessite une plus grande quantité d'énergie de déformation. Par exemple, pour des valeurs CSR de 0,13, 0,15 et 0,2, le W_{n-max} évolue respectivement de 0,091 à 0,121, de 0,044 à 0,101 et de 0,035 à 0,058 lorsque la teneur en fibres varie de 0 à 0,4 %, en considérant $D_{50}=1,00$ mm. Les résultats de la présente étude s'alignent parfaitement avec ceux rapportés par [Sonmezer \(2019\)](#) et [Lakkimsetti et Latha \(2023a et b\)](#). On note que la tendance inverse a été observée au-delà de cette teneur limite en fibres, La réduction de la dissipation maximale de l'énergie de déformation est d'environ 0,023, 0,005 et 0,022 lorsque la teneur en fibres passe de 0,4% à 0,6%, pour des valeurs CSR de 0,13, 0,15 et 0,2, respectivement, en considérant $D_{50}=0,63$ mm. De plus, à une teneur en fibres donnée et pour les deux diamètres moyens des grains, les résultats des essais indiquent que l'augmentation du CSR conduit à une diminution de l'énergie de déformation maximale cumulée normalisée dissipée. Prenons par exemple le cas où $D_{50}=1,00$ mm ; le W_{n-max} diminue de 0,091 à 0,035 pour $F_s=0\%$, de 0,102 à 0,045 pour

F_s=0,2%, de 0,121 à 0,058 pour F_s=0,4%, et de 0,106 à 0,056 pour F_s=0,6%, lorsque CSR augmente de 0,13 à 0,2, comme on peut le constater sur les Figures 6.15a et 6.15b.

D'autre part, la comparaison entre les Figures 6.15a et 6.15b nous a permis d'illustrer l'impact de la taille moyenne des grains (D₅₀=0,63mm et D₅₀=1,00 mm) sur la réponse cyclique en termes d'énergie de déformation normalisée cumulative maximale pour le sable de Chlef renforcé et non renforcé. Cette comparaison démontre clairement que le paramètre du diamètre moyen des grains est à l'origine d'une influence significative sur l'énergie de déformation normalisée cumulative dans toutes les gammes examinées de teneur en fibres et de rapports de contrainte cyclique (CSRs). Les résultats obtenus indiquent que les échantillons avec D₅₀=1,00 mm indiquent une énergie de déformation dissipée normalisée cumulative plus élevée que celle induite par ceux reconstitués avec D₅₀=0,63 mm. Spécifiquement, les échantillons reconstitués avec D₅₀=1,00 mm montrent une tendance haussière de W_{n-max}, mesurée à CSR=0,13 variant de 38%, 26%, 25%, à 43% pour les teneurs en fibres testées (F_s=0%, 0,2%, 0,4%, et 0,6%) respectivement, en comparaison avec ceux reconstitués avec D₅₀=0,63 mm. Ce comportement peut être attribué au rôle du paramètre de la taille moyenne des grains, conduisant ainsi, à une plus grande énergie nécessaire pour induire un changement de volume pour le cas des échantillons préparés avec D₅₀=1,00 mm. Les équations (6.8) et (6.9) illustrent la relation entre la dissipation maximale d'énergie normalisée (W_{n-max}), le rapport de contrainte cyclique (CSR) et la teneur en fibres (F_s) pour les matériaux testés pour chaque diamètre moyen des grains (D₅₀=0,63mm et D₅₀=1,00 mm), respectivement :

$$W_{nmax} = 0,543 - 5,73 \times (CSR) + 0,138 \times (F_s) + 15,75 \times (CSR)^2 - 0,173 \times (F_s)^2 - 0,052(CSR) \times (F_s) \quad (6.8)$$

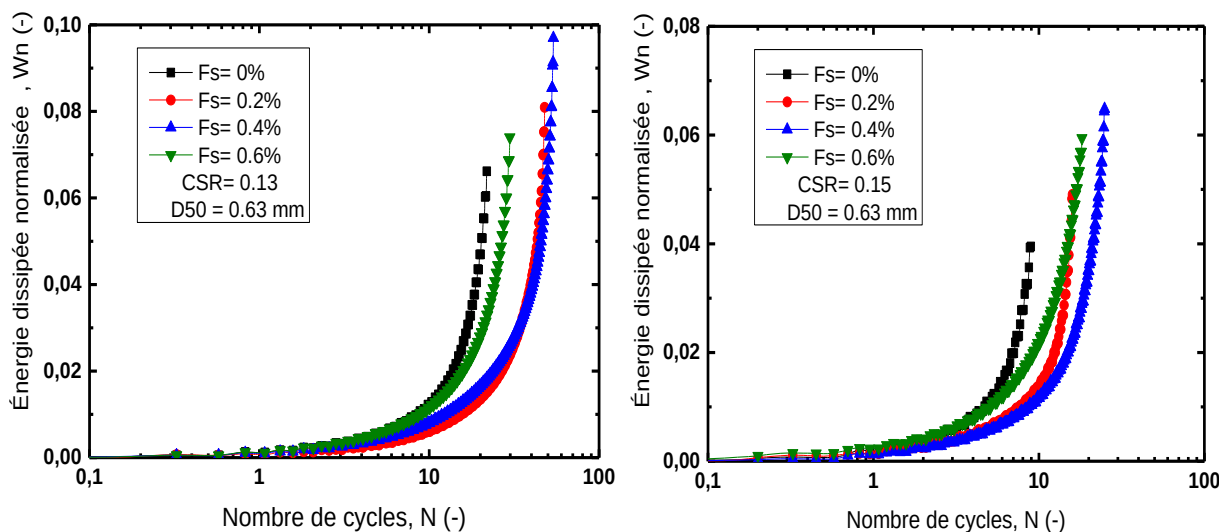
$$W_{nmax} = 0,388 - 3,378 \times (CSR) + 0,177(F_s) + 7,86 \times (CSR)^2 - 0,195 \times (F_s)^2 - 0,073 \times (CSR) \times (F_s) \quad (6.9)$$

Pour mieux comprendre l'influence de la teneur en fibres de sisal et du diamètre moyen des grains sur la dissipation d'énergie maximale normalisée et le nombre de cycles dans les mélanges sable de Chlef-fibres de sisal, le facteur d'amélioration W_{n-max} (EF_{W_{n-max}}) a été introduit et défini comme est indiqué dans l'équation 6.10 ci-dessous :

$$EF_{W_{nmax}} = \frac{W_{n-max_{F_s \neq 0\%}}}{W_{n-max_{F_s = 0\%}}} \quad (6.10)$$

Où : $W_{n-max} (F_s \neq 0\%)$ représente la dissipation d'énergie maximale normalisée des mélanges sable-fibres, tandis que $W_{n-max} (F_s = 0\%)$ représente la dissipation d'énergie maximale normalisée du sable propre. Les résultats de cette partie sont présentés dans les Figures 6.16 pour différentes valeurs de CSR. Comme le montre cette Figure, le facteur d'amélioration ($EF_{W_{n-max}}$) démarre avec une valeur unitaire (1), puis augmente jusqu'à atteindre un seuil pour une teneur en fibres de $F_s = 0,4\%$. Par la suite, il montre une tendance baissière avec l'augmentation des pourcentages de fibres de sisal jusqu'à $F_s = 0,6\%$ pour les deux diamètres moyens des grains ($D_{50} = 0,63\text{ mm}$ et $D_{50} = 1,00\text{ mm}$). Ceci corrobore toutes les discussions précédentes concernant l'influence de la fraction des fibres sur le comportement cyclique du sable de Chlef. A titre d'illustration, pour $CSR = 0,13$, $EF_{W_{n-max}}$ montre un incrément de 1 à 1,121, lorsque la teneur en fibres augmente de 0 à 0,4% puis elle diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres pour $D_{50} = 0,63\text{ mm}$.

Par ailleurs, pour une teneur en fibres donnée, les résultats des essais indiquent que les valeurs du facteur d'amélioration ($EF_{W_{n-max}}$) sont généralement plus élevées pour les échantillons préparés avec $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ par rapport à celles de ceux préparés avec $D_{50} = 1,00\text{ mm}$, à l'exception de mélanges soumis à $CSR = 0,15$. Cela indique que la marge d'amélioration du nombre de cycles et de l'énergie des mélanges est fortement influencée par les fibres de sisal. On note que les échantillons préparés avec un $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ montre un impact plus élevé de la teneur en fibres par rapport à ceux préparés avec un $D_{50} = 1,00\text{ mm}$. En d'autres termes, les échantillons préparés avec $D_{50} = 0,63\text{ mm}$ apparaissent plus commodes à améliorer avec l'augmentation de la teneur en fibres en raison de leur résistance initiale plus faible ($F_s = 0\%$) par rapport à ceux préparés avec $D_{50} = 1,00\text{ mm}$ qui ont une résistance initiale plus élevée pour $F_s = 0\%$.



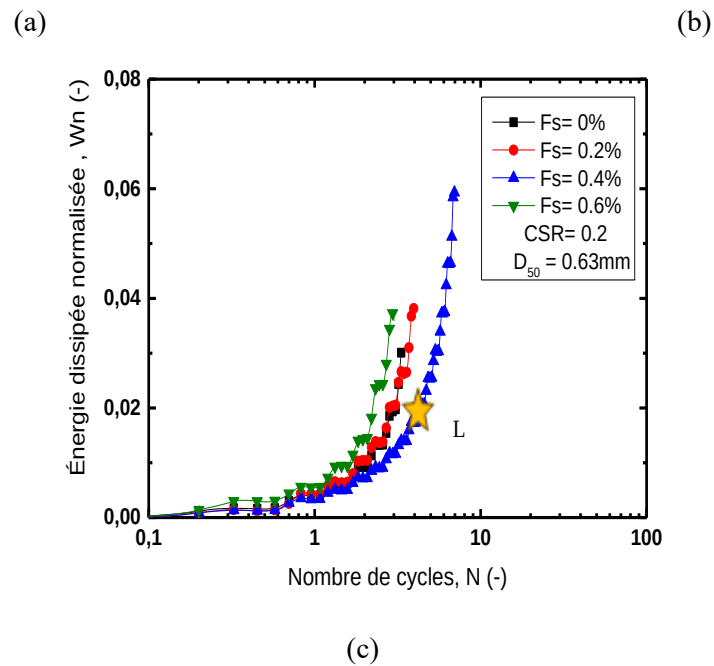
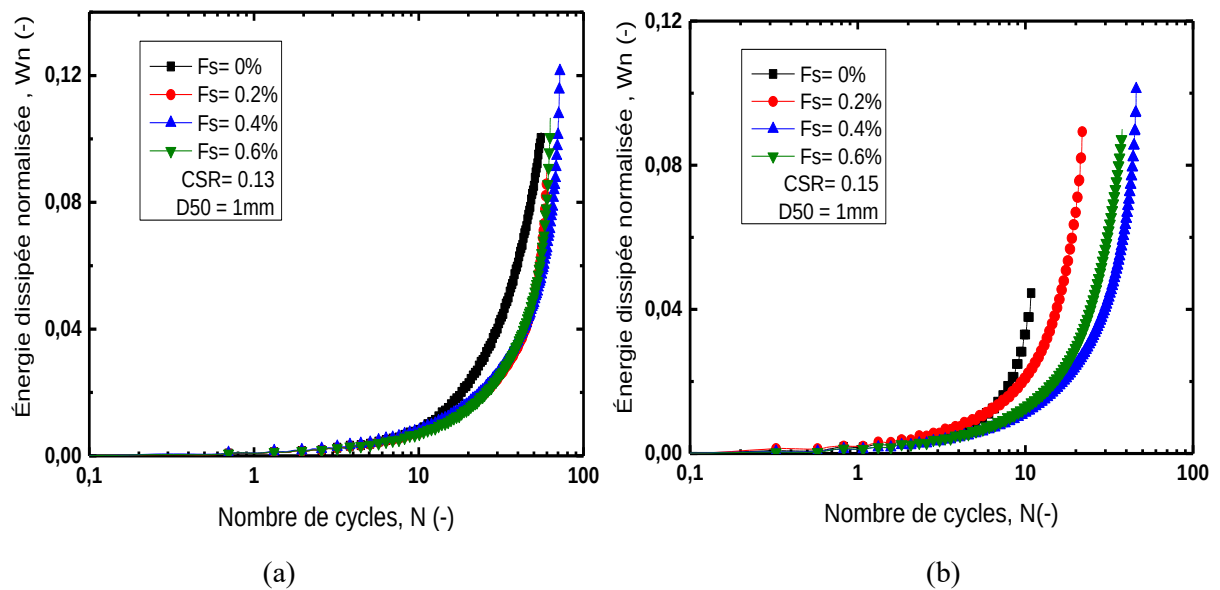
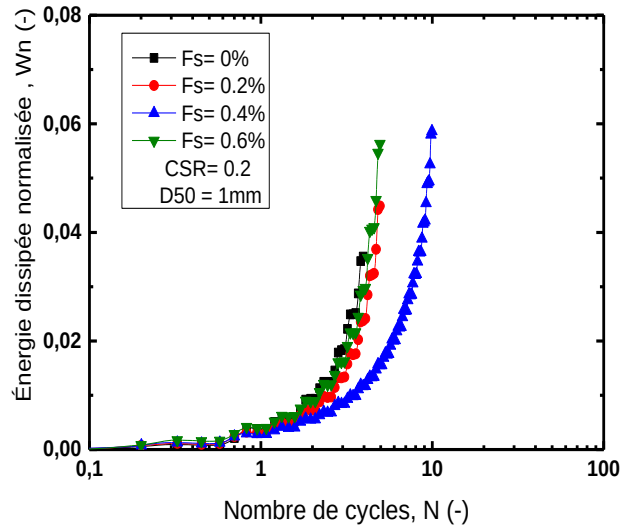


