

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté Génie civil et d'architecture

Département Génie civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique et Structures

Par :

BENYAHIA Ahmed Bilal

Thème :

Etude en laboratoire des propriétés physico-mécaniques des sables-limons renforcés par ajout de fibre de verre-ciment et émulsion de bitume

Soutenue le : **11 / 10 / 2025**, devant le jury composé de :

ADJOUDJ M'hamed	Professeur	UHB Chlef	Président
MALIKI Mustapha	Professeur	UAB Mostaganem	Examineur
LAREDJ Nadia	Professeur	UAB Mostaganem	Examinatrice
FLITTI Abdelhamid	MCA	UHB Chlef	Examineur
DELLA Nouredine	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
IRKI Ilyes	MCA	CUAM Tipaza	Co-Rapporteur
DJAFAR HENNI Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Invité

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Monsieur le Professeur Nour Eddine DELLA**, mon directeur de thèse, pour sa supervision rigoureuse, ses conseils précieux et son accompagnement constant tout au long de ce travail. Son encadrement bienveillant et ses orientations scientifiques ont été d'une grande valeur pour la réalisation de cette recherche.

Mes remerciements s'adressent également à **Monsieur Dr. Ilyes IRKI**, encadrant associé, pour son aide précieuse, sa disponibilité et ses suggestions pertinentes qui ont enrichi considérablement cette étude.

Je n'oublie pas de remercier chaleureusement **Monsieur le Professeur Ahmed DJAFAR HENNI**, mon encadrant initial, aujourd'hui à la retraite, pour m'avoir accompagné durant les premières étapes de cette thèse, et pour les bases solides qu'il m'a permis de poser dans cette recherche.

Je remercie vivement **les membres du jury de soutenance** pour avoir accepté de juger et d'examiner ce travail. Leurs remarques, suggestions et critiques constructives seront d'un grand apport pour l'enrichissement et l'amélioration de cette recherche.

Je remercie également l'ensemble des enseignants, chercheurs et personnels administratifs du département de Génie Civil de l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, ainsi que tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'avancement de ce travail.

Je tiens à remercier professeur **Mehmet Murat Monkul** qui m'a bien accueilli dans son laboratoire à l'Université de **Yeditepe en Turquie**, au cours de mes différents séjours (2018, 2019 et 2023) en m'apportant assistance et encouragement..

Enfin, j'adresse ma profonde gratitude à mes collègues, mes amis et à ma famille pour leur soutien moral tout au long de ce parcours.

Une pensée toute particulière à **ma chère mère**, pour son amour inconditionnel et ses prières qui m'ont accompagné à chaque étape.

À **mon épouse**, pour sa patience, sa compréhension et son soutien indéfectible, et à **mes deux petites princesses, Thouraya Amira et Maria Ritadj**, sources inépuisables de joie, d'inspiration et de motivation.

Je tiens également à remercier du fond du cœur ma sœur **AMINA**, pour sa présence constante, ses encouragements sincères et l'aide précieuse qu'elle m'a apportée tout au long de mon cursus universitaire. Son soutien a été d'un grand réconfort dans les moments les plus exigeants.

DEDICACES

À la mémoire de **mon père BOUALEM**,
Celui qui m'a transmis les plus belles valeurs,
Celui dont les paroles résonnent encore en moi :
« *Mon fils est un docteur* » — ces mots furent les derniers qu'il m'a offerts,
et ils sont devenus pour moi un serment, une promesse,
celle d'aller au bout, de porter ce rêve jusqu'à sa pleine lumière.

Papa,
Tu n'es plus là, mais ton souvenir m'accompagne à chaque étape.
Ce travail, je le dédie à toi,
Toi qui as cru en moi sans jamais faillir,
Toi qui m'as insufflé la force, l'espoir et la dignité.
Puisse ce modeste aboutissement être à la hauteur de l'amour,
du sacrifice et de l'héritage que tu m'as laissés.

SOMMAIRE

RESUME EN ARABE.

ABSTRACT

RESUME

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Etude Bibliographique

1. Introduction.....	2
2. Techniques d'amélioration et de modification structurale des sols	2
2.1. Définition	2
2.2. Renforcement des sols par fibres.....	3
2.2.1. Différents types de fibres	4
2.2.2. Fibre de verre.....	5
2.2.2.1. Fabrication des fibres de verre.....	6
2.2.2.2. Types de fibres de verre.....	7
2.2.2.3. Différentes d'application du renforcement par fibres de verre.....	8
2.2.3. Paramètres influençant le comportement des sols renforcés par fibres.....	11
2.2.3.1. Effet des propriétés du sol	11
A. Forme des particules	11
B. Taille des grains.....	13
2.2.3.2. Effet des propriétés des fibres	14
A. Longueur des fibres	14
B. Teneur en fibres	16
C. Rapport d'aspects	19
D. Orientation des fibres	21
2.2.3.3. Influence des conditions d'essai	24
A. Densité relative	24
B. Contrainte de confinement et contrainte normale	26
C. Teneur en eau	27
D. Technique de préparation des échantillons	29
2.3. Traitement par les ajouts chimique.....	32
2.4. Valorisation de la poussière de clinker comme alternative au ciment.....	33
2.4.1. Poussière de clinker (CKD).....	34
2.4.2. Compositions de CKD.....	34
2.4.3. Mécanismes d'amélioration.....	34
2.4.4. Paramètres influençant les sols traités par CKD.....	36
2.4.4.1. Teneur en CKD.....	36
2.4.4.2. Temps de durcissement.....	40
2.5. Traitement par des matériaux bitumineux.....	41
2.5.1. Fabrication des bitumes.....	41
2.5.2. Domaine d'application.....	44
2.5.3. Emulsion de bitume.....	44
2.5.3.1. Composition.....	45
2.5.3.2. Types d'émulsion de bitume.....	46
2.5.3.3. Mécanismes d'amélioration.....	47
2.5.4. Paramètres influençant les sols traités par émulsion de bitume.....	48
2.5.4.1. Teneur en émulsion de bitume.....	48
2.5.4.2. Temps de durcissement.....	50
2.5.4.3. Propriétés du sol	52

A. Forme des particules	52
B. Taille des particules.....	53
2.5.4.4. Influence des conditions d'essai	54
A. Densité relative.....	54
B. Contrainte de confinement et contrainte normale	55
C. Teneur en eau.....	56
3. Conclusion.....	58

Chapitre II : Matériaux Utilisés Et Dispositifs Expérimentaux

1. Introduction.....	61
2. Matériaux utilisés.....	61
2.1. Sables et limon	61
2.2. Fibres de verre	63
2.3. Poussière du clinker (CKD).....	64
2.4. Emulsion de bitume.....	65
3. Dispositifs expérimentaux.....	66
3.1. Principe de l'essai.....	67
3.2. Appareillage	67
3.3. Mode opératoire	68
3.3.1. Préparation des échantillons	69
3.3.1.1. Sable de rivière substitué par un sable concassé limoneux	69
3.3.1.2. Sable limoneux renforcé par fibres de verre.....	69
3.3.1.3. Sable limoneux traité par poussière de clinker CKD.....	70
3.3.1.4. Sable limoneux traité par l'émulsion de bitume	72
3.3.2. Application du chargement et cisaillement	74
4. Répétabilité des essais.....	75
5. Conclusion.....	76

Chapitre III : Effet du sable concassé et de leur limon sur le comportement physico-mécanique du sable de rivière

1. Introduction.....	78
2. Comportement physique.....	78
2.1. Caractéristiques physiques en fonction de la teneur en sable concassé (MCS).	79
2.1.1. Analyse granulométrique	79
2.1.2. Évolution des indices des vides.....	80
2.2. Caractéristiques physiques en fonction de la teneur en limon calcaire (SMCS).	81
2.2.1. Analyse granulométrique	81
2.2.2. Évolution des indices des vides.....	83
3. Comportement mécanique.....	83
3.1. Effet de la teneur en sable concassé (MCS)	84
3.1.1. Résistance au cisaillement.....	84
3.1.2. Paramètres Mohr-Coulomb	85
3.1.3. Changement de volumique.....	86
3.2. Effet de la teneur en limon du sable concassé (SMCS).....	88
3.2.1. Résistance au cisaillement.....	88
3.2.2. Angle de frottement.....	91
3.2.3. Comportement volumétrique.....	92
3.3. Effet de la densité relative et de la contrainte normale	94
3.3.1. Résistance au cisaillement	94
3.3.2. Angle de frottement.....	96

3.3.3. Changement de volume.....	97
4. Conclusion.....	99

Chapitre IV : Effet de la fibre de verre sur le comportement mécanique d'un sable limoneux

1. Introduction	101
2. Effet de la teneur en fibre.....	101
2.1. Impact sur la résistance au cisaillement et changement de volume	101
2.1.1. Résistance au cisaillement	101
2.1.2. Changement de volume.....	103
2.2. Influence sur les paramètres de Mohr-Coulomb	105
2.2.1. Mécanismes d'amélioration de la cohésion.....	105
2.2.2. Evaluation de l'angle de frottement.....	106
2.3. Rôle de la densité relative (DR) et de la contrainte normale (σ).....	106
2.3.1. Sur la résistance au cisaillement.....	106
2.3.2. Sur la cohésion et l'angle de frottement	108
2.4. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f).....	109
2.4.1. Effet de la teneur en fibres.....	109
2.4.2. Effet de la densité relative.....	110
2.4.3. Effet de la contrainte normale.....	111
3. Effet de la longueur des fibres.....	111
3.1. Influence sur la résistance au cisaillement	111
3.2. Effet de la densité relative et de la contrainte normale.....	113
3.3. Influence sur l'angle de frottement et la cohésion.....	115
3.3.1. Optimisation de la cohésion.....	115
3.3.2. Evaluation de l'angle de frottement.....	116
3.4. Effet sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f).....	116
4. Conclusion.....	117

Chapitre V : Effet d'un substitut cimentaire (poussière de clinker) sur les propriétés mécaniques d'un sable limoneux

1. Introduction.....	120
2. Effet de la teneur en poussière de clinker (CKD).....	120
2.1. Résistance au cisaillement.....	120
2.1.1. Résistance maximale (τ_{max})	122
2.1.2. Résistance résiduelle (τ_{res})	123
2.1.3. Comportement post-pic ($\tau_{rés}/\tau_{max}$).....	124
2.2. Rapport de renforcement R_f	125
2.3. Influence de la contrainte normale.....	126
2.3.1. Évolution de la résistance maximale	126
2.3.2. Rapport ($\tau_{rés}/\tau_{max}$).....	127
2.3.3. Rapport de renforcement (R_f) :.....	128
2.4. Évolution des paramètres de résistance	129
2.4.1. Cohésion (C).....	129
2.4.2. Angle de frottement (ϕ).....	130
2.4.3. Analyse du rapport $C/\tan\phi$	131
3. Effet du temps de durcissement.....	132
3.1. Évolution de la résistance au cisaillement	132
3.1.1. Variation de la résistance maximale (τ_{max})	133
3.1.2. Variation de la résistance résiduelle (τ_{res}).....	134

3.1.3. Evaluation du rapport τ_{res}/τ_{max} avec le temps.....	136
3.2. Rapport de renforcement (Rf) en fonction du temps.....	137
3.3. Evaluation des paramètres de résistance	139
3.3.1. Évolution de la cohésion:.....	139
3.3.2. Évolution de l'Angle de Frottement Interne (ϕ) :.....	140
3.3.3. Analyse du rapport $C/\tan\phi$	141
3.4. Influence de la contrainte normale.....	142
3.4.1. Effet sur la résistance au cisaillement maximale et résiduelle.....	142
3.4.2. Comportement post-pic (Rapport τ_{res}/τ_{max}).....	144
3.4.3. Rapport de renforcement (Rf).....	145
4. Conclusion.....	146

Chapitre VI : Effet de l'émulsion de bitume sur le comportement mécanique d'un sable limoneux

1. Introduction.....	148
2. Effet de la teneur en émulsion de bitume.....	148
2.1. Résistance au cisaillement (sec vs immergé).....	149
2.1.1. Résistance maximale (τ_{peak}).....	149
2.1.2. Résistance résiduelle (τ_{res}).....	151
2.1.3. Ductilité post pic (Rapport τ_{res}/τ_{peak})	154
2.1.4. Effets de la contrainte normale sur la résistance et la ductilité.....	156
2.1.5. Impact des conditions environnementales (sec et immergé).....	158
2.1.5.1. Résistance Maximales (τ_{peak}).....	158
2.1.5.2. Résistance Résiduelle (τ_{res}).....	159
2.1.5.3. Ductilité post-pic (τ_{res}/τ_{max}).....	160
2.2. Evaluation des paramètres de Mohr-Coulomb (sec vs immergé).....	161
2.2.1. Cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ)	161
2.2.2. Analyse du rapport $C/\tan\phi$	163
2.2.3. Impact des conditions environnementales (sec et immergé).....	165
2.2.3.1. Évolution de Cohésion (C) et l'angle de frottement (ϕ).....	165
2.2.3.2. Équilibre cohésion-frottement (Rapport de $C/\tan\phi$).....	166
3. Effets du temps de durcissement	167
3.1. Résistance au cisaillement (sec vs immergé).....	167
3.1.1. Evaluation de la résistance maximale (τ_{peak}).....	167
3.1.2. Évolution de la résistance résiduelle (τ_{res}).....	170
3.1.3. Comportement post-pic par le rapport τ_{res}/τ_{peak}	171
3.1.4. Effets de la contrainte normale sur la résistance et la ductilité.....	173
3.1.5. Impact des conditions environnementales (sec et immergé).....	177
3.1.5.1. Résistance Maximales (τ_{peak}).....	177
3.1.5.2. Résistance Résiduelle (τ_{res}).....	178
3.1.5.3. Ductilité et comportement post-pic (τ_{res}/τ_{max}).....	179
3.2. Evaluation des paramètres de Mohr-Coulomb (sec vs immergé)	180
3.2.1. Cohésion (C) et angle de frottement (ϕ).....	180
3.2.2. Analyse du rapport $C/\tan\phi$	182
3.3. Impact des conditions environnementales sec et immergé.....	184
3.3.1. Évolution des paramètres mécaniques (C, ϕ).....	184
3.3.2. Équilibre cohésion-friction (Rapport de $C/\tan\phi$).....	185
4. Conclusion.....	186
CONCLUSION GENERALE.....	187
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	191

ملخص

تهدف هذه الدراسة التجريبية إلى تحليل التحديات الجيوتقنية التي تواجه التربة الرملية الغربية بالإضافة إلى تقييم التأثير البيئي لمخلفات صناعية مثل غبار الحجر الجيري وغبار الكلنكر. أُنِ اعتمدت المنهجية على ثلاث استراتيجيات متكاملة: **استعادة النفايات** عبر إعادة استخدام مسحوق الحجر الجيري وغبار الكلنكر الذي يُعتبر نفايات من المحاجر ومصانع الأسمنت، **التعزيز الميكانيكي** استخدام الألياف الزجاجية لتعزيز مقاومة الشد وإنشاء شبكة تحد من تفكك المادة، وأخيرا **التثبيت المائي** - وهذا بإضافة مستحلب بيتومين لضمان ثبات التربة في البيئات الرطبة.

أُعدّت في المختبر خلطات من الرمل النهري و الرمل الكلسي المسحوق وغباره، وأجريت عليها اختبارات قص مباشر تحت ضغوط تتراوح بين 25 و 300 كيلوباسكال، أُنِ أسفرت النتائج الى أن الرمل المعاد تكوينه ب 30 % من الرمل الكلسي المسحوق و 15 % من غبار الحجر الجيري. لزيادة تصل إلى 28 % في مقاومة القص وتحسّن في التشابك الحبيبي بنسبة 65% ، مما يدلّ على تعزيز هيكل مملوس للتربة.

وبالنسبة للتأثيرات الميكانيكية للمواد المعززة فكانت على النحو التالي: أدّت الألياف الزجاجية (بكمية 0.45% وطول 30 مم) إلى زيادة كل من مقاومة القص و قيمة التماسك ،بفضل شبكة ليفية تقلل من انتشار الشقوق، وساهم غبار الكلنكر (بكمية 2.5 % ، ومدة معالجة 28 يومًا) الى تحسّن مقاومة القص بنسبة 58%+ وهو ما يتوافق مع نتائج مشابهاة في دراسات الأسمنت والكلنكر . وأخيرا حافظ مستحلب البيتومين (بكمية 5 % ، ومدة معالجة 28 يومًا) على ليونة التربة في البيئات الرطبة مع تماسك هيكل التربة ، شريطة توفير الحصر المناسب.

من الناحية البيئية، أدى هذا النهج إلى تقليل استخدام المواد المألّفة التقليدية بنسبة 30-40% ، وإلى دور فعال في إعادة تدوير آلاف الأطنان من النفايات، مقدّمًا نموذجًا جيوتقنيًا مستدامًا يجمع بين الأداء الفعّال والوعي البيئي.

الكلمات الدالة : الرمل الطيني، الألياف الزجاجية، غبار الكلنكر، مستحلب البيتومين، السلوك الميكانيكي، استعادة النفايات، القص المباشر.

ABSTRACT

The aim of this experimental study is to analyze the geotechnical difficulties faced by sandy soils and to assess the environmental impact of industrial waste such as limestone dust and clinker dust. The methodology integrates three complementary aspects: waste recovery through the reuse of limestone dust and clinker, which are waste products from quarries and cement works; mechanical reinforcement using glass fibers to improve tensile strength and create a network that limits disintegration of the material; and finally, water stabilization through the addition of bitumen emulsion to ensure soil stability in wet environments.

A mixture of river sand, crushed limestone sand and limestone dust were prepared in the laboratory and subjected to direct shear tests at pressures ranging from 25 to 300 kPa. Results showed that sand reconstituted with 30% crushed limestone sand and 15% limestone dust exhibited an increase in shear strength of up to 28% and an improvement in granular cohesion of up to 65%, indicating significant structural reinforcement of the soil.

The mechanical effects of reinforced materials generate significant gains: Glass fiber (content 0.45%, length 30 mm) led to increase the shear strength and the cohesion due to a fibrous network that reduces crack propagation; clinker dust (2.5%, 28-day curing time) improved shear strength by +58%; finally, bitumen emulsion (5%, 28-day curing time) maintained the ductility of soils in wet conditions, provided adequate containment was provided.

Environmentally, this approach reduces the use of traditional binders by 30 to 40%, while recycling several thousand tonnes of limestone and clinker waste, offering a sustainable geotechnical solution that combines technical performance and ecological responsibility in the geotechnical context.

Key words: Silty sand, Glass fibers, Clinker dust, Bitumen emulsion, Mechanical behavior, Waste recovery, Direct shear.

RESUME

Cette étude expérimentale a pour but d'analyser les difficultés géotechniques auxquelles sont confrontés les sols sablonneux et d'évaluer l'impact environnemental des déchets industriels tels que la poussière de calcaire et la poussière de clinker. La méthodologie intégrant sur trois volets complémentaires : La valorisation des déchets par la réutilisation de la poussière de calcaire et de clinker, qui sont des déchets provenant des carrières et des cimenteries ; le renforcement mécanique à l'aide de fibres de verre pour améliorer la résistance à la traction ainsi que pour créer un réseau qui limite la désagrégation du matériau ; et enfin, la stabilisation hydrique par l'ajout d'une émulsion de bitume pour assurer la stabilité du sol dans les environnements humides.