Fig. 6.12. Evolution de l'énergie dissipée normalisée en fonction du nombre de cycles pour les mélanges testés ($D_{50}=0,63 \text{ mm}$)

(a) $CSR = 0.13$, (b) $CSR = 0.15$, (c) $CSR = 0.2$





(c)

Fig. 6.13. Evolution de l'énergie dissipée normalisée en fonction du nombre de cycles pour les mélanges testés ($D_{50}=1,00\text{ mm}$)

(a) $CSR = 0.13$, (b) $CSR = 0.15$, (c) $CSR = 0.2$

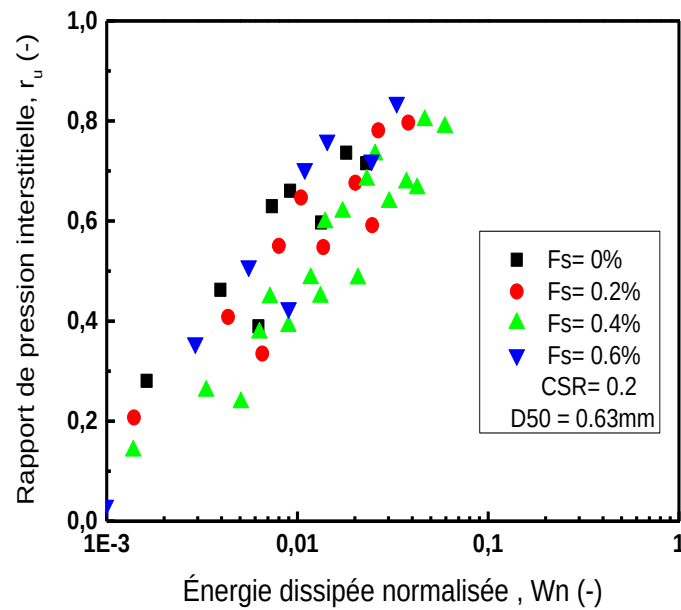


Fig. 6.14. Variation du rapport de pression interstitielle en fonction de l'énergie dissipée normalisée pour les sols testés ($D_{50}=0,63\text{mm}$, $CSR=0,2$).

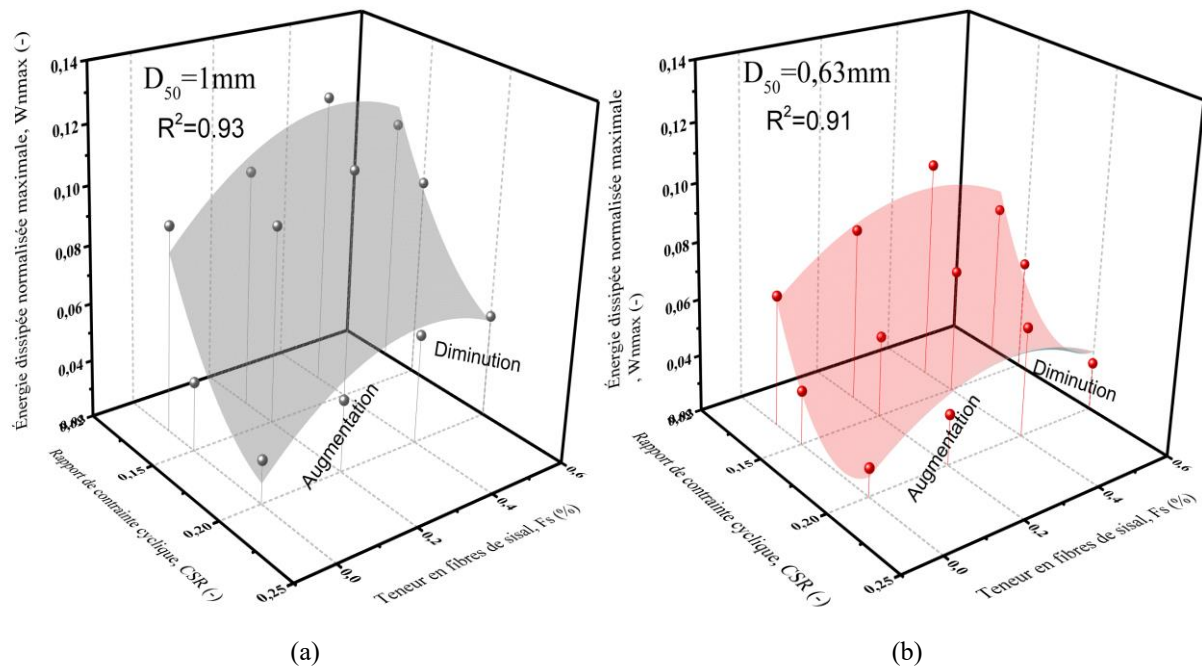
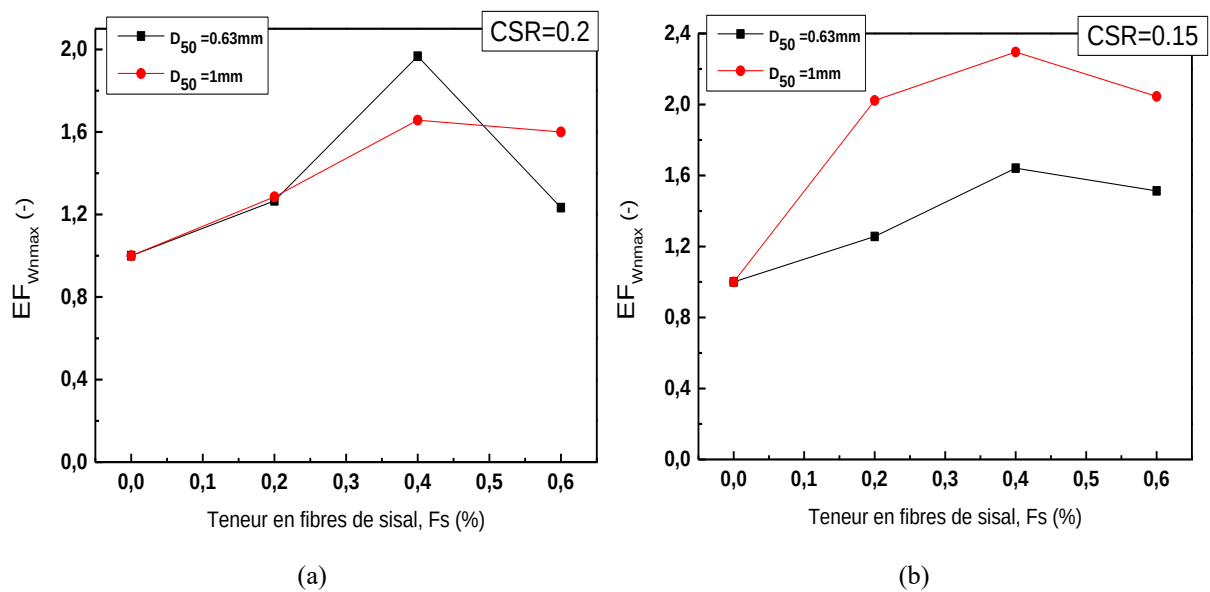


Fig 6.15 : Evolution de l'énergie dissipée normalisée maximale en fonction du rapport de contrainte cyclique et teneur en fibres de sisal.

(a) $D_{50}=1,00\text{mm}$ (b) $D_{50}=0,63\text{ mm}$



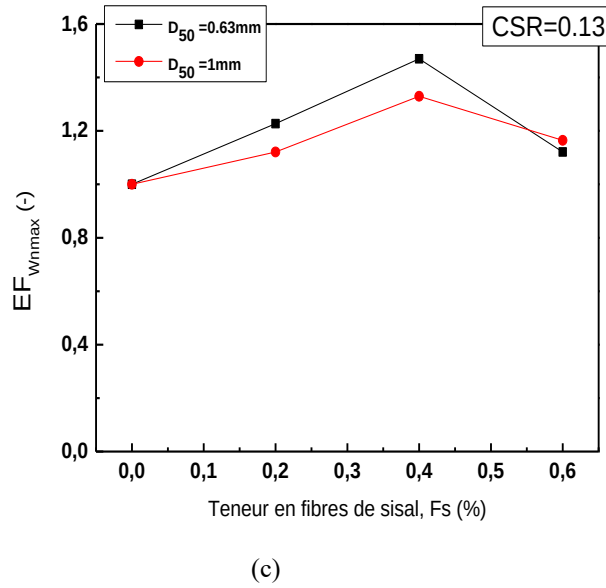


Fig. 6.16. Effet de Fs sur le facteur de renforcement EF_{wmax}

(a) CSR=0,20 (b) CSR=0,15 (c) CSR=0,13

Les impacts du diamètre moyen des grains et de la teneur en fibres de sisal sur le rapport de résistance cyclique en utilisant le critère de rupture basé sur l'énergie de dissipation utilisé pour déterminer le CRR ($CRR_{\text{energy-based theory}}$) sont illustrés dans la Figure 6.17. Ce paramètre ($CRR_{\text{energy-based theory}}$) a été calculé de la même manière que les étapes précédentes, comme est illustré dans la Figure 14 et l'équation (4), en prenant en compte le nombre de cycles jusqu'à la liquéfaction sur la base du critère d'énergie plutôt que sur celui de la déformation. Ainsi, $CRR_{\text{energy-based theory}}$ a présenté une courbe de résistance cyclique quasi similaire à celle du $CRR_{\text{strain-based theory}}$ comme le montre la Figure 15, en tenant compte des deux paramètres (Fs et D_{50}). On note que le $CRR_{\text{energy-based theory}}$ montre une tendance haussière avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal jusqu'à $Fs=0,4\%$, après quoi elle diminue avec de nouvelles augmentations jusqu'à $0,6\%$. En plus de cela, il y a une augmentation significative de $CRR_{\text{energy-based theory}}$ lorsque la taille moyenne des grains passe de $D_{50}=0,63\text{ mm}$ à $D_{50}=1,00\text{ mm}$. Il est à signaler qu'il existe une bonne corrélation entre $CRR_{\text{energy-based theory}}$, teneur en fibres de sisal (Fs) et taille moyenne des particules (D_{50}) des sols examinés, avec un bon coefficient de détermination ($R^2=0,9$). L'équation (6.11) est proposée pour exprimer $CRR_{\text{energy-based theory}}$ en fonction des deux paramètres (D_{50} et Fs) testés.

$$CRR = 0.042 \times (D_{50})^2 - 0.113 \times (Fs)^2 - 0.0111 \times (D_{50}) \times (Fs) - 0.065 \times (D_{50}) + 0.197 \quad (6.11)$$

Afin de mieux élucider l'impact de la teneur en fibres de sisal sur le $CRR_{\text{energy-based theory}}$ des mélanges sable- fibres, un facteur d'amélioration basé sur l'énergie dissipée ($EF_{CRR \text{ énergie}}$)

est introduit dans l'Équation (6.12). A noter que le paramètre $EFCRR_{\text{énergie}}$ est calculé en utilisant la même méthode que celle utilisée pour calculer EF_{CRR} dans l'Équation (6), dans laquelle la théorie basée sur la déformation a été employée.

$$EF_{CRR} = \frac{CRR_{\text{energy}}_{Fs \neq 0\%}}{CRR_{\text{energy}}_{Fs = 0\%}} \quad (6.12)$$

Où, $CRR_{\text{energy}} (Fs \neq 0\%)$ et $CRR_{\text{energy}} (Fs = 0\%)$ se réfèrent aux rapports de résistance cyclique calculés sur la base des critères énergétiques pour les mélanges sable-fibre et le sable propre, respectivement. Dans ce contexte, la Figure 6.18 illustre la relation entre le facteur d'amélioration de $CRR_{\text{energy-based theory}}$ et la teneur en fibres de sisal des matériaux testés. Le graphique montre clairement que l'amélioration du CRR basée sur le facteur de la théorie énergétique commence à 1 et augmente initialement jusqu'à une teneur en fibres de sisal de $Fs=0,4\%$. Par la suite, EF_{CRR} basé sur l'énergie dissipée commence à diminuer relativement une fois que le pourcentage de fibres de sisal dépasse la valeur seuil de 0,4 % et augmente davantage jusqu'à $Fs=0,6\%$ pour les deux mélanges testés en tenant compte des tailles de grains moyens étudiées ($D_{50}=0,63\text{ mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$). (Fig. 6.18). Par exemple, une augmentation de la teneur en fibres de $Fs=0\%$ à $Fs=0,4\%$ induit une augmentation du facteur $EF_{CRR_{\text{energy}}}$ de 0,133 à 0,162 pour $D_{50}=0,63\text{ mm}$ et de 0,152 à 0,17 pour $D_{50}=1,00\text{ mm}$. Par contre, une augmentation de Fs de 0,4 % à 0,6 % entraîne une diminution du facteur $EF_{CRR_{\text{energy}}}$ de 0,162 à 0,148 pour $D_{50}=1,00\text{ mm}$ et de 0,177 à 0,164 pour $D_{50}=0,63\text{ mm}$.

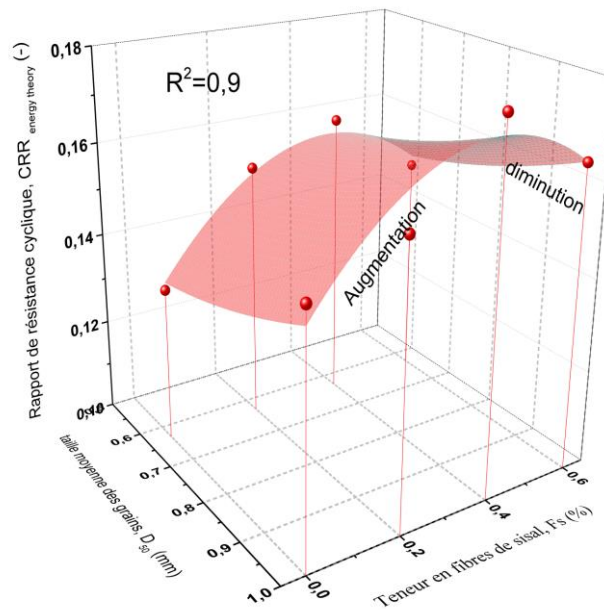


Fig 6.17. $CRR_{\text{energy-based theory}}$ vs. Teneur en fibres de sisal et taille moyenne des grains pour les sols testés.

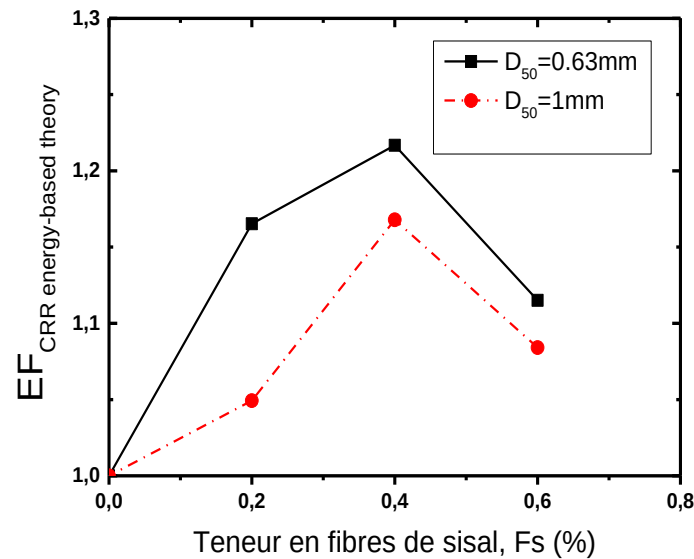


Fig. 6.18. Effet de FS sur le facteur d'amélioration, EF_{CRR} pour les sols examinés.

6.4. Comparaison et relation entre la théorie de la déformation du CRR et la théorie basée sur l'énergie du CRR

Comparaison des rapports de résistance cyclique en fonction de critères de rupture cyclique alternatifs ($CRR_{\text{energy-based theory}}$ et $CRR_{\text{strain theory}}$) et leur relation avec la teneur en fibres de sisal sont présentées dans la Figure (6.19). Les figures 6.19a et 6.19b indiquent que la théorie basée sur l'énergie s'est avérée légèrement plus conservatrice, car le nombre minimum de cycles nécessaires pour induire une rupture par liquéfaction (N_f) a été observé comme étant plus faible avec l'approche de dissipation d'énergie pour les deux sables avec des D_{50} différents. La nature conservatrice de l'approche basée sur l'énergie est également rapportée dans l'étude de [Jain et al \(2023\)](#). En outre, la Figure 6.19c montre la comparaison entre $CRR_{\text{energy-based theory}}$ et $CRR_{\text{strain theory}}$, dans laquelle toute la gamme des teneurs en fibres de sisal et les deux diamètres moyens des grains sont considérés. On constate que les valeurs obtenues de $CRR_{\text{energy-based theory}}$ sont en bon accord avec celles du $CRR_{\text{strain theory}}$ avec un coefficient de détermination élevé ($R^2=0,99$), compte tenu de tous les paramètres testés dans le cadre de cette étude.

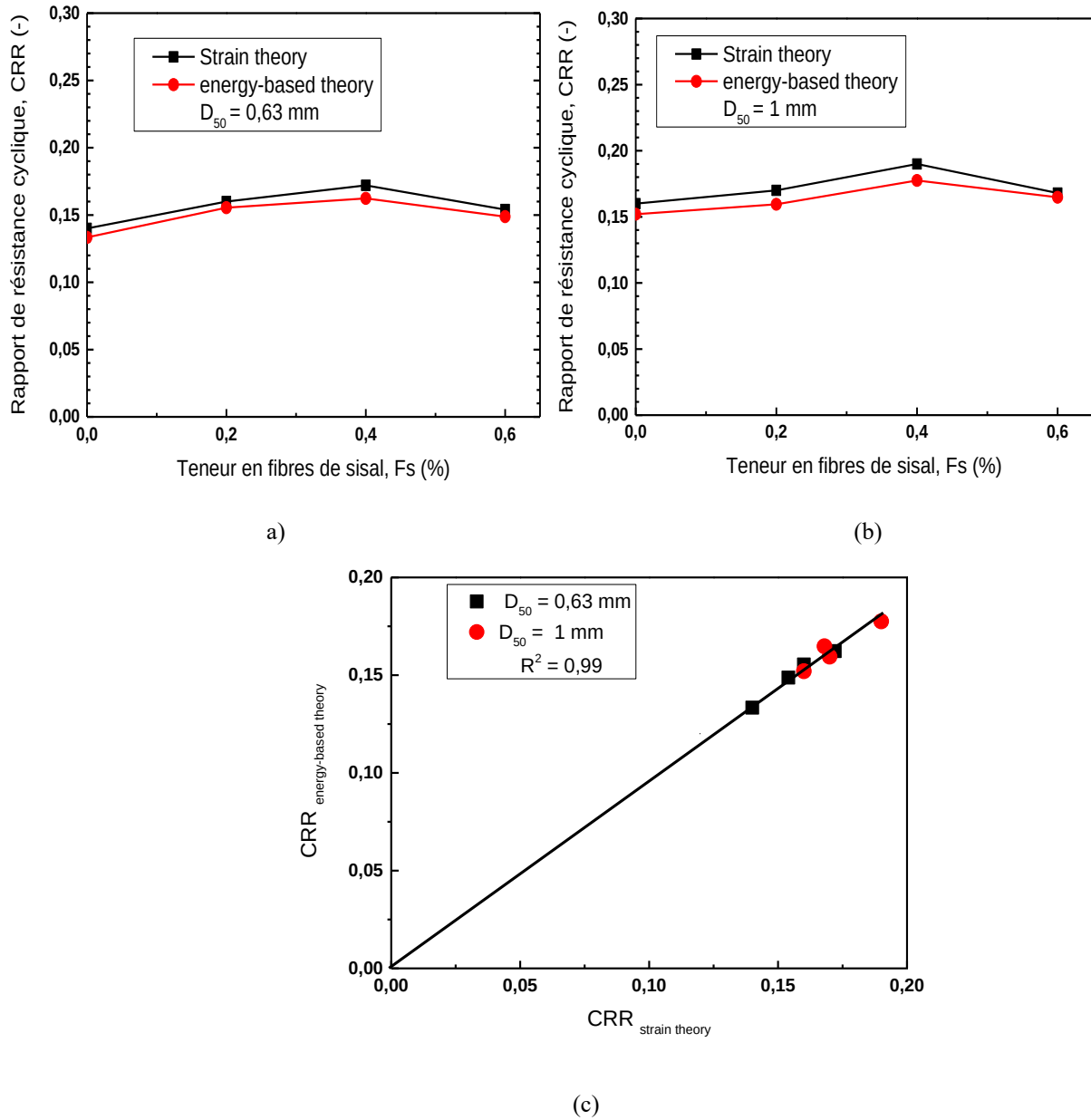


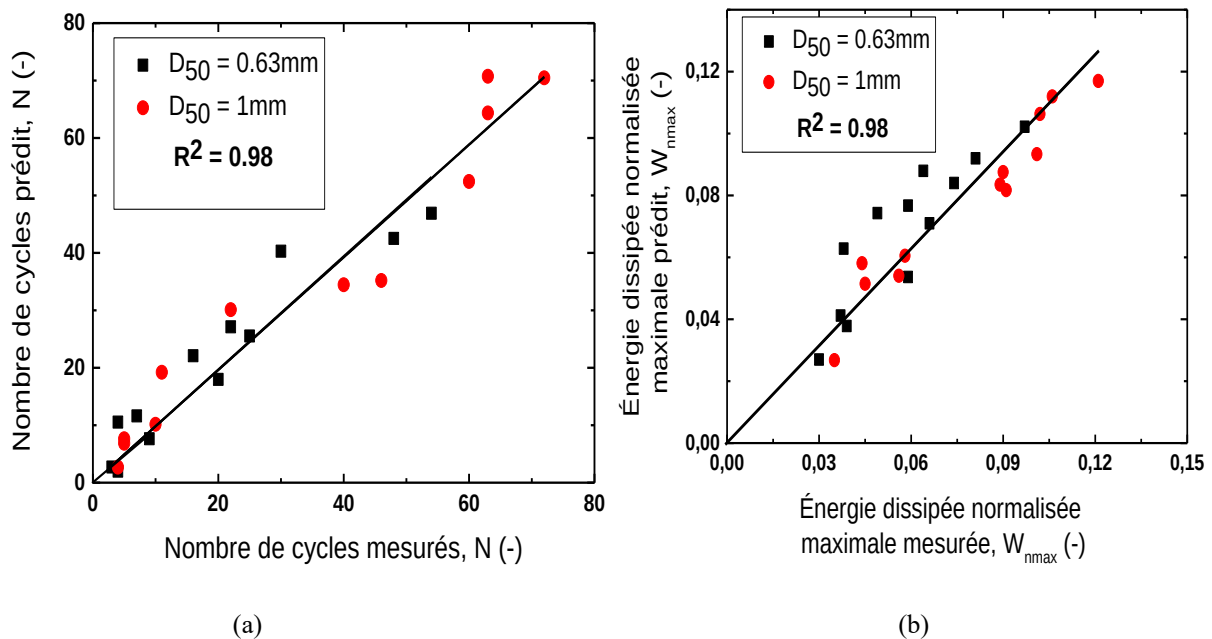
Fig. 6.19. Comparaison et relation entre $EF_{CRR \text{ energy-based theory}}$ and $EF_{CRR \text{ strain theory}}$

(a) CRR versus Fs pour $D_{50}=0.63$ mm, (b) CRR versus Fs for $D_{50}=1$ mm, (c) $CRR_{\text{energy-based theory}}$ versus $CRR_{\text{strain theory}}$.