En laboratoire, des mélanges de sable de rivière, de sable calcaire concassé et de poussière de calcaire ont été préparés en laboratoire et soumis à des essais de cisaillement direct à des pressions allant de 25 à 300 kPa. Les résultats ont montré que le sable reconstitué avec 30% de sable calcaire concassé et 15% de poussière de calcaire présentait une augmentation de la résistance au cisaillement allant jusqu'à 28% et une amélioration de la cohésion granulaire allant jusqu'à 65%, indiquant un renforcement structurel significatif du sol.

Les apports mécaniques des matériaux renforcés génèrent des gains significatifs : La fibre de verre (de teneur 0,45% et 30 mm de longueur) a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement et cohésion en raison d'un réseau fibreux qui réduit la propagation des fissures ; la poussière de clinker (2,5%, 28 jours de durcissement) a amélioré la résistance au cisaillement de +58%, enfin, l'émulsion de bitume (5%, temps de cure de 28 jours) a maintenu la ductilité des sols en milieu humide, à condition qu'un confinement adéquat soit assuré.

D'un point de vue environnemental, cette approche permet de réduire l'utilisation de liants traditionnels de **30 à 40 %**, tout en recyclant plusieurs milliers de tonnes de déchets calcaire et clinker, et offre ainsi une solution géotechnique durable, alliant performance technique et responsabilité écologique dans le contexte géotechnique.

Mots-clés : Sable limoneux, Fibres de verre, Poussier de clinker, Émulsion bitume, Comportement mécanique, Valorisation déchet, Cisaillement direct.

LISTE DES FIGURES

<i>N°</i>	<i>Titre de la Figure</i>	<i>Page</i>
CHAPITRE I		
Figure I.1.	Procédures de renforcement du sol	3
Figure I.2.	Classification des fibres naturelles selon leur origine.....	4
Figure I.3.	Classification des fibres synthétiques.....	5
Figure I.4.	Historique du développement des principales fibres de verre commerciales.....	7
Figure I.5.	Différentes formes de fibres de verre: (a) fibres courtes ;(b) rouleaux ; (c) Tissu et (b) Mat de fibre.....	8
Figure I.6.	Char M1 Abrams franchissant des sols renforcés en fibre de verre et résine polyester (ERDC, Mississippi).....	9
Figure I.7.	Systèmes de clouage en GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) à précontrainte pour stabiliser les talus.....	10
Figure I.8.	Dégâts et déformations du sol à Iskenderun à cause de la liquéfaction- Iskenderun/ Hatay (séismes de 2023 à Kahramanmaras).....	11
Figure I.9.	Résistance au cisaillement maximale du sol non renforcé ou renforcé avec différentes teneurs et longueur de fibres sous (a)50, (b) 100 et (c) 200 kPa.....	14
Figure I.10.	Effet de la teneur en fibres et de la longueur sur :(a) l'angle de frottement du sol (b) la cohésion du sol.....	15
Figure I.11.	Influence de la longueur des fibres de verre sur les courbes (a) contrainte-déformation et (b) la résistance maximale des sols limoneux.....	16
Figure I.12.	La résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges de limon-sable de Chlef renforcés par des fibres de verre : a) 10% , b) 20% et (c) 30%.....	17
Figure I.13.	Evolution de (a) la cohésion et (b) de l'angle de frottement, en fonction de la teneur en limon et en fibres de verre.....	17
Figure I.14.	Diagramme $q_{peak}-p'$ pour les échantillons de sable Chlef et Rass renforcés et non renforcés pour: (a) $Dr=25\%$ et (b) $Dr=50\%$	18
Figure I.15.	Effet de la teneur en fibre de verre sur : (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement.....	18
Figure I.16.	Effet de la teneur en fibres sur le gain de cohésion et l'angle de frottement.....	18
Figure I.17.	Effet de la teneur en fibres sur un sol sableux (a) Réponse contrainte-déformation ;(b) Réponse volumétrique.....	19
Figure I.18.	Variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à une pression de confinement de 100 kPa (a) $L/d=30$, (b) $L/d=45$ et (c) $L/d=60$	20
Figure I.19.	Effet de la teneur en fibres du fibre de polypropylène sur le rapport d'aspect, le rapport de gonflement (C_c) et la limite d'élasticité (σ_v).....	21
Figure I.20.	Comportement $q-\epsilon_a$ des sols limoneux renforcés par fibres aléatoirement distribuées, selon trois angles d'orientation ($\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$) et trois dosages (0.3, 0.6 et 0.9%).....	22
Figure I.21.	Représentation schématique d'une fibre distribuée de manière aléatoire : (a) phase initiale ; (b) phase de déformation due à la charge.....	23
Figure I.22.	Effet de la densité sur la résistance au cisaillement du sable de chlef humide ($w= 3\%$) renforcé par 0.3% de fibres: (a) contrainte de cisaillement, (b) déformation verticale, en fonction de la déformation horizontale, (c) courbe intrinsèque.....	25
Figure I.23.	Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibre du	

	sable de Chlef à différentes contraintes normales et densités relatives : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.....	26
Figure I.24.	Courbes contrainte-déformation et contrainte de rupture- pression de confinement du sol renforcé par des fibres.....	27
Figure I.25.	Variation la cohésion et l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre pour différentes teneur en eau	28
Figure I.26.	Evolution de la contrainte déviatorique maximale, de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction teneur en eau.....	29
Figure I.27.	Evaluation de la resistance au ciallaiment en fenction de la contrainte normale et du teneur en fibre pour chaque teneur en eau:(a)13% ,(b)15% et(c)17%	30
Figure I.28.	Courbes comparatives contrainte-déformation ($q-\varepsilon_a$) et déformation volumique ($\varepsilon_v-\varepsilon_a$) sur sable renforcé de fibres de verre (0,25%), préparé par MT et MV, sous deux contraintes de confinement ($\sigma_3 = 100$ et 200 kPa).....	31
Figure I.29.	Classification des méthodes de stabilisation chimique du sol.....	32
Figure I.30.	Evolution de (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement d'un sol limoneux non traité et traité avec différentes teneurs en CKD (5 à 20 %), pour trois périodes de durcissement (7, 14 et 28 jrs).....	36
Figure I.31.	Évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en clinker et OPC et du temps de durcissement en deux conditions de séchage (sec et humide).....	37
Figure I.32.	Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en clinker et OPC et du temps de durcissement en deux conditions de séchage (sec et humide).....	37
Figure I.33.	Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en clinker sur deux types de sables (Chlef et Rass) (a) non renforcé et (b) renforcé par fibre de verre.....	38
Figure I.34.	Évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en clinker sur deux types de sables (Chlef et Rass) (a) non renforcé et (b) renforcé par fibre de verre.....	38
Figure I.35.	Variation du rapport de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour deux types de sables (Chlef et Rass).....	38
Figure I.36.	Variation des paramètres de mécanique avec le teneur en clinker : (a) la résistance au cisaillement et (b) la cohésion et l'angle de frottement.....	39
Figure I.37.	Principaux procédés de fabrication le bitume.....	42
Figure I.38.	Types d'émulsion de bitume selon (a) la charge et (b) la stabilité	46
Figure I.39.	Le mécanisme de renforcement des sols par une émulsion de bitume cationique.....	47
Figure I.40.	Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction de l'émulsion de bitume et la cendre de bagasse.....	49
Figure I.41.	Effet de teneur en émulsion de bitume sur (a) l'angle de frottement et (b) la cohésion...	50
Figure I.42.	Résistance à la compression non confinée (UCS) du sable de rivière stabilisé avec 3% de ciment et d'émulsion de bitume	51
Figure I.43.	Influence du temps de durcissement sur la résistance à la compression simple des mélanges entre le sol et des teneurs en émulsion élevées.....	52
Figure I.44.	Résistance à sec, résistance après trempage et humidité absorbée en fonction.....	53
Figure I.45.	Comparaison entre le comportement au cisaillement des mélanges émulsion-sol et du sol sableux SP.....	55
Figure I.46.	Interaction entre les particules du sol et le bitume	56
Figure I.47.	Effet de la teneur en eau initiale sur la résistance	57

Figure I.48.	Effet de la teneur en eau sur la résistance a la compression de sable dunaire traité par l'émulsion de bitume et fibre polypropylène (1, 2 et 3%).....	58
---------------------	--	----

CHAPITRE II

Figure II.1.	Images de Matériaux utilisés : (a) Sable concassé (MCS), (b) Limon de sable concassé (SMCS) et (c) Sable de rivière (MRS)....	62
Figure II.2.	Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude : sables propres et le limon.....	62
Figure II.3.	Fibre de verre utilisé dans notre recherche.....	63
Figure II.4.	Courbes granulométriques des matériaux utilisés : sables ; limon et le résidu de clinker..	65
Figure II.5.	Emulsion de bitume utilisé.....	65
Figure II.6.	Le dispositif expérimental utilisé : la boîte de cisaillement	66
Figure II.7.	Principe d'un essai de cisaillement la boîte.....	67
Figure II.8.	Bâti de cisaillement.....	68
Figure II.9.	Mélange de sable de rivière avec le sable concassé et leur limon en la teneur d'eau optimum renforcé par des fibres de verre.....	70
Figure II.10.	Préparation des mélanges avec une teneur en eau de 14%.....	72
Figure II.11.	Préparation des échantillons et laisser sécher.....	72
Figure II.12.	Préparation du sol traité avec différentes teneur en émulsion de bitume	73
Figure II.13.	Eprouvettes préparées avec une émulsion de bitume de 5%.....	74
Figure II.14.	Essais de répétabilité sur le sable d'Oued Mzî ($D_r = 50\%$, $P_c = 200$ kPa) : (a) Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal. (b) Evolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontale.....	75

CHAPITRE III

Figure III.1.	Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude : Mélanges de sable MRS avec sable MCS.....	79
Figure III.2.	Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la teneur en sable concassé MCS.....	80
Figure III.3.	Courbes granulométriques des différents mélanges de sable ORS avec limon SMCS.....	81
Figure III.4.	Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la teneur en limon SMCS.....	83
Figure III.5.	Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal en cisaillement pour le RS mélangé à différentes teneurs en MCS à la contrainte normale : (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa.....	84
Figure III.6.	Effet de la teneur en MCS sur l'angle de frottement.....	86
Figure III.7.	Courbe de déplacement vertical/déplacement horizontal en cisaillement pour le RS mélangé à diverses teneurs en MCS à une contrainte normale : (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa.....	87
Figure III.8.	Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal en cisaillement pour le sable propre reconstitué (SPR) mélangé à diverses teneurs en SMCS, sous contrainte normale : (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa	88
Figure III.9.	Effet de la teneur en SMCS sur la résistance au cisaillement maximale et résiduelle, sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.....	90
Figure III.10.	Effet de la teneur en SMCS sur : (a) l'angle de frottement maximal (ϕ_{peak}) et (b) l'angle	

	de frottement résiduel (ϕ_{Res}).....	91
Figure III.11.	Courbe de déplacement vertical / déplacement horizontal en cisaillement pour le ORS mélangé avec différents teneurs en SMCS, à la contrainte normale : (a)100 kPa, (b)200 kPa et (c)300 kPa.....	93
Figure III.12.	Évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable reconstitué par 15% de fines calcaires (SMCS), sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) et densités relatives ($D_r = 20, 50$ et 90%).....	95
Figure III.13.	Influence de la densité relative sur la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement des sols traités au SMCS	95
Figure III.14.	Influence de la densité relative sur l'angle de frottement d'un sable reconstitué contenant 15% de fines calcaires.....	96
Figure III.15.	Évolution de changement volume en fonction du déplacement horizontal pour un sable reconstitué par 15 % de fines calcaires (SMCS), sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) et densités relatives ($D_r = 20, 50$ et 90%).....	97

CHAPITRE IV

Figure IV.1.	Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation horizontale pour le sable traité et non traité ($D_r = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% ; $L_f = 20\text{mm}$ et $\sigma_n = 300\text{ kPa}$)...	102
Figure IV.2.	Variations de la résistance au cisaillement en fonction de teneur en fibre de verre.....	103
Figure IV.3.	Variation de changement volumique en fonction de la déformation horizontale pour le sable traité et non traité ($D_r = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% ; $L_f = 20\text{mm}$ et $\sigma_n = 300\text{ kPa}$).....	104
Figure IV.4.	Variations de la cohésion en fonction de teneur en fibre de verre. ($D_r = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% et $L_f = 20\text{mm}$).....	105
Figure IV.5.	Variations de l'angle de frottement en fonction de teneur en fibre de verre. ($D_r = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% et $L_f = 20\text{mm}$).....	106
Figure IV.6.	Variations de la résistance au cisaillement en fonction de teneur en fibre de verre et la densité relative, sous différentes contraintes (100, 200 et 300 kPa).....	107
Figure IV.7.	Variations de : (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement, en fonction de teneurs en fibre de verre et divers densités relatives ($D_r = 20, 50$ et 90%).....	108
Figure IV.8.	Evolution du rapport (R_f) à différentes : teneurs en fibres de verre, densités relatives et contrainte normales.....	110
Figure IV.9.	Evolution de la résistance au cisaillement à différentes : longueurs et teneurs en fibres de verre, sous des contraintes normales (100,200 et 300 kPa).....	112
Figure IV.10.	Evolution de la résistance au cisaillement à différentes : longueurs et teneurs en fibres de verre, à divers densités relative, sous des contraintes normales (100,200 et 300 kPa).	113
Figure IV.11.	Variations de (a) la cohésion et (b) l'angle e frottement en fonction de longueur de fibre de verre à divers densités relatives ($D_r = 20, 50$ et 90%).....	115
Figure IV.12.	Evolution du rapport (R_f) à différentes longueur de fibres de verre, densités relatives et contrainte normales.....	117

CHAPITRE V

Figure V.1.	Évolution de la relation contrainte-déplacement horizontal pour chacune teneurs en clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100,200et 300 kPa)...	121
Figure V.2.	Évolution de la résistance maximale au cisaillement (τ_{max}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100,200et 300 kPa).....	123
Figure V.3.	Évolution de la résistance résiduelle au cisaillement (τ_{res}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes	

	(100,200et 300 kPa).....	124
Figure V.4.	Évolution du rapport (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100,200et 300 kPa).....	125
Figure V.5.	Évolution du rapport de résistance au cisaillement (Rf) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100,200et 300 kPa).....	126
Figure V.6.	Évolution de la résistance maximale au cisaillement (τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	127
Figure V.7.	Évolution du rapport ($\tau_{rés}/\tau_{max}$) en fonction de la contrainte normale pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	127
Figure V.8.	Évolution du rapport (Rf) pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) en fonction de la contrainte normale.....	128
Figure V.9.	Évolution de la cohésion (C) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	129
Figure V.10.	Évolution de l'angle de frottement (ϕ) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	130
Figure V.11.	Évolution du Rapport (C/tan(ϕ)) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	131
Figure V.12.	Évolution de la résistance en fonction du temps de durcissement pour 0 et 3.5% de CKD	133
Figure V.13.	Évolution de la résistance maximale (τ_{max}) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs en CKD (de 0% à 3,5%).....	134
Figure V.14.	Évolution de la résistance résiduelle (τ_{res}) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs en clinker (de 0% à 3,5%)	135
Figure V.15.	Évolution du Rapport (C/tan(ϕ)) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs CKD (de 0% à 3,5%).....	136
Figure V.16.	Évolution du Rapport (Rf) en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD (de 0 à 3.5%) sous des contraintes normales de 100,200 et 300 kPa...	137
Figure V.17.	Évolution de la cohésion (C) en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en poussière clinker (de 0 à 3.5%).....	139
Figure V.18.	Évolution du Rapport (C/tan(ϕ)) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	140
Figure V.19.	Évolution du Rapport (C/tan(ϕ)) en fonction de temps de durcissement pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).....	141
Figure V.20.	Évolution du Rapport d'amélioration (I) en fonction de la contrainte normale à différentes temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD (de 0 à 3.5%).....	142
Figure V.21.	Évolution de la résistance maximale (τ_{max}) et résiduelle (τ_{res}) en fonction de contrainte normale pour différentes teneurs e clinker et temps de durcissement.....	143
Figure V.22.	Évolution du Rapport (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale à différentes temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD.....	144
Figure V.23.	Évolution du Rapport (Rf) en fonction de la contrainte normale à différentes temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD.....	145

CHAPITRE VI

Figure VI.1.	Évaluation de la contrainte de cisaillement de SLR traitées avec différentes teneurs en émulsion de bitume (de 0 à 10.5%), en fonction du déplacement horizontal, sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition sèche.....	149
Figure VI.2.	Évaluation de la contrainte de cisaillement de SLR traitées avec différentes teneurs en	

	émulsion de bitume (de 0 à 10.5%), en fonction du déplacement horizontal, sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition immergée.....	151
Figure VI.3.	Effets du teneur en émulsion de bitume sur la résistance au cisaillement maximal et résiduelle pour sable limoneux reconstitué sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition sèche.....	152
Figure VI.4.	Effet du teneur en émulsion de bitume sur la résistance au cisaillement maximal et résiduelle pour sable limoneux reconstitué sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition immergée.....	153
Figure VI.5.	Évolution du rapport τ_{res}/τ_{peak} en fonction du teneur en émulsion de bitume, sous différentes contraintes normale -à l'état sec	154
Figure VI.6.	Évolution du rapport τ_{res}/τ_{max} en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale - à l'état immergée	155
Figure VI.7.	Cohésion et angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de teneur en émulsion de bitume, à une condition sèche.....	162
Figure VI.8.	Cohésion et angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de teneur en émulsion de bitume, à une condition immergée.	163
Figure VI.9.	Evaluation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontale, pour différents temps de durcissement (7,14 et 28 jrs) sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), (en condition sèche)	168
Figure VI.10.	Évaluation de la contrainte de cisaillement de SLR traitées à 5% d'émulsion de bitume en fonction du déplacement horizontale, sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa) et après divers temps de durcissement de 7,14 et 28 jrs, (A condition immergée).....	169
Figure VI.11.	Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction du temps de durcissement de 7,14 et 28 jrs, à une condition sèche.....	170
Figure VI.12.	Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction du temps de durcissement de 7,14 et 28 jrs, à une condition immergée.....	171
Figure VI.13.	Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours.(A une condition sèche).....	173
Figure VI.14.	Évolution du rapport de ductilité (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours. (A une condition sèche).....	174
Figure VI.15.	Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours. (A une condition immergée).....	175
Figure VI.16.	Évolution de le rapport de ductilité (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours.(A une condition sèche).....	176
Figure VI.17.	La cohésion et l'angle de frottement en fonction de temps de durcissement, à une condition sèche : (a) état de pic (b) état de résiduelle	181
Figure VI.18.	La cohésion et l'angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de temps de durcissement, à une condition immergée.....	182

LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre de Tableau	Page
CHAPITRE I		
Tableau I.1.	Les caractéristiques de mode d'orientation des fibres.....	24
Tableau I.2.	Techniques de mise en œuvre selon le mode d'orientation des fibres dans les sols renforcés.....	30
Tableau I.3.	Les composants minéralogiques principaux de clinker.....	34
Tableau I.4.	Les composants chimiques de clinker	34
CHAPITRE II		
Tableau II.1.	Propriétés physiques des matériaux utilisés	62
Tableau II.2.	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre	63
Tableau II.3.	Composition des oxydes du clinker.....	64
Tableau II.4.	Composition minéralogique du clinker.....	64
Tableau II.5.	Les propriétés de l'émulsion de bitume tel que fourni par le fabricant.....	66
Tableau II.6.	Premiers Programme d'essai des mélanges	69
Tableau II.7.	Programme d'essai des mélanges fibrés	70
Tableau II.8.	Programme des essais traité par la poussière de clinker	71
Tableau II.9.	Programme des essais de l'influence de la teneur en émulsion de bitume (EB%).....	73
Tableau II.10.	Programme des essais de l'influence du temps de durcissement à 5% d'EB.....	73
CHAPITRE III		
Tableau III.1.	Propriétés physiques des mélanges de sables propres	80
Tableau III.2.	<i>Propriétés physiques des mélanges de sable ORS –limon SMCS</i>	82
CHAPITRE IV		
Tableau IV.1.	Synthèse de l'effet combiné de la densité relative et de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement (fibre de 30 mm).....	114
CHAPITRE V		
Tableau V.1.	Synthèse des performances, stabilité et recommandations de temps de durcissement en fonction du dosage en CKD.....	138
CHAPITRE VI		
Tableau VI.1.	Comparaison de l'impact de la contrainte normale (σ_n) dans des conditions sèches et immergées	158
Tableau VI.2.	Évaluation de la Résistance maximale (τ_{peak}) en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale, en deux états sec et immergé	159
Tableau VI.3.	Résistance résiduelle (τ_{res}) en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale, en deux états sec et immergé	160
Tableau VI.4.	Impact de la des conditions environnementales (sec et immergé) sur la ductilité (rapport τ_{res}/τ_{max})	161
Tableau VI.5.	Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état sec	164
Tableau VI.6.	Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état immergé	165
Tableau VI.7.	Évaluation de la cohésion et de l'angle de frottement (C_{peak} et ϕ_{peak}) en fonction de la teneur en EB, en deux états sec et immergé	165
Tableau VI.8.	Comparaison du rapport $C/\tan\phi$ (pic et résiduelle) à 5% d'EB (sec vs immergé)	166
Tableau VI.9.	Évolution du rapport τ_{res}/τ_{max} en fonction du temps de durcissement et de la contrainte	

	normale à l'état sec.....	171
Tableau VI.10.	Évolution du rapport τ_{res}/τ_{max} en fonction du temps de durcissement et de la contrainte normale à l'état immergé.....	172
Tableau VI.11.	L'évolution du comportement du matériau en fonction de la contrainte normale appliquée.....	175
Tableau VI.12.	Impact de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement en immersion.....	177
Tableau VI.13.	Comportements de la résistance maximale au cisaillement par rapport la condition de testé (sèches vs immergé)	178
Tableau VI.14.	Comparaison des performances mécaniques : Résistance résiduelle et cohésion en conditions sèches vs immergées	179
Tableau VI.15.	Comparaison de la ductilité (τ_{res}/τ_{peak}) entre conditions sèches et immergées	180
Tableau VI.16.	Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état sec	183
Tableau VI.17.	Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état immergé.....	183
Tableau VI.18.	Évolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) en fonction du temps de durcissement – Conditions sèches vs immergées	184
Tableau VI.19.	Comparaison du rapport $C/\tan\phi$ à 28 jours, environnementales (conditions sèches vs immergées)	185

INTRODUCTION GENERALE

L'étude expérimentale des propriétés physico-mécaniques des sables limoneux est fondamentale pour évaluer leur comportement face aux sollicitations mécaniques et aux conditions environnementales. Les sables-limons, couramment trouvés en Algérie, présentent une faible capacité portante, une cohésion limitée et une forte sensibilité à l'humidité. Ces caractéristiques en font des matériaux problématiques pour les fondations et les infrastructures linéaires telles que les routes, les voies ferrées ou les plateformes industrielles, où les tassements différentiels et l'instabilité structurale sont fréquemment observés.

Dans un contexte d'urbanisation croissante en Algérie, les défis associés à la mise en œuvre de ces sols s'ajoutent à une problématique environnementale majeure : la gestion des résidus industriels issus de la fabrication du ciment, notamment la poussière de clinker (CKD). Ce sous-produit, qui peut représenter jusqu'à 20% des déchets de l'industrie cimentière, constitue une source potentielle de pollution si son stockage n'est pas contrôlé. Sa valorisation comme liant alternatif constitue une piste prometteuse pour réduire l'empreinte environnementale du secteur tout en renforçant mécaniquement les sols problématiques. Par ailleurs, la production de sable concassé, qui constitue une alternative locale au sable naturel, s'accompagne d'une génération importante de fines calcaires, souvent rejetées sous forme de poussière. Ce sous-produit, peu ou pas valorisé, représente un danger environnemental et sanitaire notable, menaçant les écosystèmes et la santé humaine.

Dans cette perspective, l'exploitation du sable concassé et de son limon dans le domaine de la géotechnique s'inscrit dans une logique de réutilisation circulaire de matériaux initialement considérés comme des déchets. Le sable concassé, grâce à sa nature anguleuse et à sa granulométrie bien répartie, présente des caractéristiques mécaniques favorables à l'ingénierie des sols, tandis que leur limon, malgré sa faible plasticité, peut être intégré dans des formulations stabilisées pour limiter son impact sur les propriétés mécaniques.

Dans ce cadre, le présent travail de recherche s'intitule : **Étude en laboratoire des propriétés physico-mécaniques des sables-limons renforcés par ajout de fibre de verre-ciment et émulsion de bitume.**

Il vise à évaluer les effets individuels de trois méthodes de renforcement des sols :

- L'ajout de **fibres de verre** pour améliorer la résistance à la traction et la ductilité à travers la formation d'un réseau fibré,

- L'utilisation de **la poussière de clinker** comme liant **cimentaire** alternatif, visant à modifier la granulométrie et à initier des réactions d'hydratation contribuant à la solidification de la matrice,
- L'incorporation **d'émulsion de bitume** pour améliorer la cohésion, limiter la perméabilité à l'eau et renforcer la durabilité en conditions humides.

Ce travail s'inscrit dans une démarche de géo-environnement durable, en cherchant à valoriser des déchets industriels tout en réduisant la consommation de liants conventionnels à base de ciment et en favorisant l'emploi de matériaux alternatifs issus du recyclage local.

L'étude menée est structurée en six chapitres pour conduire de l'analyse bibliographique à des recommandations pratiques :

- Le premier chapitre constitue une revue bibliographique détaillée sur les techniques conventionnelles et innovantes de stabilisation, avec une attention particulière portée à l'intégration de résidus industriels tels que la poussière de clinker, ainsi que l'emploi d'additifs comme les fibres de verre ou l'émulsion bitume.
- Le deuxième chapitre présente les matériaux utilisés, leurs propriétés physiques et chimiques (sables-limons, fibres de verre, poussière de clinker et l'émulsion de bitume), ainsi que les protocoles expérimentaux mis en œuvre, axée sur l'essai de cisaillement direct (dimensions de la boîte, vitesses de déformation, plages de contraintes normales).
- Le troisième chapitre examine l'effet de la teneur de sable concassé et leurs fines calcaires sur la résistance mécanique, mettant en évidence les mécanismes de contractance, de dilatance et de réarrangement.
- Le quatrième chapitre étudie l'influence de la teneur et de la longueur des fibres de verre sur la résistance au cisaillement, la cohésion et la ductilité, en fonction de la densité relative du sol, mettent en lumière les mécanismes de rupture (réseau de fibres, redistribution des contraintes, limitation de propagation des fissures).
- Le cinquième chapitre se concentre sur la valorisation de la poussière de clinker comme liant alternatif. Il étudie son effet sur la cohésion, la solidification granulaire et les gains de résistance à différents temps de cure, en lien avec les produits d'hydratation formés (C-S-H, C-A-H).
- Enfin, le sixième chapitre se focalise sur la stabilisation hydrofuge à l'aide d'émulsion de bitume, en examinant l'influence de la teneur en émulsion bitumineuse, du temps de durcissement et des conditions environnementales (sec vs. immersion prolongée), à travers l'étude des paramètres de Mohr-Coulomb, la résistance résiduelle, la transition fragile-ductile et la durabilité hydrique.

Chapitre I

Etude Bibliographique

1. Introduction

Ce chapitre bibliographique propose une analyse approfondie des propriétés physico-mécaniques des sables limoneux et des stratégies d'amélioration de leur comportement, en examinant les principaux mécanismes mis en jeu dans diverses techniques de stabilisation et de renforcement. Après une présentation des approches les plus courantes — stabilisation chimique (ciment, liants alternatifs), renforcement mécanique (fibres, géotextiles, inclusions discrètes) et traitements organiques ou bitumineux — l'accent est mis sur les procédés directement liés à notre investigation expérimentale : l'incorporation de fibres de verre, l'ajout de poussière de clinker (CKD) en tant que liant cimentaire alternatif, et l'emploi d'émulsion de bitume comme agent de stabilisation organique.

Cette approche croisée vise à comprendre les interactions physico-chimiques et mécaniques entre ces additifs et la matrice sable-limon, tout en identifiant les synergies potentielles entre les mécanismes de renforcement et de stabilisation. L'analyse critique des travaux antérieurs permet ainsi de situer les contributions de cette thèse dans une perspective plus large de valorisation des résidus industriels et de développement de solutions durables et performantes pour l'amélioration des sables limoneux.

2. Techniques d'amélioration et de modification structurale des sols

En géotechnique, l'amélioration des sols s'inscrit dans une démarche scientifique et technique visant à altérer la structure et les propriétés mécaniques du sol, en vue d'accroître sa résistance, sa stabilité et sa durabilité. Ces techniques s'appuient sur diverses approches (mécaniques, chimiques et physico-chimiques) qui, en modifiant la composition du sol ou en ajoutant des inclusions, permettent d'optimiser la portance, de réduire les tassements et d'améliorer la résistance au cisaillement. L'utilisation de fibres, en particulier, est une solution innovante et de plus en plus fréquemment employée pour améliorer le comportement des sols faibles ou liquéfiables.

2.1. Définition

Les techniques d'amélioration et de modification structurale des sols regroupent l'ensemble des méthodes visant à modifier les caractéristiques intrinsèques du sol pour obtenir des performances mécaniques supérieures.

Les différents procédés de renforcement des sols sur lesquels les différents chercheurs ont travaillé en laboratoire ou in situ, sont présentés et classés dans la Figure (I.1) d'après Hejazi et al., (2012) ces méthodes comprennent:

- Les traitements mécaniques : par compactage, injection, ou encore renforcement par inclusions (colonnes ballastées, micropieux, clouage...).
- Les traitements chimiques : par l'ajout de liants (ciment, émulsion bitumineuse, liants hydrocarbonés) qui modifient la cohésion et la durabilité du sol.
- Le renforcement par fibres : qui consiste à incorporer des éléments fibreux dans la matrice du sol pour améliorer sa résistance au cisaillement, sa ductilité et sa résistance à la fissuration.

Ces techniques sont choisies en fonction des caractéristiques du sol (granulométrie, teneur en fines, densité relative) et des objectifs du projet (augmentation de la portance, réduction des tassements, prévention de la liquéfaction).

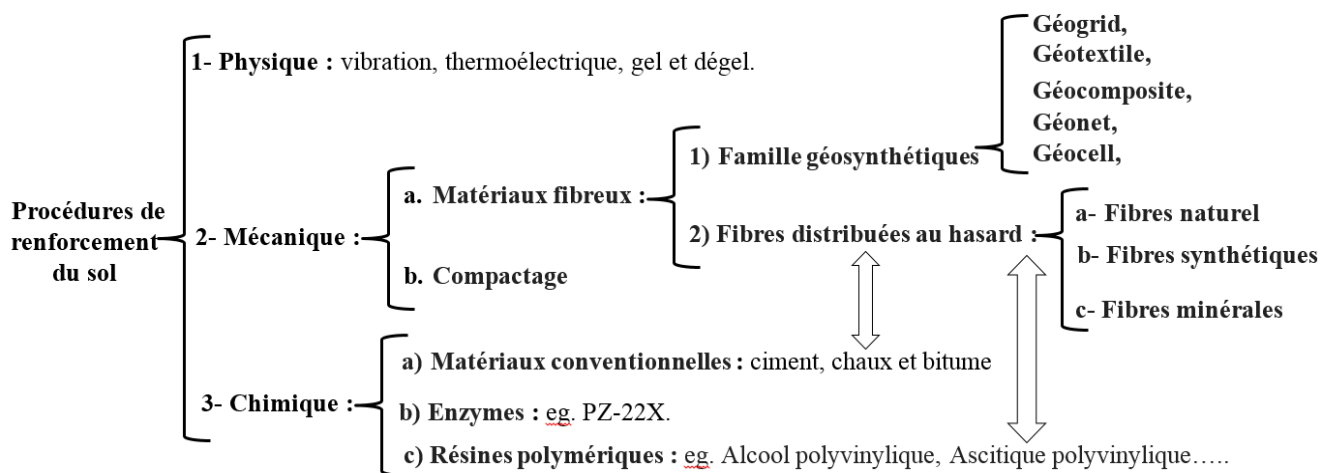


Figure I.1. Procédures de renforcement du sol. Hejazi et al (2012)

2.2. Renforcement des sols par fibres.

Le renforcement par des fibres représente une avancée significative dans les techniques d'amélioration des sols, offrant une méthode polyvalente et efficace pour améliorer les propriétés mécaniques et la stabilité de divers types de sols (Wei et al., 2018).

L'incorporation de fibres dans les matrices de sol permet d'obtenir un matériau composite plus résistant, moins déformé et plus durable, ce qui le rend adapté à un large éventail d'applications géotechniques. L'un des principaux rôles du renforcement par fibres est d'améliorer la résistance globale du sol (Gao & Zhao, 2012).

Les fibres, grâce à leur résistance élevée à la traction, agissent comme des éléments de renforcement dans la masse du sol, offrant une résistance supplémentaire aux contraintes de cisaillement et de traction. Ce mécanisme d'imbrication améliore la capacité du sol à supporter des charges et à résister à la déformation, ce qui permet d'améliorer les performances dans diverses applications géotechniques.

2.2.1. Différents types de fibres

En effet, cette section a pour but d'illustrer les différents types de fibres qui ont été utilisés précédemment pour renforcer les matériaux du sol se répartissent en deux grandes catégories :

a) Les fibres naturelles : L'utilisation de fibres naturelles pour le renforcement des sols suscite un intérêt croissant dans le domaine de la géotechnique durable, notamment pour répondre aux enjeux environnementaux et économiques des pays en développement (Gowthaman et al., 2018). Économiques et facilement disponibles localement, ces fibres ont déjà été intégrées depuis plusieurs années dans des mélanges cimentaires et des applications de sol stabilisé, en raison de leur faible coût et de leur accessibilité (Nguyen et Indraratna , 2023).

On distingue trois grandes familles de fibres naturelles selon leur origine (Figure I.2) :

- **D'origine végétale** : comme le coton, kapok, le lin, palmier, jute, sisal...etc.
- **D'origine animale** : comme la laine ou la soie.
- **D'origine minérale** : amiante (désormais interdit en raison de ses risques cancérogènes).

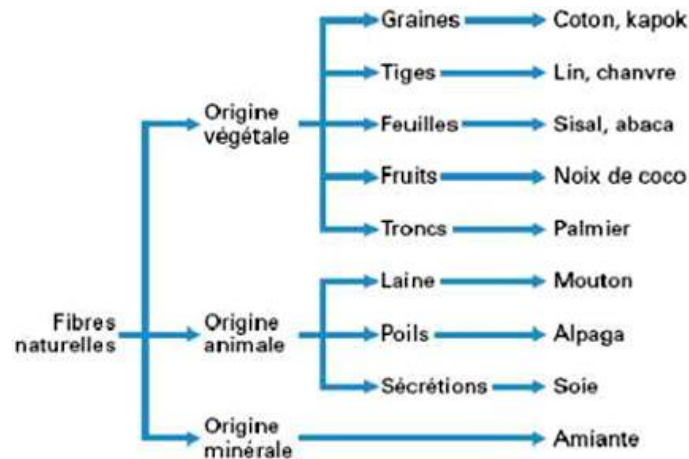


Figure I.2. Classification des fibres naturelles selon leur origine (Baley, 2013)

Ces fibres, issues de transformations physiques et mécaniques simples, s'intègrent dans la matrice du sol sans modifier sa composition chimique. Toutefois, pour assurer leur durabilité dans le sol, elles nécessitent des traitements anti-dégradation (désencrage, traitements antifongiques ou hydrofuges) visant à limiter leur biodégradation et à préserver leurs performances mécaniques à long terme (Rowell, 2000 ; Gowthaman et al., 2018).

b) Les Fibres synthétiques : Les fibres synthétiques sont des matériaux artificiels produits à partir de dérivés du pétrole par la polymérisation de composés hydrocarbonés. Ces

fibres offrent une grande résistance à la traction, à l'élasticité, à l'abrasion, à l'humidité et à la stabilité thermique (Orasutthikul et al., 2017 ; Harnnecker et al., 2012).

La Figure (I.3) illustre la classification générale des fibres synthétiques et leurs sous-classifications. Les fibres synthétiques sont essentiellement classées en deux grandes catégories qui sont ensuite subdivisées en fonction de leur origine :

- **Organiques** : polyamides aromatiques (Nylons) ; polyester aromatique (PET, PBT, PCDT...), polyéthylène (PE)....etc ;
- **Inorganiques** : verre, carbone, céramique, bore et carbure de silice.

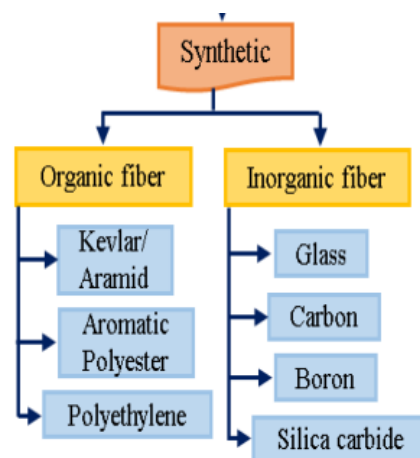


Figure I.3. Classification des fibres synthétiques

2.2.2. Fibre de verre

Les fibres de verre constituent aujourd'hui le renfort synthétique le plus largement employé dans l'industrie des composites, en raison de leur excellent rapport performance/coût, de leur haute résistance à la traction et de leur bonne inertie chimique. Bien que la fabrication artisanale de fibres de verre soit connue depuis l'Antiquité (Phéniciens, Égyptiens, Grecs), c'est à partir des années 1930 que leur production est devenue industrielle.

Les brevets déposés entre 1933 et 1937 par Games Slayter, John Thomas et Dale Kleist chez Owens-Illinois Glass Co. (Toledo, Ohio) ont permis de passer de la laine de verre discontinue à des fibres continues d'environ 4 µm de diamètre et de plusieurs kilomètres de longueur, rendant le procédé économiquement viable et compétitif.(Prado et al., 2022)

Aujourd'hui, la fibre de verre est l'un des matériaux industriels les plus utilisés en raison de plusieurs avantages au niveau de ses performances mécaniques, représentant plus de 90% de la consommation mondiale (Deaconu and Chiţonu, 2022). Cela est dû à sa résistance élevée à la traction et à l'impact, une grande dureté, flexibilité et rigidité (Sathishkumar et al 2014). En outre, la fibre de verre a un faible poids, une faible absorption d'eau, un faible coefficient de dilatation thermique, une grande résistance à la corrosion, à l'oxydation et au

frottement, et aucune restriction sur la taille et la forme de la pièce (Sathishkumar et al., 2014 ; Rajak et al., 2019 ; Prado et al., 2022).

Elles présentent une résistance à la traction élevée, une rigidité importante et une excellente résistance aux attaques chimiques et aux environnements alcalins. Leur incorporation dans le sol permet d'accroître la résistance au cisaillement, de limiter l'initiation et la propagation des fissures, et d'améliorer la ductilité du matériau renforcé. (Consoli et al., 1998 ; Jadhao & Nagarnaik, 2008). Cette approche est particulièrement efficace dans des sols peu cohésifs ou sujets à la liquéfaction.