6.5. Relation entre les caractéristiques prédites et mesurées

Dans cette section, les corrélations entre les caractéristiques prédites (en termes d'énergie dissipée normalisée maximale ($W_{n\max}$), nombre de cycles (N) et rapport de résistance cyclique ($CRR_{\text{energy-based theory}}$ et $CRR_{\text{strain theory}}$) sont discutées. Compte tenu des paramètres testés, y compris teneur en fibres, taille moyenne des grains et toutes les CSRs sont illustrés à la Figure 6.20 (les variations des valeurs prédites et celles mesurées de N , $W_{n\max}$ et CRR sont

présentées aux Figures 6.20a, 6.20b et 6.20c, respectivement). Lorsque les valeurs de N prévues ont été calculées à l'aide des équations (6.1) et (6.2), les valeurs du CRR prévues ont été déterminées à partir des équations (6.4) et (6.11) (équation (6.4) pour $CRR_{\text{strain theory}}$ et équation (6.11) pour $CRR_{\text{energy-based theory}}$), et les valeurs $W_{n\text{-max}}$ prédites ont été calculées selon les équations (6.8) et (6.9). Les analyses révèlent une forte concordance (relation linéaire) entre les paramètres prédits et ceux mesurés de N , $W_{n\text{-max}}$ et CRR avec des coefficients de détermination élevés ($R^2 = 0,98$ pour les trois relations). Cette observation affirme la fiabilité des équations proposées à prédire avec précision les caractéristiques de N , $W_{n\text{-max}}$ et CRR en tenant compte de tous les paramètres sélectionnés. Néanmoins, il convient de noter que les équations proposées ont été développées sur la base de données spécifiques au sol (sable de Chlef dans ce cas) et que leurs résultats devraient être influencés par de nombreux autres facteurs, y compris, mais sans s'y limiter, la minéralogie, les propriétés granulométriques autres que D_{50} (par ex. C_u), le paramètre d'indice de densité utilisé (par ex. D_r , indice de vide, densité sèche, etc.), les effets de forme, l'anisotropie, la méthode de reconstitution des échantillons, etc. dépassant ainsi le champ d'application de la présente étude.



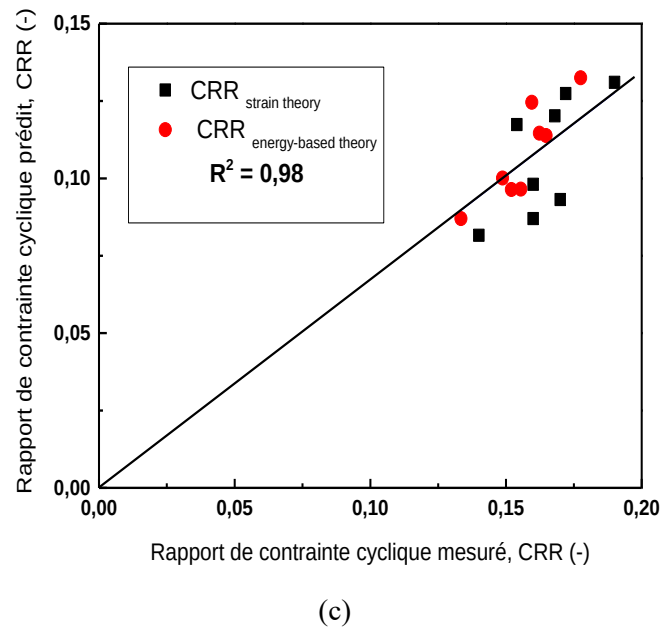


Fig. 6.20 : Relation entre les paramètres étudiés prédits et mesurés.
(a) Nombre de cycles (b) Énergie dissipée (c) Rapport de résistance cyclique.

6.6. Conclusion

Dans ce chapitre, une investigation expérimentale à travers une série d'essais cycliques de cisaillement simple direct (CDSS) a été réalisée pour faire une analyse approfondie des effets couplés de la teneur en fibres (avec une teneur en fibres variant de 0 à 0,6 % par pas de 0,2 %) et du diamètre moyen des grains sur la réponse à la liquéfaction cyclique d'un sable propre. Le sable de Chlef non renforcé et renforcé a été reconstitué avec deux diamètres moyens différents ($D_{50}=0,63\text{mm}$ et $D_{50}=1,00\text{ mm}$) à une densité relative initiale de ($Dr=27\pm5\%$). Les échantillons préparés ont été soumis à un chargement cyclique avec trois valeurs de CSR (0,13, 0,15 et 0,2). Le comportement en réponse à la liquéfaction cyclique des différents mélanges de sols a également été identifié et comparé sur la base des deux critères de rupture cyclique considérés : l'approche de la déformation limite (où la liquéfaction est considérée comme phénomène se produisant à une déformation de cisaillement à double amplitude prédéfinie, c'est-à-dire 7,5 % dans cette étude), et l'approche basée sur l'énergie de dissipation (où la liquéfaction est déclenchée lorsque l'énergie dissipée normalisée atteint son seuil maximum). Les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats des essais CDSS montrent que la teneur en fibres et la taille moyenne des grains contrôlent d'une manière rigoureuse les comportements en liquéfaction cyclique, en termes de nombre de cycles (N) et de rapport de résistance cyclique

(CRR), ainsi que d'énergie dissipée normalisée maximale (W_{nmax}), pour tous les échantillons testés.

- Cette investigation a révélé que la teneur en fibres de sisal joue un rôle significatif dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction des sols sableux de Chlef. Spécifiquement, la résistance à la liquéfaction montre une tendance haussière avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal, atteignant sa valeur maximale pour la teneur en fibres ($F_s=0,4\%$). Au-delà de ce point, la résistance diminue avec une nouvelle augmentation de F_s , observée jusqu'à 0,6 % pour les deux catégories de sables testées ($D_{50}=0,63$ mm et $D_{50}=1,00$ mm) et pour les trois rapports de contrainte cyclique (CSR) testés. Ce résultat est particulièrement important car il démontre l'utilisation potentielle des fibres naturelles (fibres de sisal) pour l'amélioration du sol contre un éventuel phénomène de liquéfaction.
- Pour une teneur en fibres donnée, il a été constaté que les échantillons dont le diamètre moyen des grains est de $D_{50}=1,00$ mm présentent une plus grande résistance à la liquéfaction que ceux ayant un $D_{50}=0,63$ mm. Cette réponse peut être attribuée à l'influence des diamètres moyens, induisant ainsi une augmentation notable de la taille des grains. Par conséquent, une quantité d'énergie plus importante est nécessaire pour mobiliser les contacts entre les grains (pour générer une tendance au changement de volume) dans les échantillons préparés avec $D_{50}=1,00$ mm par rapport à ceux préparés avec 0,63 mm.
- L'analyse des résultats de la présente étude indique que le paramètre de l'énergie dissipée cumulative sert d'indicateur bienfondé pour exprimer et prédire le phénomène de liquéfaction cyclique des mélanges sable-fibres de sisal. Ce paramètre valide les discussions mentionnées concernant les effets de la teneur en fibres et de la taille moyenne des grains sur le nombre de cycles et le rapport de résistance cyclique.
- Pour analyser les données de l'étude actuelle, il faut combiner deux critères de rupture cyclique distincts basés sur les approches de déformation à double amplitude et de dissipation de l'énergie. Cette intégration a permis une compréhension approfondie des ruptures induites par la liquéfaction sous l'effet du rapport de résistance cyclique. Il a été observé que les échantillons se rompaient un à quatre cycles plus tôt avec le critère de rupture basé sur l'énergie qu'avec le critère de déformation par cisaillement à double amplitude, ce qui souligne la nature légèrement plus conservatrice de l'approche basée sur l'énergie de dissipation, qui est moins fréquemment utilisée.

- Sur la base des résultats des essais, les facteurs d'amélioration introduits (EF_{CRR} et $EF_{W_{n-max}}$) peuvent être considérés comme paramètres pertinents pour prédire la réponse cyclique des mélanges sable-fibres pour les deux diamètres moyens testés.
- De nouvelles relations ont été établies pour prédire les variations du nombre de cycles, du rapport de résistance cyclique et de l'énergie dissipée normalisée maximale en fonction de tous les paramètres examinés (F_s , D_{50} et CSR). La corrélation entre les caractéristiques prédites et mesurées confirme la fiabilité des relations proposées pour la prédiction avec précision des caractéristiques du comportement cyclique (N , CRR et W_{n-max}).



Effets combinés de la taille des particules et
teneur en fibres naturelles sur la liquéfaction
des sables via des critères de rupture cyclique
basés sur la déformation et l'énergie de
dissipation





Conclusion générale et perspectives



Conclusion générale et perspectives

Cette étude analyse de manière approfondie l'impact du diamètre moyen des grains (D_{50}) et de l'incorporation de divers matériaux de renforcement sur le comportement mécanique et rhéologique des sols sableux sous différentes contraintes. Elle inclut des mélanges de sable et de verre concassé (CWG), de fibres naturelles comme celles de Doum traitées et non traitées et les fibres de sisal, ainsi que les polymères d'acétate de polyvinyle (PVAc).

- L'étude permet d'élucider la relation nuancée entre le diamètre moyen des grains et les propriétés mécaniques des mélanges sable-verre concassé CWG. Cette recherche souligne l'importance de prendre en compte les caractéristiques des particules dans les analyses géotechniques en observant l'augmentation de l'angle de repos et de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du diamètre moyen des grains et de la teneur en CWG. De plus, l'inclusion de particules de verre concassé augmente l'enchevêtrement des particules de sable, ce qui favorise la dilatance des mélanges. Les caractéristiques de déformabilité plus faibles du verre concassé contribuent à une augmentation significative de l'angle de frottement interne des sols testés. Ces connaissances améliorent notre compréhension des matériaux granulaires et éclairent les pratiques d'ingénierie liées à la stabilisation des sols et à la stabilité des pentes.
- Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte indiquent que les quantités de fibres de doum que ce soit traitées ou bien non traitées, ainsi que le diamètre moyen des grains, influencent de manière significative les caractéristiques mécaniques et rhéologiques, notamment la résistance au cisaillement maximale (τ_{pic}), l'angle de frottement interne (ϕ°), la ductilité (D), l'angle de frottement maximal et celui résiduel (ϕ_{pic} , ϕ_{res}), ainsi que l'angle de dilatance maximal (ψ_{max}).
- Les échantillons de sol sableux renforcés avec des fibres de Doum traitées présentent des performances mécaniques supérieures à celles des échantillons renforcés avec des fibres de Doum brutes pour tous les paramètres examinés, en particulier pour des teneurs en fibres plus élevées ($F_{D/TD} \geq 0,4 \%$). Il est donc fortement recommandé de choisir des fibres traitées en raison de leurs performances mécaniques accrues et de leur résistance à la dégradation, ce qui leur confère des avantages à long terme par rapport aux fibres non traitées.
- Les résultats des essais de compression non confinée montrent que l'ajout combiné de fibres de sisal et de polymère d'acétate de polyvinyle, ainsi que le diamètre moyen des

grains, affectent de manière considérable les propriétés mécaniques, avec des impacts très notables sur la résistance au cisaillement maximale et ultime (UCS et q_{ult}), la ductilité (D), et l'énergie de déformation maximale (E_p).

- L'analyse des résultats des essais révèle que la présence de fibres naturelles améliore le comportement du sable traité, où les deux valeurs de résistance à la compression (UCS et q_{ult}) augmentent lorsque la teneur en fibres de sisal augmente. La résistance atteint son maximum à une teneur en fibres optimale de ($F_s=0,6\%$), après quoi elle commence à diminuer avec des augmentations supplémentaires de la teneur en fibres pour le D_{50} et les trois teneurs de PVAc étudiées. En outre, l'énergie de déformation et les paramètres de ductilité confirment les résultats de la résistance à la compression, assurant la tendance générale à l'amélioration du comportement du sol avec l'ajout de fibres naturelles.
- Les résultats des essais de cisaillement simple cyclique CDSS montrent que la teneur en fibres et la taille moyenne des grains contrôlent les comportements vis-à-vis de liquéfaction cyclique de manière remarquable, en termes de nombre de cycles (N), de rapport de résistance cyclique (CRR), ainsi que de l'énergie dissipée normalisée maximale (W_{max}), pour tous les échantillons testés. De plus l'analyse de la présente étude montre que le paramètre de l'énergie dissipée cumulative est un indicateur bienfondé pour exprimer et prédire le phénomène de liquéfaction cyclique des mélanges de sable et de fibres de sisal. Ce paramètre valide les discussions mentionnées concernant les effets des teneurs en fibres et des diamètres moyens des grains sur le nombre de cycles ainsi que sur le rapport de résistance cyclique.

En résumé, cette recherche propose une base solide pour l'utilisation des matériaux granulaires renforcés dans des applications d'ingénierie, combinant efficacité structurelle, la durabilité et l'impact environnemental.

Voici des perspectives de recherche basées sur cette étude, pour ceux qui souhaiteraient compléter le travail :

1. **Durabilité à long terme et effets environnementaux :** Bien que cette étude se concentre sur les réponses mécaniques immédiates, il serait intéressant d'explorer le comportement à long terme des mélanges de sable renforcés avec du verre concassé, avec les fibres de Doum, les fibres de sisal ainsi qu'avec le polymères d'acétate de polyvinyle PVAc dans des conditions environnementales réelles (variations de

température, teneurs en eau, cycles de gel-dégel). Cela apporterait des informations sur la résilience environnementale et la durabilité de ces matériaux.

2. **Influence de différents traitements des fibres :** Puisque les fibres de Doum traitées ont montré de meilleures performances que les fibres brutes, des recherches futures pourraient étudier divers traitements chimiques ou physiques pour les fibres de Doum et celles de sisal afin d'optimiser leurs efficacités. Comparer les effets de traitements bio-sourcés par rapport aux traitements synthétiques pourrait également être utile pour des solutions plus écologiques.
3. **Analyse micromécanique :** Une analyse plus détaillée à l'échelle microscopique, par des techniques comme la microscopie électronique à balayage (SEM) ou la tomographie X, pourrait révéler comment l'enchevêtrement des particules et l'orientation des fibres influencent la résistance, la dilatance et la résistance à la liquéfaction. Cela fournirait une compréhension plus précise des interactions à l'échelle micro qui influencent le comportement à l'échelle macro.
4. **Matériaux de renforcement hybrides :** Explorer d'autres fibres naturelles ou synthétiques en combinaison avec le verre concassé CWG ou le polymères d'acétate de polyvinyle PVAc pourrait permettre de créer des mélanges de sols encore plus robustes et polyvalents. Mélanger plusieurs types de renforcement pourrait renforcer à la fois la résistance et la flexibilité des matériaux, les rendant ainsi plus adaptés à divers besoins d'ingénierie.
5. **Conditions de chargement dynamique et cyclique :** En complément des tests de cisaillement cyclique, les futures recherches pourraient évaluer comment ces mélanges renforcés se comportent sous des charges dynamiques plus variées ou extrêmes, telles que des simulations de tremblement de terre, et ce, pour mieux comprendre leurs performances dans des conditions sismiques réelles.
6. **Modélisation et simulation :** La modélisation numérique avancée, en utilisant par exemple la méthode des éléments finis (FEM), pourrait fournir des modèles prédictifs pour ces mélanges renforcés. Intégrer les données empiriques de cette étude dans des modèles prédictifs permettrait aux ingénieurs de simuler différents scénarios de charge, d'optimiser les compositions de matériaux et d'anticiper la performance à long terme avant la mise en œuvre sur le terrain.

7. **Évaluation de la durabilité :** Une analyse du cycle de vie (ACV) pour ces mélanges renforcés, notamment avec des composants bio-sourcés et issus de déchets (par exemple, de CWG et de fibres naturelles), permettrait de mieux comprendre l'impact environnemental et les compromis potentiels de l'utilisation de ces mélanges à grande échelle.
8. **Prototypes spécifiques aux applications et essais sur le terrain :** La réalisation d'essais sur le terrain avec des mélanges sable-fibre-PVAc optimisés dans des applications réelles, telles que la stabilisation des chaussées, la protection des pentes ou les fondations, permettrait de valider les résultats de laboratoire en conditions pratiques. Ces essais pourraient aussi mettre en lumière les défis liés à la mise en œuvre à grande échelle, tels que la consistance des mélanges ou les exigences de manipulation.

Références bibliographiques

- Afzali-Nejad, A., Lashkari, A., & Shourijeh, P. T. (2017). Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(1), 54-66. Doi: 10.1016/J.Geotextmem.2016.07.005.
- Al Adili, A. Q. E. E. L., & Al-Soudany, K. (2015). Effect of random inclusion of date palm leaf fibers on some soil properties. *Int J Earth Sci Eng*, 11, 28-34.
- Al-Hashemi, H. M. B., & Al-Amoudi, O. S. B. (2018). A review on the angle of repose of granular materials. *Powder technology*, 330, 397-417. Doi: 10.1016/J.Powtec.2018.02.003.
- Alshibli, K.A., Mehmet, B.C. (2018). "Influence of Particle Morphology on the Friction and Dilatancy of Sand". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001841.
- Amer, M.I., Kovacs, W.D., Aggour, M.S.: Cyclic simple shear size effects. *J. Geotech. Eng.* 113(7), Paper No. 21616. (1987)
- Amini, P.F., Huang, D., Wang, G., Jin, F., 2021. Effects of strain history and induced anisotropy on re-liquefaction resistance of Toyoura sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 147 (9), 04021094 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002588](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002588).
- Anvari SM, Shooshpasha I, Kutanaei SS (2017) Effect of granulated rubber on shear strength of fine-grained sand. *J Rock Mech Geotech* 9:936–944.
- Arab A et Shahrour I, (2010) " Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative ", Symposium International sur la Construction en Zone Sismique. Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.
- Arab A, Belkhatir M (2012) "Fines Content and Cyclic Preloading Effect on liquefaction Potential of Silty Sand: A Laboratory Study". *Acta Polytechnica Hungarica*. Vol.9 No. 4, PP 47-64.
- Arrieta Baldovino, J. D. J., dos Santos Izzo, R. L., da Silva, É. R., & Lundgren Rose, J. (2020). Sustainable use of recycled-glass powder in soil stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32(5), 04020080. Doi: 10.1061/(Asce)Mt.1943-5533.0003081.
- ASTM D2487. D2487-11. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System), (ASTM International, 2011). 2011.
- ASTM International: D6913 2017. Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. ASTM Int, West Conshohocken.
- ASTM. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. (2016) ASTM D2166/D2166M. West Conshohocken, PA: ASTM.
- Austroroads. Publication No. AP-R154/00: Use of recycled materials and the management of roadside vegetation on low trafficked roads, Austroroads Inc., Sydney, NSW, Australia.2000.
- Azaiez, H., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. Belkhatir, M (2021). Shear Characteristics of Fly Ash Improved Sand as an Embankment Material for Road Infrastructure Purpose. *Innov. Infrastruct. Solut.* 6, 148 <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00517-w>.
- Azaiez, H., Taiba, A. C., Mahmoudi, Y., & Belkhatir, M. (2021). Characterization of granular materials treated with fly ash for road infrastructure applications. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 8, 228-253. Doi: 10.1007/S40515-020-00135-6.
- Babu, S., K. Vasudevan, Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil, *J. Mater. Civil Eng. ASCE* 20 (2008) 571–577.

- Bai, Y., Liu, J., Song, Z., Chen, Z., Jiang, C., Lan, X., ... & Kanungo, D. P. (2019). Unconfined compressive properties of composite sand stabilized with organic polymers and natural fibers. *Polymers*, 11(10), 1576, doi :10.3390/polym11101576.
- Bederina M, Belhadj B, Ammari M, Gouilleux A, Makhloufi Z, Montrelay N, Queneudec M (2016) Improvement of the properties of a sand concrete containing barley straws–treatment of the barley straws. *Constr Build Mater* 115:464–477. [https:// doi. org/ 10.1016/j. conbu ildmat. 2016. 04. 065](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.065).
- Bekhiti, M., Trouzine, H., & Rabehi, M. (2019). Influence of waste tire rubber fiber on swelling behavior, unconfined compressive strength and ductility of cement stabilized bentonite clay soil. *Construction and Building Materials*, 208, 304–313. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.011>.
- Belkhatir M, Arab A, Schanz T, Missoum H, Della N. 2011. Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics. *Granul Matter* 2011;13(5):599–609.
- Berrill, J.B., Davis, R.O., 1985. Energy dissipation and seismic liquefaction of sands: revised model. *Soils Found.* 25 (2), 1018.https://doi.org/10.3208/sandf1972.25.2_106.
- Blayi, R. A., Sherwani, A. F. H., Ibrahim, H. H., Faraj, R. H., & Daraei, A. (2020). Strength improvement of expansive soil by utilizing waste glass powder. *Case Studies in Construction Materials*, 13, e00427. Doi: 10.1016/J.Cscm. 2020.E00427.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1), 65–78. doi:10.1680/geot.1986.36.1.65.
- Boominathan, A Hari S 1999. Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 22, 9–12, Pages 1027-1033. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00127-6](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00127-6).
- Boukhoulda A, Boukhoulda FB, Makieh H, Nouari M, Haddag B (2017) Microstructural and mechanical characterizations of natural long alfa fiber obtained with different extractions processes. *J Nat Fiber*. <https://doi.org/10.1080/15440478.2017.1302384>.
- Brito Da Silva, T., De Souza Correia, N., & De Oliveira Kühn, V. (2021). Effect of compaction energy on grain breakage of CDW, local soil and soil-CDW mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-11.
- Bu, F. Liu, J. Bai, Y.X. Kanungo, D.P. Song, Z.Z. Kong, F.X. Pan, C.(2019). Effects of the preparation conditions and reinforcement mechanism of polyvinyl acetate soil stabilizer. *Polymers*, 11, 506.
- Byung, J, W., Tae, G. H., & Kwon, B. Y. (2004). Ductility evaluation of prestressed concrete beams with CFRP tendons. *Journal of reinforced plastics and composites*, 23(8), 843-859.
- Cabalar, A. F., & Demir, S. (2022). Geotechnical properties of a bentonite treated with waste glass grains. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(9), 880.Doi: 10.1007/S12517-022-10169-4.
- Carraro JA, Bandini P, Salgado R. Liquefaction resistance of clean and non-plastic silty sands based on cone penetration resistance. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 2003 Nov;129(11):965-76.
- Chang, N.Y., Yey, S.T., Kaufman, L.P.1982. Liquefaction potential of clean and silty sand. In: *Proceedings of 3rd International Earthquake Microzonation Conference*, pp. 1018–103.