2.2.2.1. Fabrication types de fibre de verre

La procédure de fabrication du fibre de verre comporte plusieurs étapes pour atteindre le produit final. Il est basé principalement sur la fusion des matériaux composites des fibres de verre afin de les transformer en une masse fondue homogène, puis la fabrication de cette masse fondue en fibres de verre. Par conséquent, la production de fibres de verre peut être divisée en 4 étapes :

a) Composition : Dans la première étape de la fabrication du verre, les composants qui entrent dans la fabrication de chaque type de fibre de verre sont soigneusement rassemblés en quantités précises et doivent être bien mélangés. Par exemple, l'E-verre est fabriqué avec une composition qui comprend SiO_2 , Al_2O_3 (oxyde d'aluminium ou alumine), CaO (oxyde de calcium ou chaux) et MgO (oxyde de magnésium ou magnésie).

b) Fusion et affinage : Une fois le mélange préparé, il est transmis à un four à haute température ($\approx 1400^\circ\text{C}$) pour la fusion. Le four est généralement divisé en trois sections, dans lesquelles se trouvent des canaux qui favorisent l'écoulement du verre. La première section reçoit le mélange, car la dissolution se produit et l'uniformité augmente, y compris l'élimination des bulles. Ensuite, le verre fondu s'écoule dans la section d'affinage, où sa température chute à 1370°C , puis la dernière section où se trouve une série une filière qui sont utilisées pour extruder le verre fondu en fibres.

c) Fibrisation : La fibérisation, ou création de fibres de verre, est une combinaison entre extrusion et atténuation. Dans le cas de l'extrusion, le verre fusionné sort de l'avant-corps en passant par une filière faite d'un alliage platine/rhodium résistant à l'érosion et comportant des orifices très fins. Les plaques de la filière sont chauffées électroniquement, et leur température est contrôlée avec précision pour maintenir une viscosité constante du verre. Des jets d'eau refroidissent les fils à leur sortie de la filière à environ 1204°C . L'atténuation est le processus consistant à étirer mécaniquement à grande

vitesse les flux extrudés de verre fondu en éléments fibreux dont le diamètre varie de 4 à 34 micromètres.

d) Couverture : Dans la phase finale de l'agrafe, un revêtement chimique est généralement ajouté de 0,5 à 2,0% en poids ; il peut comprendre des lubrifiants, des liants et/ou des agents de couplage ; ces derniers aident à protéger les filaments contre l'abrasion et la rupture lorsqu'ils sont collectés et enroulés dans des paquets, et plus tard, lorsqu'ils sont transformés en tissus ou autres formes de renforcement.

2.2.2.2. Types de fibres de verre :

Il existe différents types de fibres avec des compositions chimiques verrières spécifiques qui permettent d'améliorer certaines propriétés particulières, comme les résistances mécanique, chimique ou diélectrique, par leurs qualités spécifiques, à savoir leur très bonne résistance mécanique à la traction, leur forte résistivité électrique, leur inertie thermique et leur bonne résistance chimique. À partir de là, les fibres de verre peuvent être divisées en deux catégories, les fibres à usage général à faible coût, qui sont les fibres de verre E et les autres fibres à usage spécial et premium.

La majorité des fibres utilisées dans le marché algérien sont de type verre E, car elles contiennent un très grand apport de silice (SiO_2) et ont des propriétés physico-mécaniques appréciables dans le but de les utiliser comme renfort et d'assurer de bonnes caractéristiques en élasticité, adhésivité (avec la résine) et de bonne force de cohésion. (Loewenstein , 1993 ; Koroteeva, 2015, Wallenberger et Bingham, 2010)

La plupart des types de fibre de verre sont nommés en fonction de leurs propriétés spécifiques, La Figure I.4 présente la chronologie du développement de la fibre de verre et de l'utilisation commerciale de ces principaux types de fibres de verre. (Li et al., 2014)

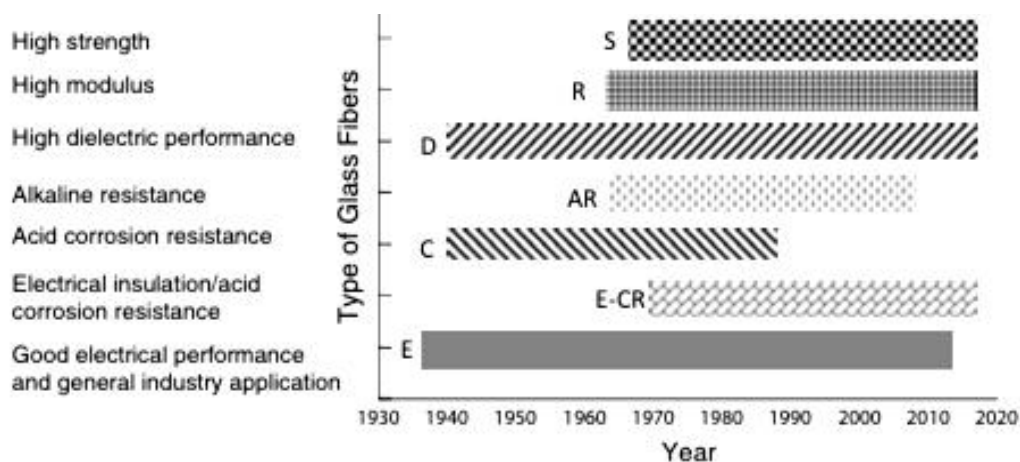


Figure I.4. Historique du développement des principales fibres de verre commerciales. (Li et al., 2014)

Les fibres peuvent être rassemblées sous forme de nappes non tissées ou tissées, puis coupées à des longueurs spécifiques pour s'adapter aux exigences du renforcement des sols.

Les types de fibres de verre varient selon leur mode de regroupement et leur orientation :

- **Fibres continues** : Utilisées pour constituer des nappes ou des tissus, elles offrent une excellente cohérence mécanique.
- **Fibres coupées** : Mélangées directement dans le sol, elles assurent une dispersion homogène et un renforcement tridimensionnel.

On fait fondre un verre spécifique puis on l'extrude à travers de fines buses pour former des filaments ; ceux-ci peuvent être :

- **Unidirectionnels (UD)** : Forte résistance axiale.
- **Tissés (roving, tissu)** : Bonnes propriétés multiaxiales.
- **Chopped-strand** : Fibres courtes pour mélange aléatoire.

La Figure I.5 montre les différentes formes de fibres de verre disponibles: fibre courte, rouleaux et sous forme des tissus multidirectionnel et mat de fibres orientées indifféremment dans toutes les directions du plan.

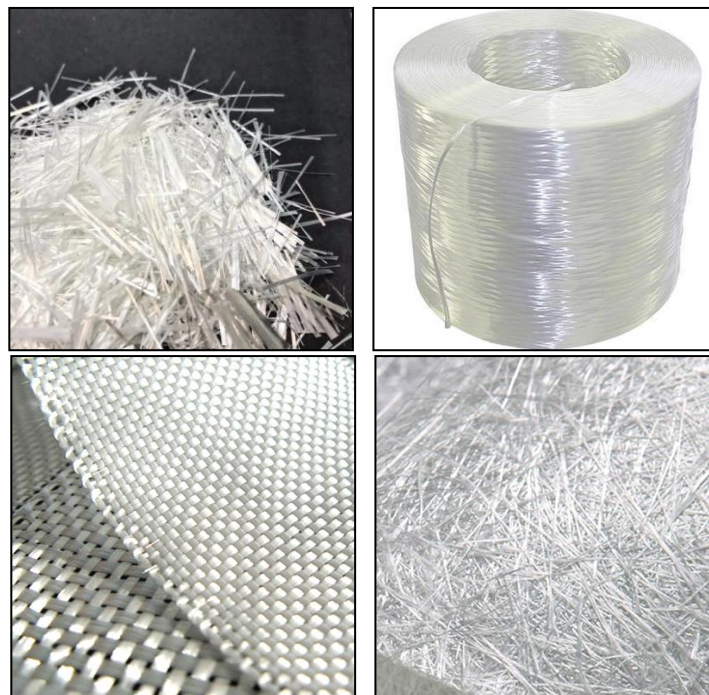


Figure I.5. Différentes formes de fibres de verre:
(a) fibres courtes ;(b) rouleaux ; (c) Tissu et (d) Mat de fibre.

2.2.2.3. Différentes d'application du renforcement par fibre de verre

Les fibres de verre sont utilisées dans une large gamme d'applications industrielles en raison de leurs propriétés physico-chimiques exceptionnelles : résistance mécanique élevée, inertie chimique, faible densité, absence de conductivité électrique, résistance thermique et

imputrescibilité. Ces caractéristiques en font un matériau de choix dans plusieurs secteurs tels que l'aéronautique (pales d'éoliennes, panneaux de fuselage), l'automobile (carrosseries, planchers, pare-chocs), l'industrie navale (coques de bateaux), les équipements sportifs, ainsi que dans l'électronique (isolant électrique, circuits imprimés) et les énergies renouvelables.

Enfin, en construction civile, la fibre de verre est employée pour renforcer les bétons projetés, les panneaux de façade et les éléments préfabriqués, améliorant la durabilité, la résistance à l'abrasion et la résistance au feu. En géotechnique, l'usage des fibres de verre s'est développé comme une alternative ou un complément aux techniques classiques d'amélioration des sols.

L'introduction de fibres dans des sols granulaires ou fins permet une amélioration significative des propriétés mécaniques du matériau composite sol-fibre ; ce qui en fait un choix populaire pour de nombreuses applications de renforcement des sols, elle permet tout d'abord :

- **l'amélioration de la portance des sols de fondation, la construction de remblais routiers ou ferroviaires, et le renforcement de couches de forme** ; l'ajout de fibres dans des sols granulaire augmente significativement la résistance au cisaillement, ce qui est crucial pour les fondations et les remblais (Sabri et al., 2022 ; Doligez et al., 2019). A partir des essais menés par U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC) à Mississippi (Figure I.6), sur des sols sablonneux et limoneux destinés à supporter le trafic des véhicules blindés ($\approx 6\,350$ kg par essieu), il a été démontré que l'utilisation d'un tapis modulaire composé de panneaux en fibre de verre tissée imprégnés de résine polyester multipliait par dix le nombre de passages autorisés sur les sols les plus faibles. Cette solution atteint un équilibre optimal entre le coût d'amélioration des sols de faible portance et les performances opérationnelles requises pour les applications militaires (Harder et al., 2019).



Figure.I.6 Char M1 Abrams traversant des sols sablonneux et limoneux renforcés en fibre de verre et résine polyester (ERDC), Mississippi, États-Unis.

- **Stabilité des talus** : Les fibres de verre sont de plus en plus reconnues pour leur efficacité dans la stabilisation des pentes, offrant des solutions innovantes pour améliorer la résistance des sols et prévenir l'érosion.

Diverses études mettent en évidence l'application de systèmes de polymères renforcés de fibres de verre (GFRP) et de clous de sol précontraints, démontrant ainsi leur potentiel pour améliorer la stabilité des pentes. (Yeung et al., 2007 ; Wei et Song, 2011 ; Chen et al., 2022).

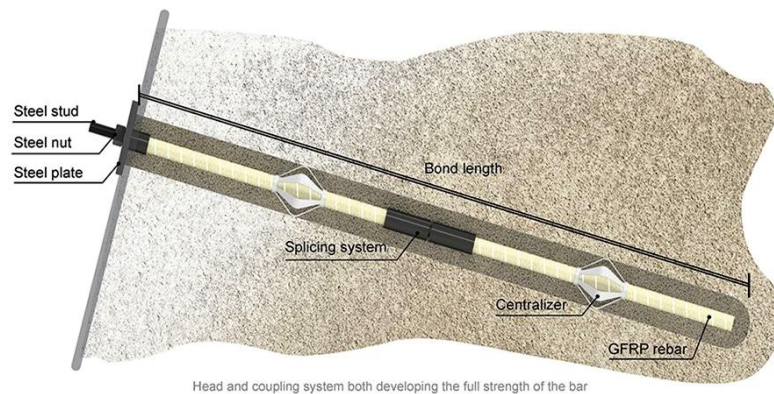


Figure. I.7. Systèmes de clouage en GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) à précontrainte pour stabiliser les talus.

- **Réduction des tassements** : L'intégration de fibres de verre dans le sol augmente la cohésion apparente, ce qui limite significativement les tassements excessifs sous charges permanentes et améliore la stabilité dimensionnelle (Patel et Singh, 2017).

Par ailleurs, l'incorporation de ces fibres induit des modifications mineures dans le comportement de compactage et diminue la sensibilité du sol aux variations d'humidité. Ainsi, le sol se révèle plus stable et moins sujet aux déformations dues aux conditions environnementales changeantes. (Sujatha et al., 2020)

- **Prévention de la liquéfaction** : La liquéfaction est un phénomène dans lequel les sols saturés perdent leur résistance et leur rigidité en réponse à l'activité sismique, se comportant comme un liquide. Ce phénomène peut entraîner des défaillances catastrophiques des structures fondées sur ces sols. L'inclusion de fibres dans la matrice du sol peut réduire considérablement le risque de liquéfaction en améliorant la résistance au cisaillement et réduit la pression interstitielle.

Les fibres apportent un soutien supplémentaire aux particules du sol, les empêchant de perdre le contact les unes avec les autres lors d'événements sismiques. (Gao et Zhao, 2012 ; Bouaricha et al., 2018 ; Sandiani et Tanzadeh, 2020 ; Bakir et al., 2020 ; Toprak et al., 2025)



Figure.I.8 : Dégâts et déformations du sol à Iskenderun à cause de la liquéfaction- Iskenderun/ Hatay (séismes de 2023 à Kahramanmaras). (Toprak et al., 2025)

- **Renforcement de sols expansifs:** L'ajout de fibres de verre dans les sols expansifs diminue significativement les valeurs de gonflement libre, ce qui contribue à stabiliser le sol sous des conditions de variations hydriques. (Phanikumar et Singla, 2016 ; Puppala et Musenda, 2000) Les fibres de verre augmentent la résistance à la compression non confinée (UCS), la résistance à la traction indirecte (ITS), et le ratio porteur de la Californie (CBR) des sols expansifs, ce qui les rend plus adaptés pour les applications de sous-couche de chaussée. (Rabab'ah et al., 2021 ; Sharo et al., 2022)

Enfin, le renforcement par fibres de verre est souvent combiné à d'autres techniques de stabilisation, comme l'ajout de liants hydrauliques (ciment, cendres volantes) ou hydrocarbonés. Cette synergie crée des matrices composites performantes, où le liant améliore la rigidité globale du matériau, tandis que les fibres assurent la ductilité et la résistance à la fissuration. Ces composites sont particulièrement adaptés aux ouvrages soumis à des conditions climatiques sévères ou à des sollicitations cycliques. (Gul et Mir ,2023 ; Philley et al., 2022).

2.2.3. Paramètres affectant le comportement des sols renforcés par fibres

2.2.3.1. Effet des propriétés du sol

Le comportement mécanique des sols renforcés par fibres de verre est influencé de manière significative par les propriétés du sol, en particulier la forme et la taille des particules. Ces propriétés influent sur l'interaction sol-fibres, influençant en fin de compte la résistance au cisaillement, la dilatance et l'efficacité du renforcement par les fibres.

A. Forme des particules

La forme des particules du sol, qu'elle soit sphérique ou angulaire, influence de manière significative les propriétés mécaniques des sols renforcés de fibres (FRS).

Des particules angulaires accroissent l'interlocking mécanique et les forces de frottement interparticulaire, ce qui se traduit par une élévation significative de la cohésion et de l'angle

de frottement interne par rapport à des grains sphériques ou très arrondis. (Cho et al., 2006 ; Daghistani et Abuel-Naga, 2023) Cette amélioration est directement liée à l'augmentation de la rugosité de surface et du nombre de points de contact interparticules, favorisant le verrouillage lors du cisaillement. (Sun et al., 2018).

Des essais triaxiaux mené par Conceição et al., (2023) sur des échantillons de sable de rivière contenant des particules angulaires ont montré une augmentation significative de la cohésion et de l'angle de friction lorsqu'ils étaient renforcés par des fibres. De même, des essais de cisaillement direct sur des mélanges de sable fin et angulaire confirment que l'ajout de particules angulaires (10 à 20% en poids) augmentait significativement la résistance au cisaillement de plus de 20 % par rapport aux particules sphériques.(Shabong et al., 2023)

Par ailleurs, la forme angulaire induit une dilatance plus marquée lors du cisaillement en raison de leurs formes irrégulières, qui favorisent le frottement interparticulaire et la résistance à la compression. Sur des sables mélangés à des fibres, la dilatance est nettement supérieure pour des particules anguleuses, et ce même sous confinement élevé. (Conceição et al., 2023 ; Daghistani et Abuel-Naga, 2023) Cette dilatance accrue retarde la localisation des déformations et reporte le pic de contrainte, améliorant la ductilité globale du FRS.

L'interaction entre les fibres et les particules du sol est également influencée par la forme des particules. Les particules angulaires offrent une plus grande surface d'interaction fibre-sol, ce qui améliore la liaison mécanique et la friction interfaciale. Cette interaction est essentielle pour transférer les contraintes de la matrice du sol aux fibres, améliorant ainsi la résistance globale au cisaillement et la résistance à la déformation du FRS. (Lian et al., 2020 ; Zhao et Zheng, 2022)

Les particules angulaires offrent généralement des angles de frottement plus élevés que les particules arrondies, , ce qui peut améliorer la résistance à la déformation du sol.(Bouaricha et al., 2017; Afzali-Nejad et al., 2017).

Les effets combinés de la taille et de la forme des particules sur la résistance au cisaillement sont également remarquables. Les particules angulaires plus grossières, lorsqu'elles sont bien calibrées, ont tendance à être plus performantes que les particules plus fines ou mal calibrées. Cela est dû au fait que les sols bien calibrés contenant des particules angulaires présentent une dilatance et un emboîtement plus élevés, ce qui entraîne une meilleure résistance au cisaillement. (Li, 2013 ; Daghistani et Abuel-Naga, 2023)

Cependant, les avantages des particules angulaires peuvent diminuer si le sol est mal classé ou contient trop de particules fines, car cela peut réduire le contact entre les particules et la résistance au frottement.

B. Taille des grains

L'interaction entre la granulométrie du sol et les renforts fibreux a fait l'objet de nombreuses investigations, qui soulignent l'influence déterminante de la taille des grains sur les performances mécaniques des sols renforcés. Des paramètres tels que le coefficient d'uniformité (C_u), le coefficient de courbure (C_c) et les rapports D_{max}/D_{50} ou D_{min}/D_{50} gouvernent la dilatance, l'angle de frottement et la contrainte de rupture.

Ainsi, Conceição & Pinto (2023) ont montré que des sables bien gradués (C_u élevé, grains sub-anguleux) conservent une dilatance notable même sous fortes contraintes, car les fibres mobilisent un frottement inter-granulaire accru, tandis qu'un sable fin et uniforme (C_u faible) présente une dilatance réduite et permet un glissement plus facilement des fibres.

Dans un sable grossier à grains sub-anguleux, le pic de résistance et la contrainte résiduelle sont nettement supérieurs aux cas non renforcés, alors que l'effet bénéfique s'atténue dans un sable fin dunaire, démontrant l'importance de la répartition granulométrique pour optimiser l'efficacité du renforcement.