Chattaraj, R Sengupta A 2016. Liquefaction potential and strain dependent dynamic properties of Kasai River sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90. Pages 467-475. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.023>.

Chegenizadeh, A., Keramatikerman, M. and Nikraz, H. 2018. Liquefaction resistance of fibre reinforced low-plasticity silt. *Soil. Dyn. Earthq. Eng.*, 104, 372-377. DOI.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.00.

Chen, Y., Jaksa, M.B., Kuo, YL. Et al. Investigating the effectiveness of Rolling Dynamic Compaction (RDC) using Discrete Element Method (DEM). *Granular Matter* 23, 94 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10035-021-01164-9>

Cherif Taiba A, Mahmoudi Y, Belkhatir M, Schanz T (2018): Experimental Investigation into the influence of roundness and sphericity on the undrained shear response of silty sand soils. *Geotech Test J*. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170118>.

Cherif Taiba, A. Mahmoudi, Y., Baille, W., Wichtmann, T., and Belkhatir, M (2021). “Threshold Silt Content Dependency on Particle Morphology (Shape and Size) of Granular Materials: Review with New Evidence”. *Acta geotechnica Slovenica* 18(1):28-40 DOI:10.18690/actageotechslov.18.1.28-40.2021.

Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. & Belkhatir, M. (2023) Discussion of “Effect of Barley Straw Fiber as a Reinforcement on the Mechanical Behavior of Babolsar Sand”, by Ali Vafaei et al. (2023), published in *Transportation Infrastructure Geotechnology*, DOI.org/10.1007/s40515-023-00281-7. *Transp. Infrastruct. Geotech.* DOI.org/10.1007/s40515-023-00302-5.

Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. & Belkhatir, M. ‘reply to discussion of “direct shear characteristics of enzymatically cemented sands” by abdellah cherif taiba, youcef mahmoudi, and mostefa belkhatir’, *ksce journal of civil engineering*, vol. 27, no. 6, pp. 2500–2502, jun. 2023, doi: 10.1007/s12205-023-1499-5.

Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. & Belkhatir, M. ‘discussion of “experimental study on mechanical behavior of sand improved by polyurethane foam”, by ghasemi et al. (2023), published in *experimental techniques*. Doi.org/10.1007/s40799-023-00633-5’, *exp tech*, vol. 48, no. 3, pp. 395–398, jun. 2024, doi: 10.1007/s40799-023-00675-9.

Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y. & Belkhatir, M. (2024). Discussion of Flexural and Shear Strength Properties of Laterite Soil Stabilized with Rice Husk Ash, Coir Fiber, and Lime”, by Rithy Dompheun and Amin Eisazadeh (2024), Published in *Transportation Infrastructure Geotechnology*, DOI.org/10.1007/s40515-023-00364 <https://doi.org/10.1007/s40515-024-00383-w>.

Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Azaiez, H., & Belkhatir, M. (2023). Impact of the overall regularity and related granulometric characteristics on the critical state soil mechanics of natural sands: a state-of-the-art review. *Geomechanics and Geoengineering*, 18(4), 299-308. Doi: 10.1080/17486025.2022.2044076.

Choudhary, A. K., & Krishna, A. M. (2016). Experimental investigation of interface behaviour of different types of granular soil/geosynthetics. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2, 1-11.

Cubrinovski M, Rees S, Bowman E. Effects of non-plastic fines on liquefaction resistance of sandy soils. *Inearthquake Engineering in Europe*. 2010 (pp. 125-144). Springer, Dordrecht.

Das, B.M., Ramana, G.V.: Principles of Soil Dynamics. Cengage Learning, Delhi (2011)

Davis, R.O., Berrill, J.B., 1982. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 10 (1), 59–68. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100105>.

- Dehghan, H., Tabarsa, A., Latifi, N. et al. (2019). "Use of xanthan and guar gums in soil strengthening". *Clean Techn Environ Policy* 21, 155–165. DOI.org/10.1007/s10098-018-1625 0.
- Deng, Q., Lai, Z., Xiao, R., Wu, J., Liu, M., Lu, Z., & Lv, S. (2021). Effect of waste glass on the properties and microstructure of magnesium potassium phosphate cement. *Materials*, 14(8), 2073. Doi: 10.3390/Ma14082073.
- Deng, Y., Yilmaz, Y., Gokce, A., & Chang, C. S. (2021). Influence of particle size on the drained shear behavior of a dense fluvial sand. *Acta Geotechnica*, 16(7), 2071-2088. Doi: 10.1007/S11440-021-01143-7.
- Develioglu, I., Pulat, H.F. Shear strength of alluvial soils reinforced with PP fiber. *Bull Eng Geol Environ* 80, 9237–9248 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02474-1>.
- Dhir RK, de Brito J, Ghataora GS, Lye CQ. *Sustainable Construction Materials: Glass Cullet*: Woodhead Publishing; 2018.
- Disfani, M. M., Arulrajah, A., Bo, M. W., & Hankour, R. J. W. M. (2011). Recycled crushed glass in road work applications. *Waste management*, 31(11), 2341-2351. Doi: 10.1016/J.Wasman.2011.07.003.
- Disfani, M. M., Arulrajah, A., Bo, M. W., & Sivakugan, N. (2012). Environmental risks of using recycled crushed glass in road applications. *Journal of Cleaner Production*, 20(1), 170-179. Doi: 10.1016/J.Jclepro.2011.07.020.
- Doumi K, Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Belkhatir M, and Baille W 2021. Influence of the Particle Size on the Flow Potential and Friction Index of Partially Saturated Sandy Soils. *Transp. Infrastruct. Geotech.* <https://doi.org/10.1007/s40515-021-00193-4>.
- Doumi, K, Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y, Belkhatir, M., and Baille, W. (2020) "Experimental Investigation on the Influence of Relative Effective Diameter on Ultimate Shear Strength of Partially Saturated Granular Soils", *Acta Geotechnica Slovenica*. doi.org/10.18690/actageotechslov.17.1.56-70.2020.
- Dove, J.E., Jarrett, J.B., 2002. Behavior of dilative sand interfaces in a geotribology framework. *ASCE J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 128 (1), 25e37.
- Dutta RK, Khatri VN, Gayathri V (2012) Effect of addition of treated coir fibres on the compression behaviour of clay. *Jordan J Civ Eng* 6:476–488.
- Evangelou, E, D Markou I, N, Verykaki S, E and Bantralexis K, B. 2023. Mechanical Behavior of Fiber-Reinforced Soils under Undrained Triaxial Loading Conditions. *Geotechnics*. 3, 874–893. <https://doi.org/10.3390/geotechnics3030047>.
- Feng, S.-J., Shui, W.-H., Tan, K., Gao, L.-Y., & He, L.-J. (2011). "Field Evaluation of Dynamic Compaction on Granular Deposits". *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(3), 241–249. DOI:10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000160.
- Figuerola, J., Saada, A., Liang, L. and Dahisaria, N. 1994. Evaluation of soil liquefaction by energy principles", *J. Geotech. Eng.*, 120(9), 1554-1569. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:9\(1554\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:9(1554)).
- Fioravante, V. (2002). On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand. *Soils and foundations*, 42(2), 23-33.
- Gatto MPA, Montrasio L, Berardengo M, Vanali M (2022) Experimental analysis of the effects of a polyurethane foam on geotechnical seismic isolation. *J Earthq Eng* 26(6):2948–2969.

- Ghadr S, Samadzadeh A, Bahadori H, Assadi-Langroudi A (2020) Liquefaction resistance of fibre-reinforced silty sands under cyclic loading. *Geotext Geomembranes* 48(6):812–827. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.07.002>.
- Ghasemzadeh, H., Modiri, F. & Darvishan, E. (2021). A novel clean biopolymer-based additive to improve mechanical and microstructural properties of clayey soil. *Clean Techn Environ Policy* DOI.org/10.1007/s10098-021-02234-5.
- Gheris, A., & Hamrouni, A. (2020). Treatment of an expansive soil using vegetable (DISS) fibre. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(1), 1-17.
- Ghida. A, Jaber, L., Baalbaki, O., & Barraj, F. (2023). Utilization of Fan Palm, Date Palm, and Phragmites Australis fiber for improving the mechanical behavior of sandy soil. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 33, 100427. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2022.100427>.
- Guo, S, Cui, J Shan Y , Li, Y, Chen K, and Yang, K.2023. Experimental Study on Liquefaction Characteristics of Coral Gravelly Soils with Different Particle Size Distributions. *Journal of Marine science and Engineering*. 11, 1356. <https://doi.org/10.3390/jmse11071356>.
- Hamidi A, Alizadeh M, Soleimani SM (2009) Effect of particle crushing on shear strength and dilation characteristics of sand-gravel mixtures. *Int J Civil Eng* 7(01):61–71.
- Hamidi, A, Hooresfand, M (2013) Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand, *Geotext. Geomembr.* 36 (2013) 1–9, <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.10.005>.
- Hao, S., Yu, Y., Song, J. et al. Study on direct shear strength properties of sand mixed with polyurethane prepolymer and sisal fiber. *Environ Earth Sci* 82, 436 (2023). <https://doi.org/10.1007/s12665-023-11121-9>.
- Hataf N, Ghadir P, Ranjbar N (2018) Investigation of soil stabilization using chitosan biopolymer. *J Clean Prod* 170 :1493–1500.
- Hatibu, N, D.R.P. Hettiaratchi, (1993) The transition from ductile flow to brittle failure in unsaturated soils, *J. Agric. Eng. Res.* 54 (4) (1993) 319–328, <https://doi.org/10.1006/jaer.1993.1024>.
- Hazirbaba K (2018) Large-scale direct shear and CBR performance of geofibre-reinforced sand. *Road Mater Pavement* 19:1350–1371.
- Hazout, L,Zitouni, Z.A, Belkhatir.M & Schanz, T(2017) "Evaluation of static liquefaction characteristics of saturated loose sand through the mean grain size and extreme grain sizes" *geotechnical and geological engineering an international journal*, doi 10.1007/s10706-017-0230-z.
- Hazout, L., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., & Belkhatir, M. (2023). Deformation characteristics of natural river sand under compression loading incorporating extreme particle diameters impacts. *Marine Georesources & Geotechnology*, 41(10), 1156-1174.Doi: 10.1080/1064119x.2022.2122090.
- Heidari Forozabadi, H., Khabiri, M. M., Barkhordari Bafghi, K., & Miti Ku, D. A. (2023). Use of ceramic-industry wastewater in sandy subgrade stabilization by deep mixing method. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11(3), 1-17. Doi: 10.22075/Jrce.2022.26315.1614.
- Hejazi, S. M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S. M., & Zadhoush, A. (2012). A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Construction and building materials*, 30, 100-116.
- Hejazi, S. M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S. M., & Zadhoush, A. (2013). Shear modeling of fiber reinforced soil composite on the base of fiber pull-out test. *Fibers and Polymers*, 14(2),277-284.