Par ailleurs, la présence de particules plus grosses favorise un meilleur emboîtement mécanique avec les fibres, ce qui se traduit par une augmentation de la résistance au cisaillement et de la friction d'interface. Namjoo et al., (2020) et Zhao et al., (2022) ont observé une amélioration plus marquée dans les sables grossiers, tandis que Bouaricha et al., (2017) ont confirmé cet effet pour des mélanges verre-clinker.

À l'inverse, l'ajout de fibres de polypropylène s'avère davantage efficace dans des sables fins de densité moyenne, mais négligeable dans des sables fins très denses. (Anagnostopoulos et al., 2013)

Les diamètres de particules extrêmes, tels que les tailles de particules maximale (D_{max}) et minimale (D_{min}), jouent également un rôle critique. Hazout et al., (2022) ont mis en évidence une forte corrélation entre les rapports D_{max}/D_{50} , D_{min}/D_{50} et la résistance non drainée au cisaillement du FRS, soulignant que le dimensionnement optimal des particules est indispensable pour prédire et améliorer le comportement mécanique global.

En résumé, les particules grossières et anguleuses favorisent le frottement et l'« imbrication » des fibres, d'où une amélioration marquée de la résistance au cisaillement et de la dilatance; tandis que dans les sols plus fins, un calibrage précis de la taille des particules et du dosage des fibres est nécessaire pour prévenir le glissement et tirer pleinement parti du renforcement fibreux.

2.2.3.2. Effet des propriétés des fibres

A. Longueur des fibres

Plusieurs investigations expérimentales ont souligné l'importance de la longueur des fibres de verre dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des sols limoneux renforcés. Gray & Ohashi (1983) ont démontré que l'allongement des fibres accroît la surface d'interaction fibre-sol, retardant la rupture fragile et limitant les chutes post-pic en cisaillement. Toutefois, pour que ce mécanisme d'accrochage soit pleinement efficace, la longueur des fibres doit dépasser un seuil critique, estimé à au moins dix fois le diamètre moyen des grains par Gray et Al-Refeai (1986) et Maher et Gray (1990), confirmé par les travaux de Michałowski et Čermák (2003) ainsi que ceux de Ranjan et al., (1996) ont proposé qu'une longueur minimale d'au moins dix fois le diamètre moyen des grains soit nécessaire pour activer pleinement le mécanisme de cisaillement. Au-delà d'une longueur optimale, la formation d'agrégats hétérogènes réduit l'efficacité du renfort. (Li et al., 2020 ; Zhou et al., 2021 ; Liang et al., 2022)

Par ailleurs, plusieurs études soulignent que la relation entre la longueur de la fibre et la résistance mécanique n'est pas linéaire à été observée par Zhou et al., (2021) pour des fibres de 6 mm dans un remblai cimenté de sable et par Li et al., (2020) en charge cyclique, qui ont montré un pic de performance pour un rapport longueur/diamètre de grain proche de un, traduisant un compromis entre accroche et homogénéité de la distribution.

Dans une série d'essais de cisaillement direct, Ouria et al., (2017) ont étudié l'effet combiné de la longueur des fibres de verre ($L = 5, 10, 20$ et 30 mm) et de leur teneur en poids (de $0,1\%$ à $0,6\%$) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux. Les résultats (Figure I.9) indiquent que, quelle que soit la contrainte normale appliquée ($50, 100$ ou 200 kPa), l'association d'une longueur de 10 mm avec une teneur de $0,4\%$ fournit les performances mécaniques les plus optimales.

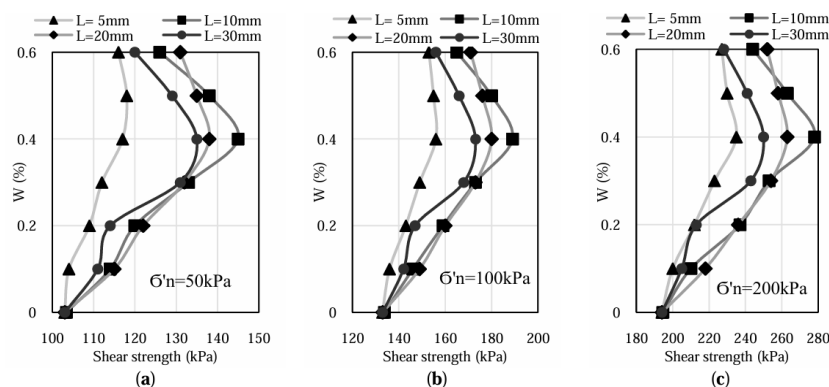


Figure I.9. Résistance au cisaillement maximale du sol non renforcé ou renforcé avec différentes teneurs et longueur de fibres sous (a) 50, (b) 100 et (c) 200 kPa. (Ouria et al., 2017)

Dans cette configuration, les résistances maximales atteignent environ 145 kPa, 190 kPa et 280 kPa, respectivement (Figure I.9). De plus, cette même combinaison permet une amélioration significative des paramètres de résistance : la cohésion et l'angle de frottement sont renforcés avec des gains de l'ordre de 40% et 30%, respectivement (Figure I.10).

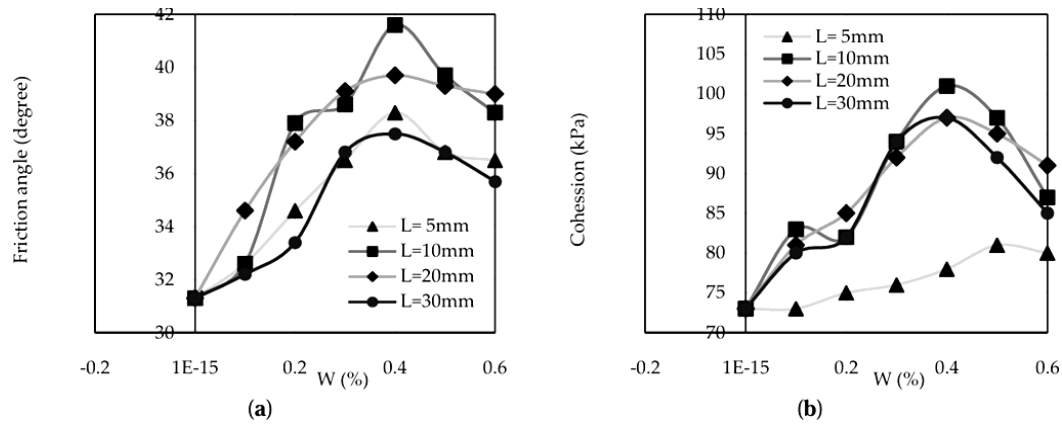


Figure I.10. Effet de la teneur en fibres et de la longueur sur :
(a) l'angle de frottement du sol (b) la cohésion du sol. (Ouria et al., 2017)

Par la suite, Noorzad et Zarinkolaei (2015) ont réalisé des tests triaxiaux et de cisaillement direct sur des sables renforcés de fibres de polypropylène (longueurs de 6, 12 et 18 mm), ont démontré que les gains de résistance triaxiale et cisaillement direct croissent avec la longueur jusqu'à 12 mm, puis une légère amélioration à 18 mm en raison d'une distribution moins homogène et de concentrations de contraintes.

De façon similaire, Bouaricha et al., (2017) ont démontré, à travers des essais de cisaillement direct réalisés sur deux types de sables (Chlef et Rass) traités au clinker, qu'un renforcement par fibres de verre d'une longueur de 20 mm et à une teneur de 0,2% permettait d'atteindre la résistance au cisaillement la plus élevée. Des longueurs supérieures à 20 mm ont entraîné une légère diminution de l'efficacité du renforcement. Ces résultats concordent avec ceux de Patel et Singh (2019), qui ont testé des fibres de verre de 10, 20 et 30 mm dans un sable non traité : ils ont observé que la contrainte déviatorique maximale augmentait jusqu'à une longueur de 20 mm (pour une teneur de 3–4%), avant de diminuer à 30 mm, ce qui indique l'existence d'une longueur optimale de fibres (environ 20 mm) au-delà de laquelle les performances mécaniques se dégradent.

Enfin, Liang et al. (2022) ont étudié un sable limoneux cimenté par voie microbiologique et ont constaté que la résistance à la compression non confinée (UCS) s'accroît progressivement avec la longueur des fibres, jusqu'à atteindre un optimal à 9 mm de longueur pour un teneur en fibre de 0.2%. Au-delà de ce seuil, une agglomération excessive des fibres

provoque une répartition non uniforme des contraintes, ce qui se traduit par une diminution de la résistance UCS. Ces observations sont illustrées dans la Figure I.11.

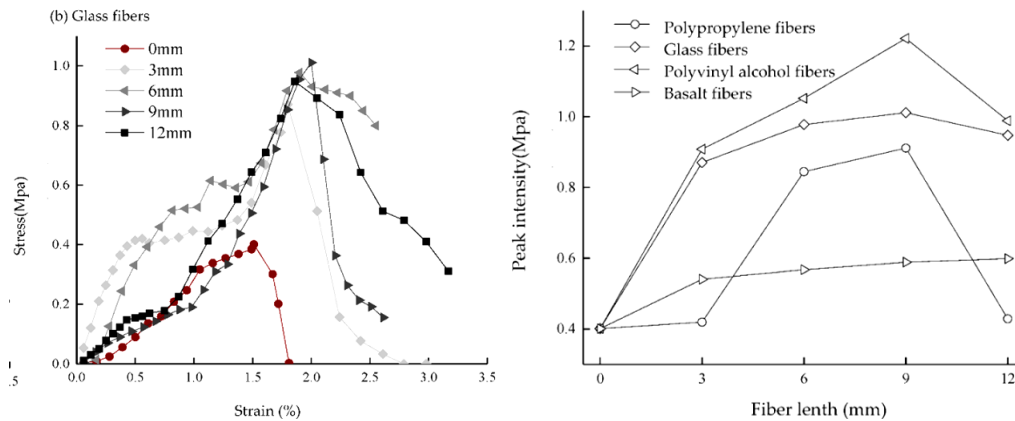


Figure I.11. Influence de la longueur des fibres de verre sur les courbes (a) contrainte-déformation et (b) la résistance maximale des sols limoneux. Liang et al. (2022)

Ensemble, ces études mettent en évidence que l'augmentation de la longueur des fibres favorise dans un premier temps l'adhérence mécanique et l'interaction fibre-sol, en élargissant la surface de contact et en assurant une meilleure transmission des contraintes.

Toutefois, lorsque la longueur des fibres dépasse un certain seuil, généralement dépendant de la granulométrie et de la compacité du sol, leur efficacité diminue. Cette dégradation est principalement due à une répartition non uniforme des fibres, à leur agglomération locale ou encore à une perte d'homogénéité dans la matrice sol-fibre, compromettant ainsi le comportement global du matériau renforcé.

B. Teneur en fibres

L'efficacité du renforcement des sables limoneux par des fibres de verre dépend fortement de la teneur en fibres. Une fraction modérée permet d'améliorer significativement la résistance au cisaillement, la cohésion ainsi que la ductilité du matériau. En revanche, un excès de fibres peut induire une répartition hétérogène, des concentrations locales de contraintes et une légère diminution des performances globales.

Plusieurs essais de cisaillement direct ont montré que l'ajout de fibres de verre induit une augmentation quasi linéaire de la contrainte de rupture, jusqu'à un seuil critique.

Benessalah et al., (2016) ont montré sur un sable limoneux de Chlef, que la résistance maximal augmente à 0,3% de fibres, avec une réduction significative de la dilatance. Cependant, en conditions sèches et pour une densité moyenne, l'ajout de fibres a eu un impact défavorable sur la résistance résiduelle, ce qui met en lumière la sensibilité du comportement renforcé aux conditions hydriques et de compactage.

Parallèlement, Bouaricha et al., (2017) ont identifié une teneur optimale de 0,2% sur deux sables algériens traités à la poussière de clinker, Cette configuration a permis un gain de cohésion allant jusqu'à +43 kPa et un accroissement de l'angle de frottement de +4,3° , traduisant un effet stabilisant efficace à faible dosage.

Plus récemment, Feknous et al. (2024) ont confirmé, à travers des essais sur un sable propre et un sable limoneux, que la plage de 0,3 à 0,5% représente un optimum technique, maximisant la résistance sans induire un comportement excessivement contractant. En revanche, des teneurs supérieures à 0,5% entraînent une légère réduction de l'angle de frottement, ainsi qu'un écrouissage localisé des fibres, compromettant l'homogénéité du renforcement.

Ces résultats sont illustrés dans les Figures I.12 et I.13, qui montre l'évolution des paramètres mécaniques en fonction de la teneur en fibres.

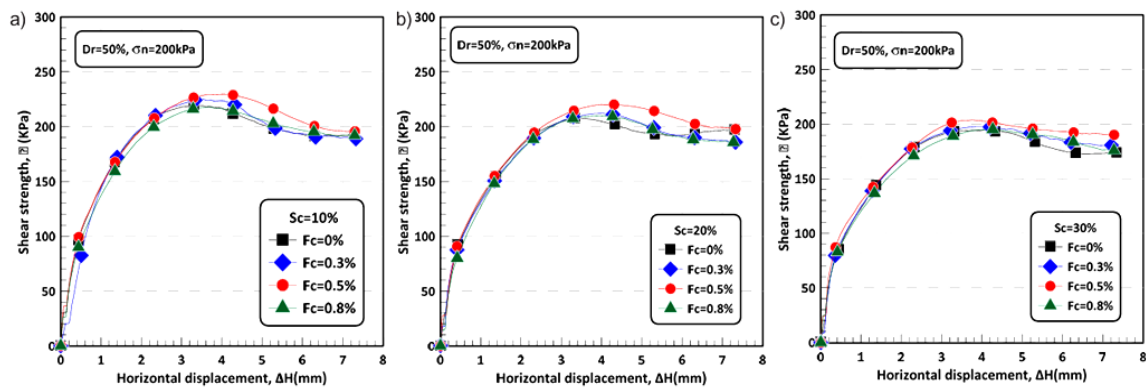


Figure I. 12. La résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges de limon-sable de Chlef renforcés par des fibres de verre : a)10%, b) 20% et c)30%. (Feknous et al., 2024)

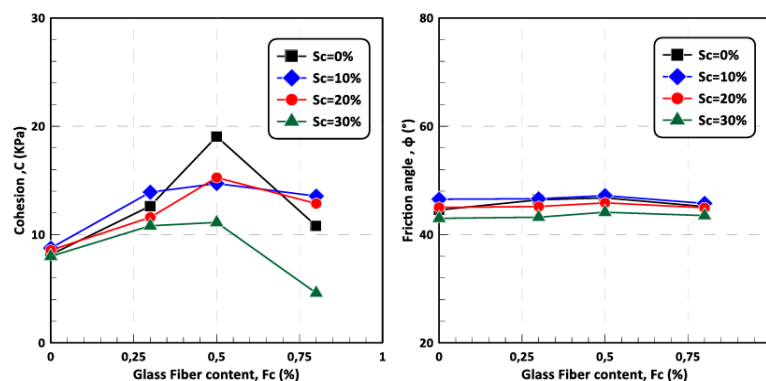


Figure I.13. Evolution de (a) la cohésion et (b) de l'angle de frottement, en fonction de la teneur en limon et en fibres de verre. (Feknous et al., 2024)

Des essais triaxiaux non drainés menés par Bouaricha et al. (2018) sur un sable limoneux de Chlef ont permis de démontrer qu'une teneur de 0,4% en fibres de verre est suffisante pour améliorer significativement la résistance globale du sol, même sous des conditions de fort confinement.

Cette amélioration se traduit par des augmentations marquées de la cohésion ainsi que de l'angle de frottement interne, traduisant un renforcement effectif de la structure du sol. Les résultats sont présentés dans les Figures I.14 et I.15.

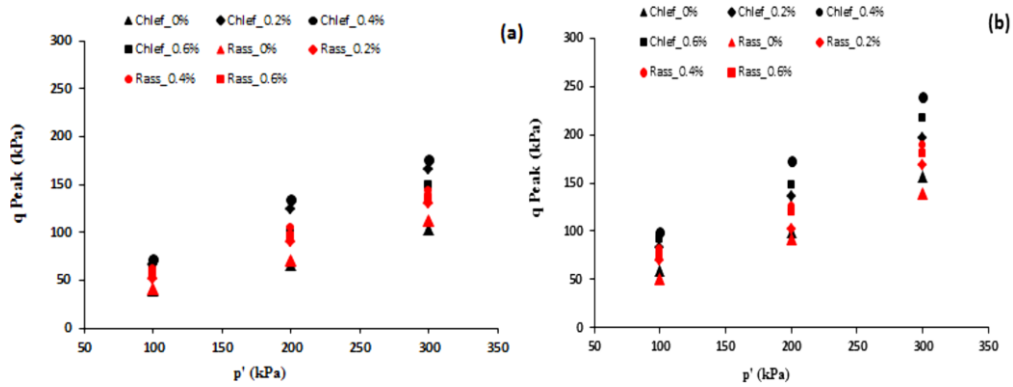


Figure I.14. Diagramme $q_{peak}-p'$ pour les échantillons de sable Chlef et Rass renforcés et non renforcés pour: (a). $Dr=25\%$ et (b). $Dr=50\%$. (Bouaricha et al., 2018)

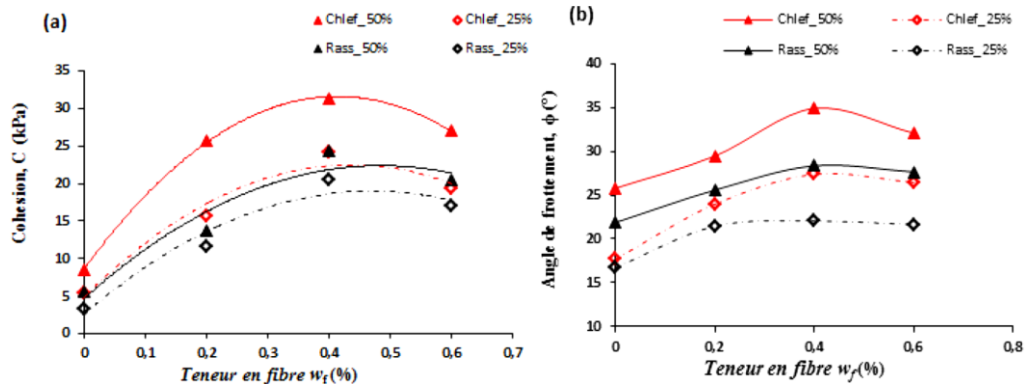


Figure I.15. Effet de la teneur en fibre de verre sur : (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement. (Bouaricha et al., 2018)

Les résultats obtenus par Sun et al., (2018) corroborent cette tendance, via des essais triaxiaux sur sable dense renforcé par des fibres de verre à des teneurs comprises entre 0,1 et 0,5%. Un gain notable de cohésion plus de 30% a été enregistré entre 0,2% et 0,3% de fibres, tandis que l'angle de frottement est resté relativement stable, avec une légère hausse atteignant $+1,9^\circ$ à 0,5%, comme illustré en Figure I.16.

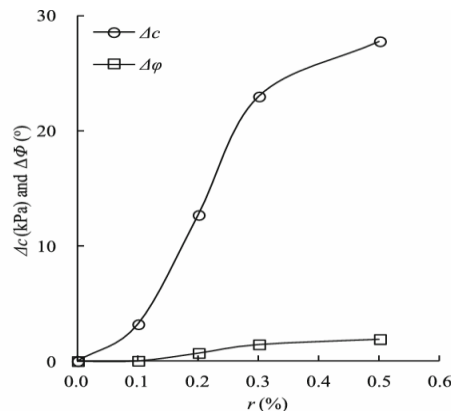


Figure I.16. Effet de la teneur en fibres sur le gain de cohésion et l'angle de frottement. (Sun et al., 2018)

Dans un autre type de sol, Asadollahi et Dabiri (2017) ont montré, pour des sols argileux renforcés avec des fibres de 10 mm, qu'une teneur de 0,8% en fibres de verre permettait non seulement d'améliorer la résistance au cisaillement, mais aussi de transformer le comportement fragile du sol en un comportement ductile, tout en réduisant légèrement la perméabilité. De manière complémentaire, Saha et Bhowmik (2018) observent une augmentation régulière de la cohésion et de l'angle de frottement jusqu'à 1% de fibres, suivie d'une légère diminution des performances attribuée à la formation d'amas fibreux perturbant l'homogénéité de la matrice sol-fibre.

Des résultats similaires sont rapportés pour les sols sableux stabilisés chimiquement. Ateş (2016) a démontré qu'une combinaison de 3% de fibres de verre et 20% de ciment Portland permettait d'optimiser la résistance mécanique. Toutefois, au-delà de ces dosages, les caractéristiques mécaniques chutent et le matériau développe un comportement plus fragile en raison d'un effet de rupture brusque (brittle) accru.

Enfin, les travaux de Patel et Singh (2018, 2019, 2020) ont montré que des teneurs (de 3 à 4%) peuvent encore améliorer la résistance résiduelle et la capacité portante, particulièrement pour des sols à faible densité relative. Cependant, lorsque les teneurs dépassent cette plage, le matériau tend à devenir moins homogène et plus fragile. (Figure I.17)

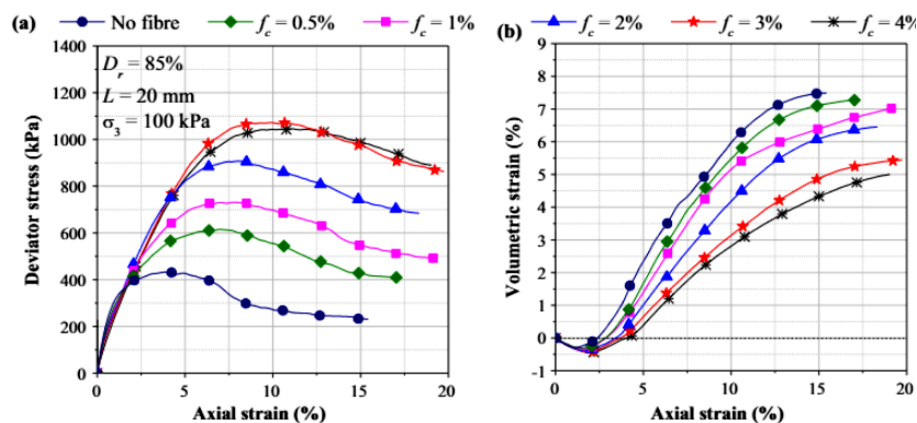


Figure I.17. Effet de la teneur en fibres sur un sol sableux :
(a) Réponse contrainte-déformation ;(b) Réponse volumétrique. (Patel & Singh ,2020).

C. Rapport d'aspects

L'efficacité du renforcement par fibres de verre est fortement influencée par le rapport d'aspect (L/d), défini comme le rapport entre la longueur et le diamètre des fibres. Ce paramètre détermine non seulement la surface de contact entre la fibre et la matrice granulaire du sol, mais aussi la capacité d'ancrage mécanique, essentielle pour le transfert des contraintes.

À travers des essais triaxiaux sur un sable renforcé à 1,5% de fibres, Chib et Pathak (2019) ont mis en évidence que l'augmentation du rapport d'aspect de $L/d = 30$ à 60 conduit à des gains significatifs de résistance au cisaillement : environ +69% à $L/d = 45$ et +27% à $L/d = 60$, par rapport à $L/d = 30$. Cette amélioration est attribuée à l'augmentation de la surface d'interaction entre les fibres plus longues et les particules du sol.

Les résultats sont illustrés dans la Figure I.18, qui présente la variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale sous une pression de confinement de 100 kPa pour trois rapports d'aspect.

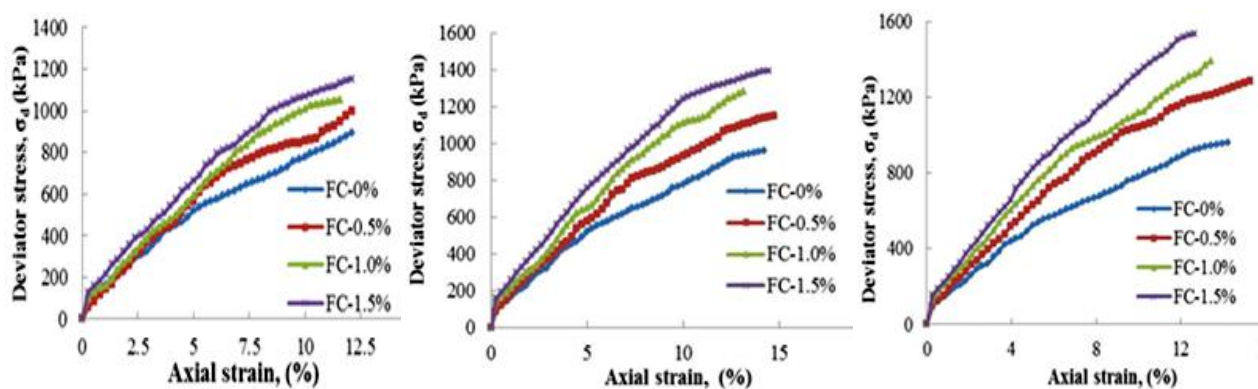


Figure I.18. Variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à une pression de confinement de 100 kPa (a) $L/d=30$, (b) $L/d=45$ et (c) $L/d=60$. (Chib et Pathak, 2019)

Rughooputh & Busawon (2024) confirment que des fibres à rapport d'aspect élevé permettent de réduire la perte de résistance post-pic et d'améliorer la ductilité résiduelle dans les sols fins, en assurant une résistance résiduelle plus stable après la contrainte maximale.

Des études sur sols non cohésifs relèvent qu'un accroissement progressif du rapport d'aspect (L/d) se traduit par un gain de résistance initiale, suivi d'un palier ou d'une légère décroissance au-delà d'un seuil critique, en raison du pliage ou du flambage des fibres longues, qui réduit la surface de contact effective.

Ces travaux ont été approfondis par Soltani et al. (2018a, 2018b) sur une argile expansive renforcée par des fibres de polypropylène en ruban, où deux longueurs (15 mm et 30 mm) et deux largeurs (2,5 mm – « fibre A » et 7 mm – « fibre B ») ont été testées.

Les résultats ont montré que l'augmentation du rapport d'aspect dominait la réduction du gonflement (C_c) et l'accroissement de la rigidité (σ_r), jusqu'à une teneur en fibres de 1,5%. Au-delà, les déformations des fibres longues sous charge élevée ont réduit leur efficacité, suggérant un seuil optimal.

Ces observations sont synthétisées dans la Figure I.19, illustrant les effets de la teneur en fibres de polypropylène sur le rapport d'aspect, le gonflement et la limite d'élasticité.

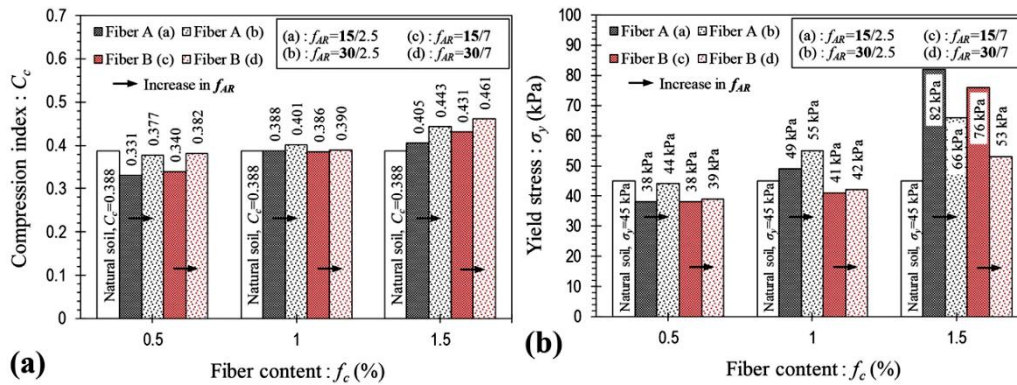


Figure 1.19. Effet de la teneur en fibres de la fibre de polypropylène sur le rapport d'aspect, le rapport de gonflement (C_c) et la limite d'élasticité (σ_y). (Soltani et al., 2018a)

Enfin, des recherches plus générales menées par Danso et al., (2023) et Festugato et al., (2022) sur des fibres naturelles (coco, bagasse, sisal) confirment cette tendance : l'augmentation du rapport d'aspect améliore les propriétés mécaniques du sol, mais seulement jusqu'à un certain point. Au-delà, des phénomènes d'agglomération fibreuse ou de flambage peuvent apparaître, altérant la distribution uniforme des fibres et réduisant ainsi l'efficacité du renforcement.

D. Orientation des fibres

L'orientation des fibres dans la matrice granulaire constitue un paramètre déterminant dans l'efficacité du renforcement mécanique des sols. En effet, l'agencement spatial des fibres influence directement la capacité d'ancrage mécanique, la résistance au cisaillement, ainsi que la ductilité globale du mélange sol-fibre.

Une orientation dirigée des fibres (ODFS – Oriented Discrete Fiber System), alignée parallèlement à la direction des contraintes principales, permet d'optimiser les mécanismes d'accrochage, de maximiser la transmission des efforts et d'améliorer la résistance au cisaillement de manière plus marquée. Cette configuration, bien que directionnelle, engendre une réponse mécanique anisotrope, mais performante dans la direction sollicitée. À l'inverse, une distribution aléatoire des fibres (RDFS – Randomly Distributed Fiber System) offre un renforcement isotrope du sol, assurant une amélioration plus homogène et multidirectionnelle de ses propriétés mécaniques, mais avec une efficacité moindre en termes de renforcement localisé. (Soriano et al., 2017 ; Gao et al., 2021)

Les sols renforcés de fibres peuvent être classés en deux grandes catégories, en fonction du mode d'orientation des fibres dans la matrice (Gowthaman et al. 2018) :

(i) Sols à Répartition Orientée de Fibres (SROF/ODFS).

Dans ce mode de renforcement, les fibres sont disposées de manière ordonnée selon des plans spécifiques – horizontaux, verticaux ou inclinés – à l'image des géotextiles ou des

géogrilles insérées dans la masse du sol. Cette orientation contrôlée permet d'optimiser l'interface sol-fibre et d'améliorer l'ancrage mécanique, en particulier lorsque l'alignement est parallèle à la direction des contraintes principales, ce qui contribue à retarder l'initiation de la rupture, accroître la ductilité et renforcer la capacité portante du sol. (Maher et Gray ,1990 ; Arciero et al., 2024 ; Ganiev, 2023).

Selon Arciero et al., (2024) et Chegenizadeh et Nikraz (2011), cette configuration peut entraîner une augmentation de la résistance au cisaillement et à la compression allant jusqu'à +50%, lorsque les fibres sont alignées dans le sens de la traction principale. À l'inverse, une orientation perpendiculaire aux contraintes dominantes ne mobilise que partiellement l'effet de renfort, se limitant à un soutien latéral dont l'efficacité reste modeste (gain de l'ordre de +20 à +30%, selon Michałowski et Čermák, 2002).

Des essais triaxiaux menés par Wang et al., (2017) sur un sol expansif renforcé par des fibres de verre ont permis d'étudier l'effet de l'orientation des fibres selon différents angles ($\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ et orientation aléatoire) pour trois teneurs (0,3%, 0,6% et 0,9%).

Les résultats (Figure I.20) révèlent que la rigidité initiale et la résistance maximale diminuent progressivement à mesure que l'angle d'orientation s'écarte de l'horizontale. Les dispositions à 0° et 30° ont démontré les meilleures performances, en offrant un bon compromis entre résistance et ductilité, grâce à une meilleure mobilisation du frottement interfacial et de l'accrochage mécanique, ce que Michałowski et Čermák, (2002) avaient déjà anticipé par modélisation théorique.

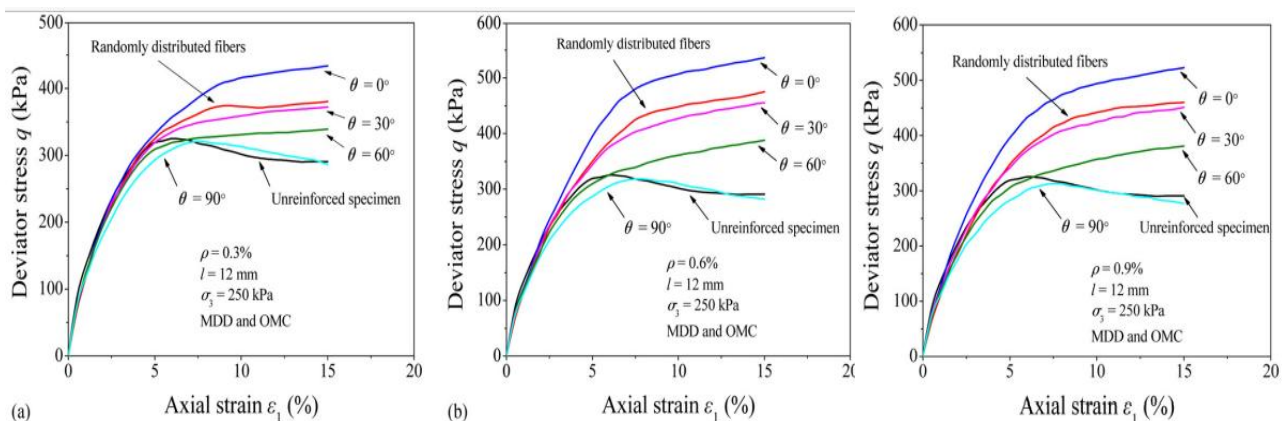


Figure I.20. Comportement q - ϵ_a des sols limoneux renforcés par fibres aléatoirement distribuées, selon trois angles d'orientation ($\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$) et trois dosages (0,3 %, 0,6 % et 0,9%). (Wang et al., 2017)

(ii) Sols à Répartition Aléatoire de Fibres (SRAF/RDFS).

La distribution aléatoire des fibres constitue l'approche de renforcement la plus couramment utilisée en pratique, en raison de sa simplicité de mise en œuvre et de sa capacité à offrir un renforcement quasi isotrope.

Elle consiste à mélanger mécaniquement des fibres courtes dans la matrice du sol sans orientation préférentielle, générant un maillage tridimensionnel diffus qui améliore globalement le comportement mécanique du sol traité.

L'amélioration des performances mécaniques dans ce type de renforcement repose sur trois mécanismes synergiques selon Gowthaman et al(2018) (Figure I.21) :

- **Enchevêtrement fibre-sol** : sous la sollicitation, les fibres s'ancrent dans la matrice granulaire, retardant l'initiation et la propagation des fissures. (Soltani et al., 2018a,2018b)
- **Frottement interfacial** : durant la déformation, le glissement des particules de sol le long de la surface des fibres génère des résistances supplémentaires à la déformation, contribuant à la dissipation d'énergie (Dinakar et al., 2023);
- **Mobilisation de la traction** : les fibres tendues forment un réseau souple absorbant partiellement les contraintes, réduisant ainsi la dilatance et les déformations plastiques. (Girija et al., 2014)

Plusieurs études expérimentales confirment l'efficacité de ce mode de renforcement, notamment celles de Patel et Singh (2020) ainsi que Alcan et Çelik (2023), ont montré que cette répartition aléatoire permet d'accroître simultanément la résistance à la compression (de 30% à 45%) , tandis que la résistance à la traction augmente jusqu'à +40% par rapport au même sable non renforcé.

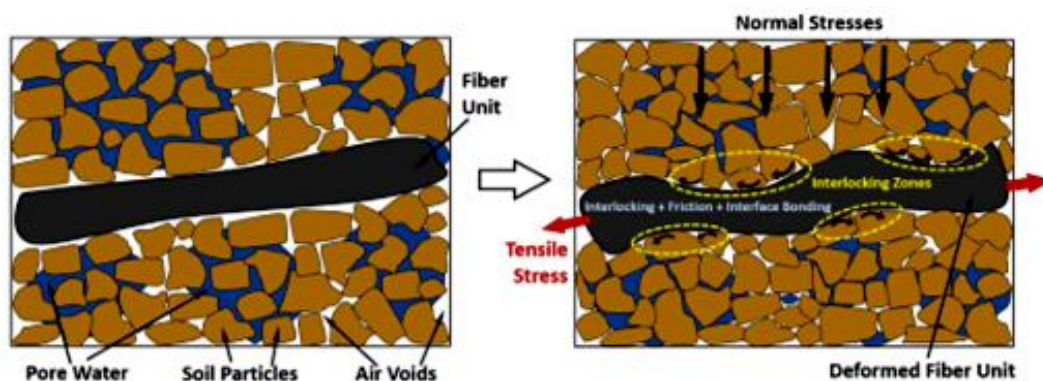


Figure I.21 : Représentation schématique d'une fibre distribuée de manière aléatoire : (a) phase initiale ; (b) phase de déformation due à la charge. (Gowthaman et al., 2018)

L'un des principaux avantages de la méthode RDFS est sa facilité d'intégration dans les pratiques de chantier. Les fibres peuvent être incorporées de manière similaire à des liants classiques (comme le ciment ou la chaux), et leur dispersion homogène assure un renforcement réparti sans plans de faiblesse marqués, contrairement aux méthodes à fibres orientées.

Enfin, Une synthèse comparative des caractéristiques de ces deux modalités de renforcement est présentée dans le Tableau I.1, permettant de mieux cerner leurs spécificités.

Tableau I.1 . Les caracterestiques de mode d'orientation les fibres

Mode d'orientation	ODFS (orientée)	RDFS (aléatoire)
Mécanisme principal	Fibres alignées dans le plan de cisaillement ou de traction	Maillage 3D de fibres courtes dispersées
Effet sur la résistance	↑ cisaillement jusqu'a +50%	↑ isotrope de cisaillement (+30–45%) et traction (+40%)
Limite principale	Zones non renforcées entre plans	Anisotropie légère sub-horizontale
Références clés	Gray & Ohashi (1983) ; Arciero et al. (2024).	Patel & Singh (2020) ; Alcan & Çelik (2023).

2.2.3.3. Influence des conditions d’essai

Les performances mécaniques des sols renforcés par fibres de verre dépendent non seulement des caractéristiques des fibres (longueur, contenu, aspect), mais aussi d'autre conditions d'essai majeures tels que : la densité relative du sol, la pression de confinement et la contrainte normale, la teneur en eau et la technique de préparation des échantillons.

A. Densité relative

La densité relative du sol constitue un paramètre fondamental dans l'efficacité du renforcement par fibres, en raison de son impact direct sur les interactions sol-fibre et les mécanismes de rupture. Une densité plus élevée rapproche les grains entre eux, ce qui augmente la surface de contact fibre-particule et favorise les interactions mécaniques, notamment le frottement interfacial et l'imbrication physique, aboutissant à une amélioration notable de la rigidité et de la résistance au cisaillement (Arciero et al., 2024 ; Chegenizadeh & Nikraz, 2011).