- Hosseinpour I., Mirmoradi H., Barari A. & Omidvar M. (2010): «Numerical evaluation of sample size effect on the stress-strain behavior of geotextile-reinforced sand», *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 11(8) pp. 555-562
- Ibraim, E., Diambra, A., Muir Wood, D. and Russell, A.R. 2010. Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading. *Geotext. Geomembr.*, 28(4), 374-385. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.12.00>.
- Imteaz MA, Ali MY, Arulrajah A. Possible environmental impacts of recycled glass used as a pavement base material. *Waste Management & Research*. 2012 ;30(9) :917-21.
- Jain A, Mittal S, M AND Shukla, S, k 2023. Energy-based approach to study liquefaction triggering in homogeneous and stratified soils under consolidated undrained cyclic loading. *Engineering Geology*. 321, 107151. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107151>.
- Jean-Pierre Magnan et Georges Pilot (2014) : Amélioration des sols. *Technique de l'ingénieur*
- Jin, L, W. Song, X. Shu, B. Huang, (2018). Use of water reducer to enhance the mechanical and durability properties of cement-treated soil, *Constr. Build. Mater.* 159. 690–694.
- Kalkan E, Kartal HO, Kalkan OF (2022) Experimental study on the effect of hemp fiber on mechanical properties of stabilized clayey soil. *J Nat Fiber* 19(16):14678–14693.
- Kammerer, A.M., Wu, J., Riemer, M., Pestana, J.M., Seed, R.B.:Use of cyclic simple shear testing in evaluation of the deformation potential of liquefiable soils. In: *Proc. 4th Int. Conf. Recent Adv.Geotech. Earthquake Eng. Soil Dyn. Paper 16*. (2001).
- Kazmi, D., Serati, M., Williams, D. J., Qasim, S., & Cheng, Y. P. (2021). The potential use of crushed waste glass as a sustainable alternative to natural and manufactured sand in geotechnical applications. *Journal of Cleaner Production*, 284, 124762.Doi: 10.1016/J.Jclepro.2020.124762.
- Kazmi, D., Williams, D. J., & Serati, M. (2020). Waste glass in civil engineering applications—A review. *International Journal of Applied Ceramic Technology*, 17(2), 529-554.Doi: 10.1111/Ijac.13434.
- Keramatikerman, M, Chegenizadeh, A & Nikraz, H. (2018). “Effect of Fly ash on Post Cyclic Behavior of Sand”. *Journal of Earthquake Engineering*. ISSN: 1363-2469 (Print) 1559-808X.
- Kermatikeman M, Chegenizadeh A, Nikraz H et Ayad Salih Sabbar (2017):"Experimental study on effect of fly ash on liquefaction resistance of sand" DOI.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.012.
- Khatrri, V. N., Dutta, R. K., Venkataraman, G., & Shrivastava, R. (2016). Shear strength behaviour of clay reinforced with treated coir fibres. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(2), 135-143.
- Khelifi, Z., et Allal, M.A. (2014, November 24-28). Caractérisation du frottement d'interface sable-fibres végétales d'Alfa : Application au renforcement des sols. In *Conférence Matériaux 2014-Colloque Ecomatériaux*, Montpellier, France.
- Kokusho T, Hara T, Hiraoka R, Asce M, Hara T, Hiraoka R. 2004. Undrained shear strength of granular soils with different particle gradations. *J Geotech Geoenviron Eng*;130(6):621–9.
- Kokusho, T., 2013. Liquefaction potential evaluations: energy-based method versus stress-based method. *Can. Geotech. J.* 50 (10), 1088–1099. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0456>.
- Kokusho, T., 2017. Liquefaction potential evaluations by energy-based method and stress-based method for various ground motions: supplement. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 95, 40–47. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.033>.

- Kokusho, T., 2021. Energy-based liquefaction evaluation for induced strain and surface settlement – evaluation steps and case studies. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 143, 106552. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106552>.
- Koutenaei, R. Y., Choobbasti, A. J., & Kutanaei, S. S. (2021). Triaxial behaviour of a cemented sand reinforced with Kenaf fibres. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(7), 1268-1286. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1574607>.
- Kramer, S.L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Pearson Education India, Noida. (1996).
- Kumar, A., Walia, B. S., & Mohan, J. (2006). Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. *Construction and building materials*, 20(10), 1063-1068.
- Kwan W, S (2018) "A review on sand sample Reconstitution methods and procedures for undrained simple shear test". *International Journal of Geotechnical Engineering*, DOI: 10.1080/19386362.2018.1461988.
- Ladd, R. S. (1978) "Preparing test specimens using undercompaction." *Geotech. Test. J.* 1 (1): 16–23. DOI.org/10.1520/GTJ10364J .
- Lakkimsetti B, Latha G, M 2023a. Morphological insights into the liquefaction and post-liquefaction response of sands with geotextile inclusions using drained constant volume simple shear tests. *Geotextiles and Geomembranes* 51 144–164. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2023.06.002.
- Lakkimsetti B, Latha G, M 2023b. Effectiveness of Different Reinforcement Alternatives for Mitigating Liquefaction in Sands. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 9:37 <https://doi.org/10.1007/s40891-023-00459-6>.
- Lakkimsetti B, Latha G, M 2023c. Role of grain size and shape on undrained monotonic shear, liquefaction, and post-liquefaction behaviour of granular ensembles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 173, 108086. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108086>.
- Landris T. Recycled glass and dredged materials. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Mississippi, USA Report No ERDC TN-DOER-T8. 2007.
- Latifi N, Rashid ASA, Siddiqua S, Abd Majid MZ (2016) Strength measurement and textural characteristics of tropical residual soil stabilised with liquid polymer. *Measurement* 91:46–54.
- Lei, H., M. Liu, S. Feng, J. Liu, and M. Jiang. 2020. "Cyclic behavior of Tianjin soft clay under intermittent combined-frequency cyclic loading." *Int. J. Geomech.* 20 (10): 04020186. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001805](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001805).
- Liang, L. 1995. Development of an energy method for evaluating the liquefaction potential of a soil deposit. Ph.D.Dissertation, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, U.S.A.
- Lings, M. L., & Dietz, M. S. (2005). The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation. *Soils and foundations*, 45(6), 1-14. Doi: 10.3208/Sandf.45.1.
- Liu J, Bai YX, Song ZZ, Kanungo DP, Wang Y, Bu F, Chen ZH, Shi X (2020) Stabilization of sand using different types of short fibers and organic polymer. *Constr Build Mater* 253(2020):119164.
- Liu J, Bai YX, Song ZZ, Lu Y, Qian W, Kanungo DP (2018) Evaluation of strength properties of sand modified with organic polymers. *Polymers* 10(3):287.
- Liu, J. Feng, Q. Wang, Y. Bai, Y.X. Wei, J.H. Song, Z.Z. (2017). The effect of polymer-fiber stabilization on the unconfined compressive strength and shear strength of sand. *Adv. Mater. Sci. Eng.* <https://www.hindawi.com/journals/amse/2017/2370763/abs/>.

- Liu, J., Bu, F., Bai, Y., Chen, Z., Kanungo, D. P., Song, Z., ... & Chen, J. (2020). Study on engineering properties of sand strengthened by mixed fibers and polyurethane organic polymer. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79, 3049-3062.
- Lopez-Querol, Susana; Arias-Trujillo, Juana; GM-Elipe, Maria; Matias-Sanchez, Agustin; Cantero, Blas (2017). Improvement of the bearing capacity of confined and unconfined cement-stabilized aeolian sand. *Construction and Building Materials*, 153(), 374–384. Doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.124.
- Luo, M., Liu, X., Zhong, L. et al. Effects of Particle Breakage on the Mechanical Behavior of Calcareous Sand Under Confined Compression Tests. *Int J Civ Eng* (2024). <https://doi.org/10.1007/s40999-023-00933-2>.
- Mahdi, Z., & Al-Hassnawi, N. S. (2018). Assessment of subgrade soil improvement by waste glass powder. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9(10), 12-21.
- Mahmoudi Y (2017) "Etude expérimentale du comportement mécanique des sols surconsolidés : influence de la structure initiale", la thèse de doctorat. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
- Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Belkhatir M, Schanz T (2018) Experimental investigation into the influence of roundness and sphericity on the undrained she response of silty sand soils. *Geotech Test J*. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170118>.
- Mahmoudi Y, cheriftaiba A, belkhatir M et Tom Schanz (2016) "Laboratory Study on Undrained Shear Behavior of Over Consolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of the Fines Content and Stress State". *International Journal of Geotechnical Engineering*, DOI.1019386362.2016.1252140.
- Mahmoudi, Y., A. Cherif Taiba, and M. Belkhatir. (2024). "Comparative Study of Stress History Effects on Shear Deformation Relations of Sands from the Mediterranean Region Integrating Specimen Preparation Techniques." *Int. J. Geomech.* 24(2): 04023285. <https://doi.org/10.1061/IJGNAI.GMENG-8710>.
- Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., Hazout, L. Belkhatir, M., 2019. Experimental Evidence into the Impact of Sample Reconstitution on the Pore Water Pressure Generation of Overconsolidated Silty Sand Soils" *Journal of Geo-engineering*, DOI: 10.6310/jog.201912_14(4).3.
- Malidarreh N. R, Shooshpasha I, Mirhosseini S. M. Et Dehestani M. (2017): "Effects of reinforcement on mechanical behaviour of cement treated sand using direct shear and triaxial tests", *International Journal of Geotechnical Engineering* <http://dx.doi.org/10.1080/19386362.2017.1298300>
- Marandi, M. S., Bagheripour, M. H., Rahgozar, R., & Zare, H. (2008). Strength and Ductility of Randomly Distributed Palm Fibers Reinforced Silty-Sand Soils. *American Journal of Applied Sciences*, 5 (3), 209-220
- Más-López, M. I., García del Toro, E. M., Luizaga Patiño, A., & García, L. J. M. (2020). Eco-friendly pavements manufactured with glass waste: Physical and mechanical characterization and its applicability in soil stabilization. *Materials*, 13(17), 3727. Doi: 10.3390/Ma13173727.
- Mirdan A, Abouelenean G (2015) Effect of using rice straw fiber on slope stability of sand soil. *Port-Said Int J Eng Res* 19:1–8. <https://doi.org/10.21608/PSERJ.2015.37262>.
- Mirzababaei M, Arulrajah A, Horpibulsuk S, Soltani A, Khayat N (2018) Stabilization of soft clay using short fiber and poly vinyl alcohol. *Geotext Geomembr* 46:646–655.
- Miura, K., Maeda, K., & Toki, S. (1997). Method of measurement for the angle of repose of sands. *Soils and Foundations*, 37(2), 89-96. Doi: 10.3208/Sandf.37.2_89.

Mohammad Ali Mohammadzadeh, Mohammad Mohsen Toufigh et Vahid Toufigh (2022), "Durability and Strength of Geopolymer with Recycled Glass Powder Base for Clay Stabilization", KSCE Journal of Civil Engineering DOI 10.1007/s12205-022-0681-5

Monkul MM, Etminan E, Senol A. 2017. Coupled influence of content, gradation and shape characteristics of silts on static liquefaction of loose silty sands. *Soil Dynam Earthq Eng* 101:12–26.

Monkul MM, Gültekin C, Gülver M, Akin "O, Eseller-Bayat E.2015. Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading. *Soil Dynam Earthq Eng*;75:27–36.

Monkul MM, Kendir SB. Kumlarda göreceli sıklık ile sismik sıvılaşma direnci arasındaki ilişkinin dinamik basit kesme deneyleri ile incelenmesi. 8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu; 2019: İTÜ Süleyman Demirel Kültür Merkezi, İstanbul.

Monkul MM, Yenigun S. 2021. Automatic funnel control device. US Patent Application No: 17/059; p. 502. Publication No: US 2021/0208040 A1.

Monkul MM, Yenigün S, , Eseller-Bayat E. 2018. Importance of automatization on dry funnel deposited specimens for liquefaction testing.” *Geotechnical Special Publication No 293; Slope Stability and Landslides. Laboratory Testing, and In Situ Testing, ASCE.* p. 286–95.

Monkul, M. M., & Yamamuro, J. A. (2011). Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(6), 931-942. Doi: 10.1139/T11-001.

Monkul, M.M., Tütüncü, Y.E. 2024 Revisiting the effect of relative density on cyclic liquefaction of clean and silty sands: the crossing effect. *Bull Earthquake Eng* 22, 3817–3843. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01910-3>.

Moslemi A, Tabarsa A, Mousavi SY, Monfared MHA (2022) Shear strength and microstructure characteristics of soil reinforced with lignocellulosic fiber-Sustainable materials for construction. *ConstrBuild Mater* 356:129246.

Nejad, A.A, Lashkari, A, Shourijeh, P.T (2017). Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.005.

Nemat-Nasser, S., Shokooh, A., 1979. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Can. Geotech. J.* 16 (4), 659–678. <https://doi.org/10.1139/t79-076>.

NF P94-071-1 (1994). *Reconnaissance Et Essais–Essai De Cisaillement Rectiligne à la boîte - Partie 1 : Cisaillement Direct*. AFNOR edition.

Nguyen G, Hrubešova E, Voltr A (2015) Soil improvement using polyester fibres. *Proced Eng* 111:596–600. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.07.051>.