Des essais de charge de plaque sur un sable renforcé par fibres, réalisés par Consoli et al., (2009), ont montré que la résistance maximale était obtenue pour une densité relative de 90%, mettant en évidence le rôle déterminant du compactage sur les performances mécaniques. Le mode de rupture évolue aussi avec la densité : dans les sols lâches, la rupture est souvent contrôlée par un mouvement dilatant du sol (gonflement), tandis que dans les sols denses, elle est principalement dominée par le cisaillement, en raison d'un contact granulaire accru et d'un meilleur interaction fibre-sol (Patel et Singh, 2018 ; 2019).

Dans les sols cohésifs, les fibres de verre contribuent à augmenter la ductilité et réduisent la perte de résistance post-pic, qui est plus prononcée à des densités plus élevées. (Patel et Singh, 2019; Rughooputh et Busawon, 2024 ; Xiao et al., 2024) En revnche, dans les

sables non cohésifs, tels que les sables, les gains en résistance au cisaillement et en déformabilité sont plus marqués à forte densité relative. (Berkane et al., 2023; Baghdir et Abed, 2024)

À l'échelle micromécanique, une densité élevée induit une réduction de la porosité, ce qui améliore le contact fibre-sol et, par conséquent, l'adhérence interfaciale, comme le soulignent Dove & Frost (1999) et Tang et al. (2007). Selon Wang et al. (2017), un sol fortement compacté nécessite une contrainte de cisaillement plus importante pour provoquer un réarrangement granulaire, ce qui limite le glissement des fibres et maximise leur efficacité.

Des essais de cisaillement direct réalisés sur un sable limoneux de Chlef (Algérie), renforcé par des fibres de verre distribuées aléatoirement, ont confirmé ces tendances. Benessalah et al., (2015) ont démontré l'influence prépondérante de la densité relative (D_r) et de la contrainte normale (σ'_n) sur la résistance au cisaillement et le comportement dilatat.

Les échantillons denses présentaient des valeurs de résistance nettement supérieures à celles des sols moyennement denses, ce qui s'explique par une compacité accrue et un accrochage mécanique optimisé (Figure I.22).

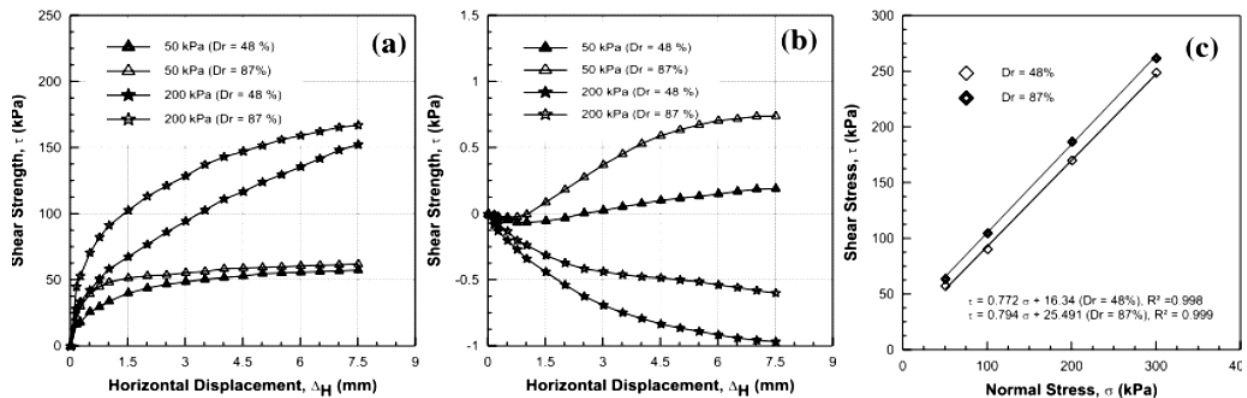


Figure I.22. Effet de la densité sur la résistance au cisaillement du sable de chlef humide ($w= 3\%$) renforcé par 0.3% de fibres: (a) contrainte de cisaillement, (b) déformation verticale, en fonction de la déformation horizontale, (c) courbe intrinsèque. (Benessalah et al., 2015).

Par ailleurs, des études comparatives comme celle de Mehdi (2021) ont évalué l'influence combinée de la densité relative, de la contrainte normale et de la teneur en fibres sur la contrainte de cisaillement maximale, à travers différents types de fibres : verre (GF), polypropylène (PP) et sisal (SS). Les résultats (Figure I.23) montrent que la contrainte de cisaillement maximale croît avec la densité relative (de 50% à 80%) et la contrainte normale, quel que soit le type de fibre.

De même, Liu et al., (2011) et Noorzad et Amini, (2014) ont rapporté une augmentation continue de la résistance avec la densité, indépendamment de variations modérées de la teneur en fibres.

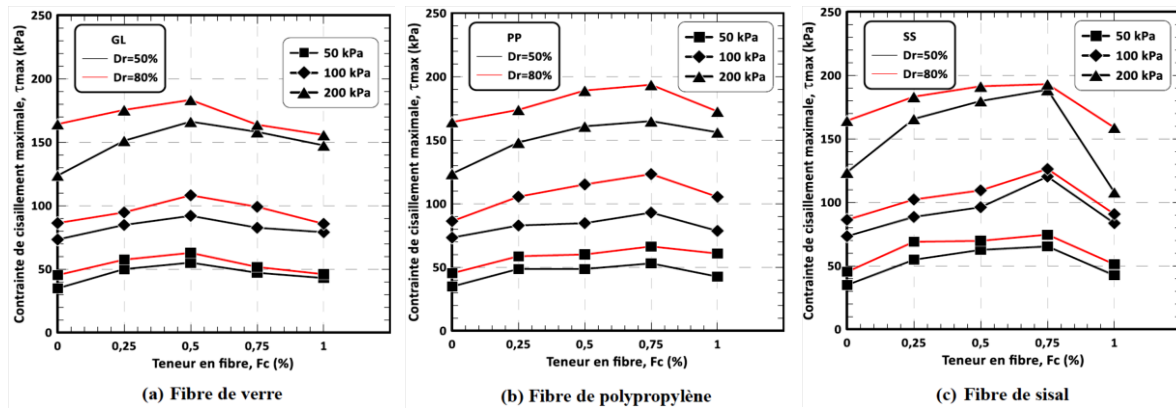


Figure I.23. Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibre du sable de Chlef à différentes contraintes normales et densités relatives :

(a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal. (Mehdi MISSOUM BENZIANE, 2021)

B. Contrainte de confinement et contrainte normale

La contrainte de confinement et la contrainte normale jouent un rôle crucial dans le comportement mécanique des sols renforcés par des fibres. Un grand nombre d'études expérimentales ont démontré que la résistance au cisaillement des sables renforcés par des fibres de verre augmente systématiquement avec l'élévation de la pression de confinement et de la contrainte normale, principalement en raison d'une meilleure mobilisation du frottement interfacial et de l'ancrage mécanique accru des fibres dans la matrice granulaire. (Lu-Adler, 2022 ; Patel et Singh, 2020 ; Sun et al., 2018)

Sous faible confinement, l'effet relatif des fibres est particulièrement prononcé. Par exemple, Patel & Singh (2020) ont mis en évidence que le gain en contrainte déviatorique maximale (DSR) diminue lorsque la pression de confinement augmente, tandis que Saman et al. (2020) , à travers des essais de cisaillement direct sur un sable fin renforcé par des fibres de verre (0–2%, $Dr = 50\%$), ont observé une augmentation progressive de la contrainte de cisaillement avec σ_n (50–150 kPa), due à l'intensification du frottement fibre-grain.

Cette tendance est confirmée par Priyadarshee et al., (2019) et Wang et al., (2023), qui précisent que, bien que la contrainte normale élevée puisse réduire l'effet relatif des fibres, elle contribue néanmoins à une hausse absolue de la rigidité et des valeurs de résistance au pic.

Dans des essais triaxiaux, Liu et al., (2011) et Zhao et al., (2020) ont démontré qu'avec une teneur de 0,2% et une longueur de fibre de 12 mm, la contrainte de rupture augmente linéairement avec la pression de confinement, conformément au critère de Mohr-Coulomb.

Ce comportement s'explique par la combinaison de deux mécanismes complémentaires :

(1) **Renforcement structurel** : Les fibres forment un réseau de renfort qui limite le glissement intergranulaire et réduit la dilatance, notamment à faible confinement.

(2) **Effet de confinement** : Une pression latérale plus élevée améliore l'ancrage des fibres dans la matrice granulaire, se traduisant par une augmentation de la cohésion apparente ($c \approx 0,11$ MPa) et de l'angle de frottement interne ($\phi \approx 37,7^\circ$).

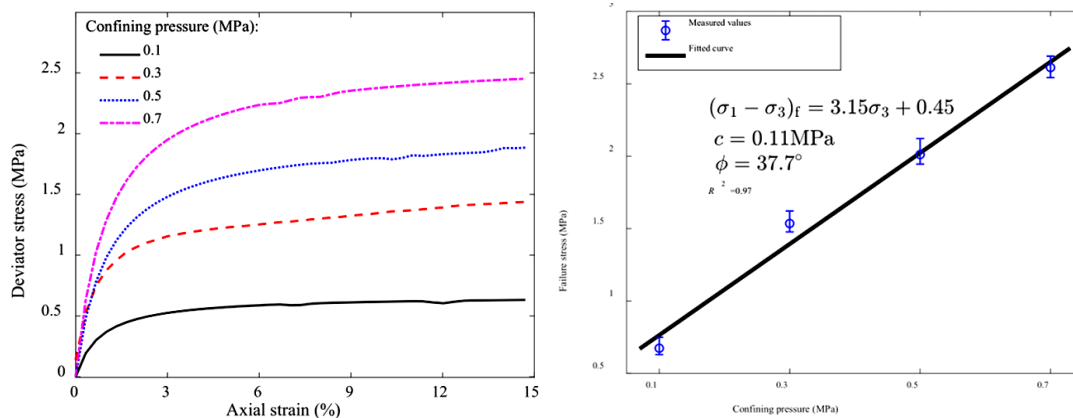


Figure I.24. Courbes contrainte-déformation et contrainte de rupture- pression de confinement du sol renforcé par des fibres. (Zhao et al., 2020)

De manière similaire, Bouaricha et al. (2018) ont observé, en compression non drainée sur un sable de Chlef, une amélioration notable de la cohésion et de l'angle de frottement à une teneur en fibres de 0,4%, même sous fortes pressions de confinement.

Néanmoins, l'efficacité relative du renfort diminue à mesure que la contrainte de confinement augmente. C'est ce qu'ont montré Patel & Singh (2015) : pour un sable à densité relative élevée ($Dr \approx 85\%$), le gain relatif en contrainte maximale était plus élevé à faible confinement (100 kPa) qu'à 400 kPa. Cette observation est appuyée par Priyadarshee et al. (2019) à travers une série d'essais triaxiaux non drainés sur un sol renforcé par des fibres distribuées aléatoirement, notent que le pic de contrainte et la raideur du matériau augmentent avec la pression de confinement, mais que l'apport relatif des fibres diminue à mesure que σ_3 s'accroît.

En d'autres termes, sous faible confinement les fibres supportent une part importante de la charge et maximisent le gain en résistance, tandis qu'à haut confinement le sol seul devient si rigide que les fibres portent moins de charge et leur apport devient marginal. Li et Zornberg (2005) expliquent ce comportement par la réduction de la dilatance sous forte σ_3 , qui limite la mise en traction des fibres, et par la baisse de l'angle de frottement effectif à l'interface fibre-sol lorsque la pression latérale augmente. Ainsi, l'amélioration en pourcentage due aux fibres est maximale à basse σ_3 et s'estompe progressivement aux fortes pressions de confinement.

C. Teneur en eau

La teneur en eau module sensiblement l'efficacité du renfort par fibres de verre, ce qui modifie l'interaction sol-fibre et affecte à la fois les caractéristiques de résistance et de

déformation des sols. Pour les sols argileux, Arabani & Haghsheno (2020) ont réalisé des essais de cisaillement direct pur étudier l'impact de la teneur en eau sur le comportement mécanique d'une argile renforcée par des fibres de polymères (0,1- 0,3%), en faisant varier simultanément la teneur en eau (15%, 17,5% et 20% du poids sec) et la proportion de fibres. Les variations du coefficient de cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) de l'argile non renforcée et renforcée par des fibres, ainsi que l'effet des fibres et de la teneur en eau sur ces deux paramètres sont présentés dans la Figure I.25.

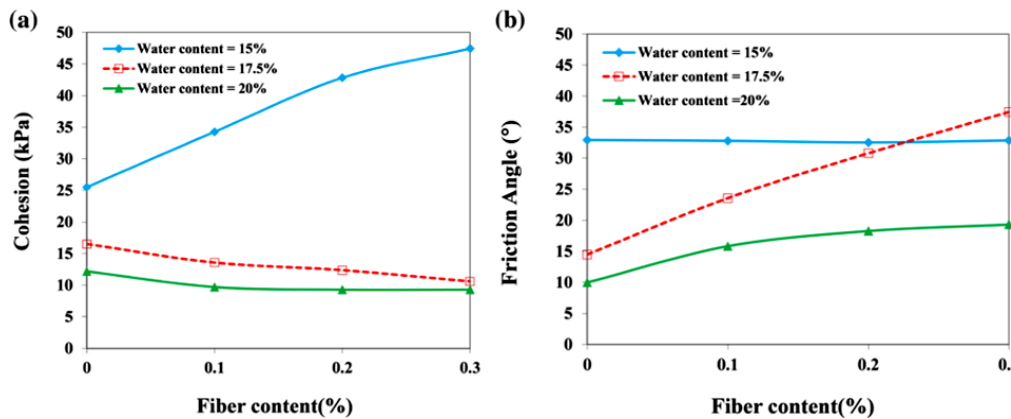


Figure I.25. Variation la cohésion et l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre pour différentes teneur en eau . (Arabani & Haghsheno ,2020)

Les résultats montrent que pour une teneur en eau sous-OMC (15 %), l'ajout de 0,1–0,3 % de fibres augmente la cohésion et la ductilité sans modifier significativement l'angle de frottement, tandis que la teneur en eau atteint ou dépasse l'optimum OMC (17,5 – 20 %), la cohésion chute et l'angle de frottement croît, si bien que le gain de résistance s'explique surtout par l'augmentation de l'angle de frottement.

Saha & Bhowmik (2018) ont réalisé des essais triaxiaux sur un sol sable-argileux renforcé par des fibres de verre (0–1,5%), la Figure I.26 illustre l'évolution de la contrainte déviatorique maximale, de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de cinq valeurs de teneur en eau relatifs à la OMC($\pm 2\%$).

Les résultats montrent que la contrainte déviatorique, la cohésion et l'angle de frottement augmentent d'abord avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à un maximum atteint pour une teneur en eau légèrement inférieure à l'optimum, puis diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau. Ce comportement révèle que l'efficacité du renfort par fibre de verre est optimal à une teneur en eau inférieure à l'optimum, où la capillarité et la friction interfaciale s'associent pour mobiliser pleinement la traction des fibres, sont maximales et mobilisent pleinement la traction des fibres ; au-delà, l'excès d'eau lubrifie les contacts, réduit la cohésion apparente et affaiblit l'ancrage des fibres.

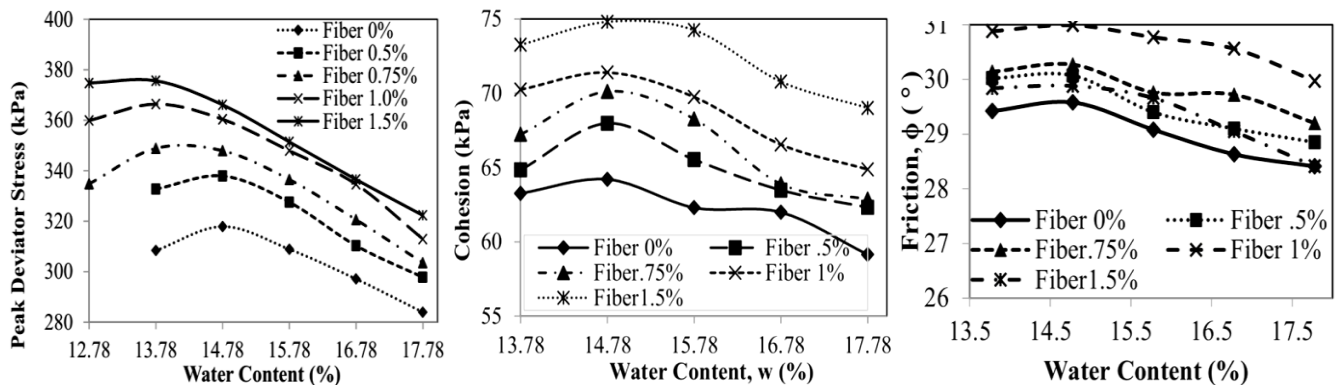


Figure I.26. Evolution de la contrainte déviatorique maximale, de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction teneur en eau. (Saha & Bhowmik ,2018)

Sur argiles à faible plasticité, Yazici et al. (2021) ont conduit des essais de cisaillement direct afin d'analyser l'influence conjointe de la teneur en fibre de verre ($F_c = 0$ à 2% ; $L = 6$ mm de long et de $D = 13$ à $15 \mu m$) et de la teneur en eau (13%, 15% et 17%) sur la résistance au cisaillement du mélange fibre-sol. La Figure I.27 présente, l'évaluation de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale et du teneur en fibre pour chaque teneur en eau, les résultats montrent que la résistance au cisaillement la plus élevée se produit à 1-1,5% de fibres pour $\leq OMC$ (13 – 15 %).

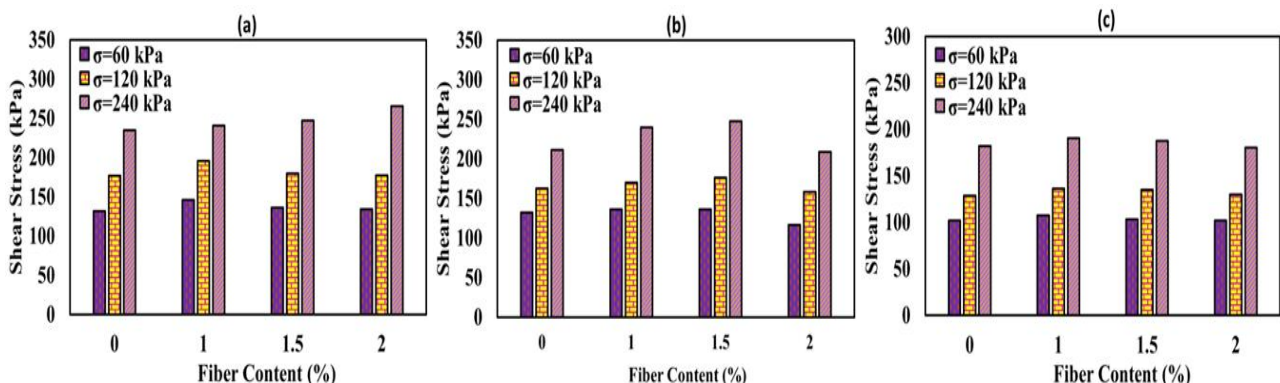


Figure I.27. Evaluation de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale et du teneur en fibre pour chaque teneur en eau: (a) 13% , (b) 15% , et (c) 17%. (Yazici et al.,2021)

En somme, l'efficacité du renfort fibre de verre est maximale pour des teneurs en eau légèrement inférieures à l'OMC, où capillarité et friction interfaciale se combinent pour mobiliser pleinement la traction des fibres ; au-delà, l'excès d'eau lubrifie les interfaces, réduit la cohésion apparente et affaiblit l'ancrage des fibres. (Benessalah et al., 2015 ; Saha et Bhowmik, 2018 ; Arabani et Haghsheno, 2020 ; Yazici et al., 2021)

D. Technique de préparation des échantillons

La méthode de préparation en laboratoire des échantillons de sable renforcé par fibres (FRS) joue un rôle déterminant dans la structuration du squelette granulaire, la distribution spatiale et l'orientation des fibres, ainsi que dans la qualité de l'interaction entre le sable et les

fibres. Ces paramètres influencent directement les propriétés mécaniques mesurées, telles que la résistance au cisaillement, la compression et la dilatance.