Nong, Z.Z., Park, S.S., Lee, D.E., 2021. Comparison of sand liquefaction in cyclic triaxial and simple shear tests. *Soils Found.* 61 (4), 1071–1085. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.05.002>.

Noorzad, R. and Fardad, A.P. 2014. Liquefaction resistance of Babolsar sand reinforced with randomly distributed fibers under cyclic loading”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 66, 281-292. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.01>.

Panda B, Sharma S, Roy NR. *Data Science and Analytics: 4th International Conference on Recent Developments in Science, Engineering and Technology, REDSET 2017, Gurgaon, India, October 13-14, 2017, Revised Selected Papers*: Springer; 2018.

- Park, SS., Nguyen, TN., Moon, H.D. et al. 2023 Effect of gradation on shear characteristics of granular materials under one-way repeated direct shear and simple shear loadings. *Geosci J* 27, 613–627. <https://doi.org/10.1007/s12303-023-0018-5>.
- Paul, M., R. B. Sahu, and G. Banerjee. 2015. “Undrained pore pressure prediction in clayey soil under cyclic loading.” *Int. J. Geomech.* 15 (5): 04014082. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000431](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000431).
- Peng L, Wang D, Qi J (2021) Study on anti-corrosion of PVA-treated wheat straw and its application in reinforcement of a silty soil. *Constr Build Mater* 291:123305. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123305>.
- Polito, C.P., Green, R.A., Lee, J., 2008. Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 134 (10), 1490–500. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:10\(1490\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1490)).
- Prithviraj, R., and Anjana Bhasi. (2023): "Interface behavior of granular soils reinforced with surface-modified coir geotextiles." *journal of natural fiber*; vol. 20, no. 1, 2160403 20230268983. <https://doi.org/10.1080/15440478.2022.2160403>.
- Qiang M, Yang, Y., Xiao, H., & Xing, W. (2018). Studying shear performance of flax fiber-reinforced clay by triaxial test. *Advances in Civil Engineering*, 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/1290572>.
- Rangwala HM, Agrawal L, Makhecha V, Gondaliya I (2021) Improvement of strength reinforced by sugarcane fibre. *Proc Indian Geotech Conf Springer*, 873–878. https://doi.org/10.1007/978-981-33-6444-8_79.
- Rasouli, H., Fatahi, B., Nimbalkar, S., 2020. Liquefaction and post-liquefaction assessment of lightly cemented sands. *Can. Geotech. J.* 57 (2), 173–188. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0833>.
- Rodrigues de Amorim, R. Et al. (2020) " Liquefaction resistance of sand amended with biochar " *Géotechnique Letters* 10, 1–6, <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00029>.
- Rousé, P. C. (2014). Comparison of methods for the measurement of the angle of repose of granular materials. *Geotechnical Testing Journal*, 37(1), 164-168. Doi: 10.1520/Gtj20120144.
- Sameela, T. P., Sathian, R., Meera, K., Verma, M., & Ramesan, M. T. (2023). Synthesis, characterization and mechanical properties of poly (vinyl acetate)/boehmite nanocomposites via emulsion polymerization. *Journal of Inorganic and Organometallic Polymers and Materials*, 33(5), 1415-1426.
- Samouh, Z., Cherkaoui, O., Soulat, D., Labanieh, A. R., Boussu, F., & moznine, R. E. (2021). Identification of the physical and mechanical properties of Moroccan sisal yarns used as reinforcements for composite materials. *Fibers*, 9(2), 13.
- Saxena SK, Reddy KR, Avramidis AS (1988) Liquefaction resistance of artificially cemented sand. *J Geotech Eng* 114(12):1395–1413.
- Seed B, Lee KL. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.* 1966 Nov;92(ASCE# 4972 Proceeding).
- Seed HB, Idriss IM, Arango I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1983 Mar;109(3):458-82.

Seed HB, Idriss IM. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1971 Sep;97(9):1249-73.

Sharma V, Kumar A (2017) Influence of relative density of soil on performance of fiber-reinforced soil foundations. *Geotext Geomembr* 45:499–507.

Sherwany, J. H., Kakrasul, J. I., & Han, J. (2023). Effect of Waste Glass on Properties of treated problematic soils. *Aro-the scientific journal of koya university*, 11(2), 180-190. Doi: 10.14500/aro.11284.

Sitharam TG, Dash HK. Effect of non-plastic fines on cyclic behaviour of sandy soils. In *Geo Congress 2008: Geo sustainability and Geohazard Mitigation 2008* (pp. 319-326).

Smedskjear MM, Mauro JC, Yue Y. Prediction of glass hardness using temperature dependent constraint theory. *Physical review letters*. 2010;105(11):11550.

Smitha, S., Rangaswamy, K., & Keerthi, D. S. (2019). Triaxial test behaviour of silty sands treated with agar biopolymer. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-12. doi:10.1080/19386362.2019.1679441.

Sonmezer Y, B 2019. Investigation of the liquefaction potential of fiber-reinforced sand. *Geomechanics and Engineering*, 18(5) 503-513. DOI.org/10.12989/gae.2019.18.5.503.

Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) Of Soils Using Sieve Analysis 1', Doi: 10.1520/D6913.

Sujatha, P. Atchaya, S. Darshan & S. Subhashini (2020): Mechanical properties of glass Fibre reinforced soil and its application as subgrade reinforcement, *Road Materials and Pavement Design*, DOI <https://doi.org/10.1080/14680629.2020.1746387>.

Sun, J., Wang, Y., Liu, S., Dehghani, A., Xiang, X., Wei, J., & Wang, X. (2021). Mechanical, chemical and hydrothermal activation for waste glass reinforced cement. *Construction and Building Materials*, 301, 124361. Doi: 10.1016/J.Conbuildmat.2021.124361.

Sung-Sik, P (2011) Unconfined compressive strength and ductility of fiber – reinforced cemented sand, *Constr. Build. Mater.* 25. 1134–1138.

Taibi, A., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., Azaiez, H., & Belkhatir, M. (2023). Fly ash effects on the stress-dilatancy relation of coarse soils: Particle morphology role. *Geotechnical and Geological Engineering*, 41(4), 2517-2536. Doi: 10.1007/S10706-023-02412-W.

Taibi, A., Mahmoudi, Y., Taiba, A. C., Azaiez, H., & Belkhatir, M. (2023). Influence of particle size index on shear properties of cohesionless soils admixture with fly ash binder. *Journal of Geo Engineering*, 18(2). Doi: 10.6310/Jog.202306_18(2).

Tang CS, Li J, Wang D, Shi B (2016) Investigation on the interfacial mechanical behavior of wave-shaped fiber reinforced soil by pullout test. *Geotext Geomembr* 44:872–883 .

Tang CS, Shi B, Gao W, Chen F, Cai Y (2007) Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotext Geomembr* 25:194–202.

Tohidvand H, R, · Tabriz E, M, Irani A, E, Bonab M, H, Farrin M. 2023. Effects of the Fiber Reinforcement on the Monotonic Behavior of Sands Considering Coupled Volumetric–Shear Strain Paths. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 9:39 <https://doi.org/10.1007/s40891-023-00462-x>.

Topcu IB, Canbaz M. Properties of concrete containing waste glass. *Cement and concrete research*. 2004;34(2):267-74.

Vaid YP, Fisher JM, Kuerbis RH, Negussey D.1990. Particle gradation and liquefaction. *J Geotech Eng* ;116(4):698–703.

Wang Y, Liu J, Lin C, Qi CQ, Chen ZH, Che WY, Ma K (2022) Investigation into mechanical behavior of air-hardening organic polymer stabilized silty sand. *J Mater Civil Eng* 34(11):04022305.

Wang, A., Jacobs, F., Ziegler, M., 2016. Experimental and DEM investigation of geogrid-soil interaction under pullout loads. *Geotext. Geomembr.* 44 (3), 230-246.

Wang, J, Ying, L, M J, Liu, F, Y, Fu, H, T, Ni, J, F and Shi J 2020. Effect of Particle-Size Gradation on Coarse Sand-Geotextile Interface Response in Cyclic and Post cyclic Direct Shear Test. *Advances in Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1155/2020/1323296>.

Wang, S., & Huang, Y. (2022). Experimental study on the effect of particle size on the shear characteristics of large-displacement soil exposed to heat treatment: shear fluctuation and heat degradation. *Engineering Geology*, 300, 106581. Doi: 10.1016/J.Enggeo.2022.106581.

Wartman J, Grubb DG, Nasim A. Select engineering characteristics of crushed glass. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2004;16(6):526-39.

Wei H, Zhao T, Meng Q, Wang X, He J (2018) Experimental evaluation of the shear behavior of fiber-reinforced calcareous sands. *Int J Geomech* 18:04018175.

Wei, X, Yang J, Zhou Y, G and Chen Y 2020. Influence of particle-size disparity on cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Géotechnique Letters* 10, 1–7, <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00076>.

Wu Y, Wang K, Zhang L, Peng S (2018) Sand-layer collapse treatment: an engineering example from Qingdao metro subway tunnel. *J Clean Prod* 197:19–24.

Xiao P, Liu H Xiao Y , Stuedlein A, W, Evans T M 2018. Liquefaction resistance of bio-cemented calcareous sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 109. Pages 9-19. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.008>.

Xiao, Y., Long, L., Matthew Evans, T., Zhou, H., Liu, H. & Stuedlein, A. W. (2019). “Effect of Particle Shape on Stress-Dilatancy Responses of Medium-Dense Sands”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.19435606.0001994.

Xiao, Y., Sun, Y., Yin, F., Liu, H., & Xiang, J. (2017). Constitutive modeling for transparent granular soils. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 04016150. Doi: 10.1061/(Asce)Gm.1943-5622.0000857.

Yang Q, Pei X, Huang R (2019) Impact of polymer mixtures on the stabilization and erosion control of silty sand slope. *J Mt Sci* 16:470–485.

Yang, Z., Wang, R., Shi, W., Sun, Z., & Ling, X. (2024). Investigation of the Shear and Pore Structure Characteristics of Rubber Fiber-Reinforced Expansive Soil. *Applied Sciences* (2076-3417), 14(13).

Ye, B., Cheng, Z.R., Liu, C., Zhang, Y.D. and Lu, P. 2017. Liquefaction resistance of sand reinforced with randomly distributed polypropylene fibres”, *Geosynth. Int.*, 24, 626-636. <https://doi.org/10.1680/jgein.17.00029>.

Yılmaz Y, Mollamahmutoglu M, Ozaydin V, Kayabalı K. 2008. Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands. *Eng Geol* 2008;100(3–4):91–100.

Yuan J, Ye C, Luo L, Pei XJ, Liao B (2020) Sand fixation property and erosion control through new cellulose-based curing agent on sandy slopes under rainfall. *Bull Eng Geol Environ* 79 :4051–4061.

Zavala GJ, Pando MA, Park Y, Aguilar R (2022) Specific dissipated energy as a failure predictor for uniform sands under constant volume cyclic simple shear loading. *KSCE J Civ Eng* (2):703–714. <https://doi.org/10.1007/s12205-021-1205-4>.

Zhang C, Mei H, Hu G, Liu J, Xue J, Zhu X, Lu H, Song Z, Che W. (2022). Experimental Study on Interfacial Friction Characteristics of Reinforced Clay. *Polymers*; 14(21):4626. <https://doi.org/10.3390/polym14214626>.

Zhou, E., Yao, Y., Cui, L. et al. Dynamic Properties of Silty Sand Mixed with Rubber Particles for Medium Strain. *Int J Civ Eng* 21, 1867–1878 (2023). <https://doi.org/10.1007/s40999-023-00851-3>.

Zhou, Y. C., Xu, B. H., Yu, A. B., & Zulli, P. (2002). An experimental and numerical study of the angle of repose of coarse spheres. *Powder technology*, 125(1), 45-54. Doi: 10.1016/S0032-5910(01)00520-4.

Zuo, K, Gu X, Liu, H, Hu, J, Gao G. 2023. Influences of particle size distribution and fines content on the excess pore water pressure generation of sand-silt mixtures under cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.174.108201. [hdoi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108201](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108201).