Les techniques de préparation les plus couramment utilisées sont synthétisées dans le Tableau I.2. Elles peuvent être classées en deux grandes familles, selon l'objectif d'orientation des fibres visé : les méthodes permettant une orientation contrôlée (ODFS), et celles favorisant une distribution aléatoire (RDFS). Chacune de ces approches présente des avantages spécifiques en fonction du type de sollicitation attendu et du comportement souhaité pour le matériau renforcé.

Tableau I.2. *Techniques de mise en œuvre selon le mode d'orientation des fibres dans les sols renforcés.*

	Orientation contrôlée (ODFS)	Orientation aléatoire (RDFS)
But	Renforcer selon un plan ou un axe donné	Renforcement isotrope par maillage 3D
Techniques	1. Stratification manuelle (couches orientées) 2. Insertion directionnelle 3. Géosynthétiques (géogrilles, géotextiles) 4. Moulage incliné pour orientation verticale	1. Compactage humide (MT) 2. Vibration humide (MV) 3. Pulvérisation humide (WP) 4. Pulvérisation sèche (AP) 5. Sédimentation (WS)

Le compactage humide (MT) est la méthode la plus couramment utilisée pour la préparation des échantillons de sols renforcés par des fibres, en raison de sa simplicité et de son efficacité à atteindre des densités cibles élevées (Consoli et al., 2007 ; Ahmad et al., 2010 ; Ibraim et al., 2012 ; Kong et al., 2019).

Cette méthode, consiste à mélanger préalablement le sable et les fibres à une certaine teneur en eau, de manière à éviter la ségrégation des fibres, avant de déposer le mélange par couches successives dans un moule et de le compacter à chaque étape pour atteindre la densité visée. (Gao et Huang, 2021; Chang et al. 2025)

Consoli et al. (2007) ont démontré que le contrôle précis de la densité, couche par couche, permet une compaction homogène. Toutefois, cette méthode induit une orientation préférentielle des fibres, principalement sub-horizontale ($\approx 97\%$ des fibres orientées dans un angle de $\pm 45^\circ$), ce qui tend à améliorer la cohésion dans le plan de la couche. Cette anisotropie directionnelle a été confirmée par Russell (2012), qui souligne qu'elle augmente significativement la résistance au cisaillement dans la direction parallèle aux fibres, tout en introduisant des plans de faiblesse perpendiculaires susceptibles d'être activés en cas de sollicitation transversale.

La vibration humide (MV) est une méthode de préparation des sols renforcés par fibres qui consiste à vibrer un mélange sable-fibres humide pour atteindre une densité cible.

Elle génère une orientation sub-horizontale légèrement plus aléatoire que le compactage humide (MT), tout en améliorant la dispersion des fibres et en atteignant des densités égales ou supérieures.

Des études, comme celles de Masin et Bolton (2019) et Zhang et al., (2023), montrent que les deux méthodes produisent une structure anisotrope similaire, avec une prédominance de fibres alignées horizontalement. Cependant, MV offre de meilleures performances mécaniques, avec des pics de contrainte plus élevés (jusqu'à +50%) et une dilatance post-pic plus faible, comme le démontrent Gao et Huang (2021).

Ibraim et al. (2012) ont comparé les méthodes de compactage humide (MT) et de vibration humide (MV) à travers des essais triaxiaux et de cisaillement direct sur sable renforcé par fibres de polypropylène. Bien que les deux méthodes induisent une orientation majoritairement sub-horizontale des fibres, les résultats (Figure I.28) montrent que MV produit une dispersion plus efficace et une microstructure plus dense, particulièrement avantageuse pour les fibres courtes.

Les essais révèlent que la méthode MV permet d'atteindre des pics déviatoriques jusqu'à +50% plus élevés et une dilatance post-pic réduite, en comparaison avec MT. Cette amélioration est attribuée à un meilleur ancrage fibre-sol et une compaction plus homogène, malgré une orientation globale voisine.

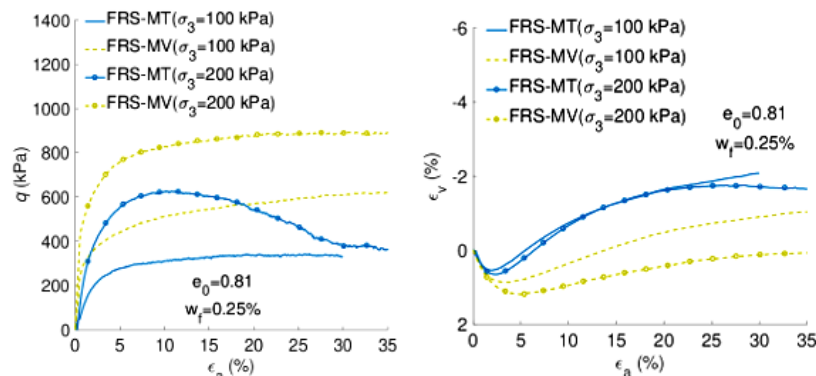


Figure I.28. : Courbes comparatives contrainte-déformation ($q-\epsilon_a$) et déformation volumique ($\epsilon_v-\epsilon_a$) obtenues lors d'essais triaxiaux drainés sur sable renforcé de fibres de verre (0,25%), préparé par compactage humide (MT) et vibration humide (MV), sous deux contraintes de confinement ($\sigma_3 = 100$ et 200 kPa), pour un indice des vides initial $e_0=0,81$. (Ibraim et al.,2012)

La **pulvérisation humide (WP)**, consistant à projeter un coulis sable-eau-fibres dans un moule, permet une dispersion quasi isotrope des fibres, mais engendre une densité relativement faible sans compactage complémentaire. (Mirzababaei et al., 2018)

La **pulvérisation sèche (AP)**, effectués à l'état sec, assurent une orientation également aléatoire (AP utilise un jet d'air pour introduire les fibres), bien que la densité reste modérée,

nécessitant souvent un compactage secondaire pour atteindre les densités cibles. (Patel et Singh, 2021)

Enfin, la **sédimentation (WS)** immerge un suspensif sol-fibres dans l'eau, puis laisse reposer ; Elle induit une orientation légèrement verticale des fibres, mais avec une porosité élevée et une faible densité, ce qui limite son usage aux analyses expérimentales spécifiques. (Soltani et al., 2018).

En synthèse, les méthodes MT et MV restent les plus utilisées en laboratoire pour les sables renforcés par fibres de verre : MT garantit une bonne maîtrise de la densité mais induit une orientation sub-horizontale marquée, tandis que MV favorise une meilleure dispersion et une densité plus élevée, avec des performances mécaniques souvent supérieures.

Les techniques comme WP, AP ou WS, bien que moins denses, sont particulièrement adaptées à l'étude des effets d'une orientation aléatoire pure.

2.3. Traitement par les ajouts chimique.

La stabilisation chimique des sols est l'une des méthodes les plus répandues pour améliorer les propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols. Elle consiste à incorporer des agents chimiques spécifiques afin d'induire des modifications durables dans la structure du sol. En fonction de la nature des additifs utilisés, les techniques de stabilisation chimique peuvent être regroupées en quatre grandes catégories, comme illustré dans la Figure I.29 :

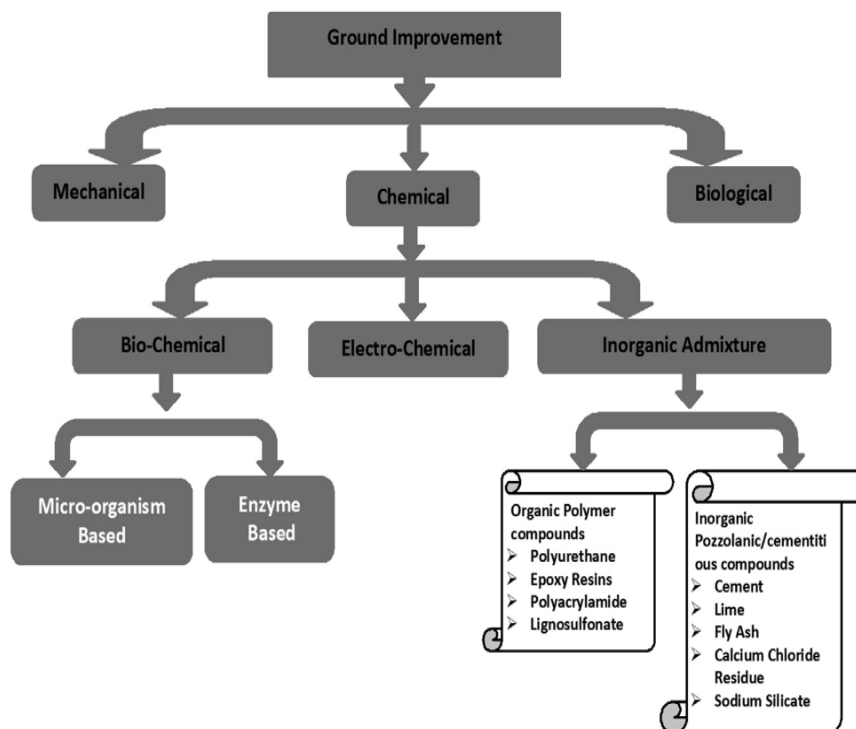


Figure I.29. Classification des méthodes de stabilisation chimique du sol. (Verma et al., 2021)

1. **Méthodes biochimiques** (basées sur des micro-organismes ou d'enzymes) ;
2. **Méthodes électrochimiques** (mobilisation des charges électriques et des ions présents dans le sol) ;
3. **Ajouts inorganiques** à caractère pouzzolanique ou cimentaire (tels que le ciment, la chaux, les cendres volantes, ou le silicate de sodium, etc.),
4. **Liants polymères organiques** (résines époxydes, polyuréthanes, polyacrylamides).

Les additifs inorganiques, en particulier les liants à base de ciment, de chaux ou de cendres volantes, sont les plus largement utilisés en génie géotechnique, en raison de leur efficacité prouvée sur une large gamme de types de sols.

Toutefois, plusieurs études (Cui et al., 2018 ; Ghadr et al., 2022) ont souligné les impacts environnementaux associés à l'utilisation intensive de ces liants traditionnels, notamment la consommation énergétique élevée et les émissions significatives de gaz à effet de serre (CO_2 , CH_4 , N_2O) engendrées par la production de ciment et de chaux. (Cristelo et al., 2013 ; Yi et al., 2013 ; Chenarboni et al., 2021).

Dans un contexte de transition vers une ingénierie géotechnique plus respectueuse de l'environnement, de nombreux travaux se sont orientés vers la recherche de liants alternatifs, issus de déchets industriels ou de sous-produits présentant un potentiel hydraulique ou pouzzolanique intéressant (Rios et al., 2016). Ces matériaux secondaires permettent non seulement d'atteindre des performances mécaniques comparables, voire supérieures, mais offrent également des avantages en termes de réduction des coûts et de valorisation de déchets.

2.4. Valorisation de la poussière de clinker comme alternative au ciment

Parmi les ajouts chimiques couramment employés dans la stabilisation des sols, le ciment est largement utilisé en raison de sa capacité à générer rapidement des liaisons cimentaires durables, améliorant ainsi la cohésion et la résistance mécanique des sols granulaires ou argileux. Toutefois, son usage intensif soulève des préoccupations environnementales croissantes, notamment en ce qui concerne son empreinte carbone élevée et la consommation énergétique liée à sa production.

Dans ce contexte, la poussière de clinker (CKD), issue du procédé de fabrication du ciment, se positionne comme un matériau de substitution prometteur. Produite en grandes quantités au cours des étapes de cuisson et de filtration des gaz dans les cimenteries, la CKD présente une composition chimique proche de celle du ciment, avec une richesse notable en oxydes de calcium, de silicium, d'aluminium et de fer. Cette similarité minéralogique lui confère un potentiel pouzzolanique et liant exploitable dans la stabilisation des sols.

2.4.1. Poussière de clinker (CKD)

La poussière de clinker, ou Cement Kiln Dust (CKD), est un sous-produit finement pulvérulent généré lors du processus de production du clinker dans les cimenteries.

Autrefois classée comme un déchet non valorisable, elle est aujourd'hui reconnue pour son potentiel en tant qu'agent de stabilisation des sols, du fait de sa teneur en chaux libre (CaO) et de ses propriétés réactives.

Son utilisation permet non seulement de réduire les volumes de déchets industriels à stocker, mais aussi de diminuer les coûts liés à l'utilisation de liants conventionnels tels que le ciment ou la chaux (Teshnizi et al., 2022 ; Alhassani et al., 2021).

2.4.2. Compositions de CKD

L'efficacité de la CKD dans les processus de stabilisation est directement liée à sa composition chimique et minéralogique. Elle contient généralement des proportions élevées d'oxydes de calcium (CaO), de silice (SiO₂), d'alumine (Al₂O₃) et d'oxyde de fer (Fe₂O₃), des éléments essentiels aux réactions pouzzolaniques et hydrauliques.

Tableaux I.3 et I.4 présentent respectivement la composition minéralogique typique du clinker et la composition chimique moyenne de la CKD (Baron, 1996), avec des variations possibles selon les matières premières utilisées et les conditions de fabrication.

Tableau I.3. : Les composants minéralogiques principaux de clinker. (Baron, 1996)

Constituants minéralogiques	Notation simplifiée	Notation détaillée	Etendu en mass (%)
Alite	C3S	3CaO,SiO ₂	40-70
Belite	C2S	2CaO,SiO ₂	0-30
Celite I	C3A	3CaO,Al ₂ O ₃	2-15
Celite II	C4AF	4CaO,Al ₂ O ₃ ,Fe ₂ O ₃	0-15

Tableau I.4 : Les composants chimiques de clinker. (Baron, 1996)

Oxydes	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂
(%)	20-24.3	3.7-7.1	1.7-5.7	61-68	1.7-4	0.05-1.3	0.05-1.4	0.05-0.7	0.15-0.4
Oxydes	Mn ₂ O ₃	P ₂ O ₅	Cl	F	CaO libre	Module Silicique	Module Alumino Ferrique		
(%)	0.05-1.2	0-0.6	0.01-0.1	0.01-0.3	0.6-2.8	1.8-3.9	0.7-2.8		

2.4.3. Mécanismes d'amélioration

Le mécanisme d'action de la CKD dans la stabilisation des sols peut être décomposé en deux phases distinctes : une phase de modification à court terme, visant la réduction de la

plasticité et du gonflement, suivie d'une phase de solidification à long terme, qui renforce la structure du sol par des réactions cimentaires. Ces mécanismes se déclinent en quatre étapes principales : (1) échange de cations, (2) floculation (3) et agglomération, (4) réaction pouzzolanique et carbonatation. Trois premiers de ces étapes se produisent à court terme et La dernière étape se produit pendant le processus à long terme. (Almuaythir et Abbas (2023)).

- **Hydratation et échange de cations** : L'introduction de CKD dans un sol humide initie une hydratation rapide du CaO libre, formant de la chaux (Ca(OH)_2) et libérant des ions Ca^{2+} . Ces derniers remplacent les cations existants à la surface des argiles (Na^+ , K^+), réduisant l'indice de plasticité et favorisant une densification du sol (Tironi et al., 2013 ; Hazout et al., 2022 ; Ogila, 2021 ; Wei et al., 2023).

- **Floculation / Agglomération** : Les ions libérés par la chaux hydratée, Ca(OH)_2 , créent un environnement alcalin favorable avec un pH élevé, provoquent l'agrégation des particules d'argile en agrégats de la taille d'un silt et , réduisant la cohésion électrostatique et facilitant l'interconnexion des grains (Bell, 1996 ; Arasan, 2005 ; Ikeagwuani et al., 2019 ; Federico et al., 2015).

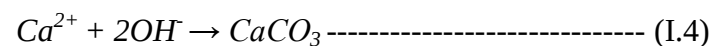
- **Réactions pozzolaniques** : La dissolution partielle des silicates et aluminates argileux permet la libération d'ions SiO_4^{2-} et Al^{3+} , qui réagissent avec le Ca(OH)_2 pour former des gels de type C–S–H et C–A–H selon les équations :

Réaction silico-calcique (C–S–H) : $3\text{Ca(OH)}_2 + 2\text{SiO}_2 \rightarrow 3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ -----(I.1)

Réaction alumino-calcique (C–A–H): $3\text{Ca(OH)}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + 3\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ---(I.2)

Ces gels cimentaires combler les pores intergranulaires, enrobent les grains et forment une matrice solide et résistante (Eades et Grim, 1996 ; Esrig 2017 ; Amadi & Osu, 2018 ; Wei et al 2023 ; Lin et al., 2023).

- **Carbonatation.** : un processus de carbonatation peut se produire lorsque le CO_2 atmosphérique migre dans la matrice traitée, réagissant avec les ions Ca^{2+} , Mg^{2+} et OH^- résiduel pour produire du CaCO_3 et du MgCO_3 , désigné par les équations suivantes :



Ces particules solides remplissent et lient les pores intergranulaires du sol, une durée prolongée du processus de carbonatation est nécessaire pour développer la résistance souhaitée du sol stabilisé. (Ikeagwuani et al, 2019 ; Wei et al 2023) Malheureusement, le processus de carbonatation réduit la disponibilité de la chaux pour les réactions pouzzolaniques ce qui empêche une augmentation de la résistance à long terme. (Arman &

Saifan, 1965 ; Eades & Grim 1960 ; Prusinski et Bhattacharja, 1999; Dash et Hussain, 2012 ; Almuaythir & Abbas, 2023)

Dans leur ensemble, ces quatre étapes expliquent la transformation d'un sol limoneux dispersé et plastique en une matrice dense, cohésive et durable, avec une compacité accrue, une réduction de la plasticité et du gonflement, et un gain significatif en résistance au cisaillement et en durabilité face aux cycles environnementaux.

2.4.4. Paramètres influençant les sols traités par CKD:

2.4.4.1. Teneur en CKD

La teneur en CKD est un paramètre déterminant dans l'efficacité du traitement. Une augmentation progressive de cette teneur améliore notablement la cohésion et la résistance au cisaillement des sols, qu'ils soient argileux ou sableux. En particulier, pour les sols à forte teneur en argile, la CKD permet une élévation notable de la cohésion non drainée et de limiter les phénomènes de gonflement, tout en augmentant la rigidité et la stabilité à long terme du matériau.

Dans ce contexte, Teshnizi et al., (2022) ont mené un programme expérimental complet comprenant des essais Proctor, UCS et de cisaillement direct sur un sol limoneux traité avec différentes proportions de CKD (5, 10, 15 et 20 %).

Les résultats du cisaillement direct (Figure I.30) mettent en évidence une augmentation continue de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en CKD et du temps de cure, notamment après 28 jours.

Cette amélioration est attribuée à la formation de gels cimentaires (C-S-H /C-A-H) issus des réactions pouzzolaniques et à un comblement des vides intergranulaires, qui densifie la matrice du sol et renforce les liaisons particulières.

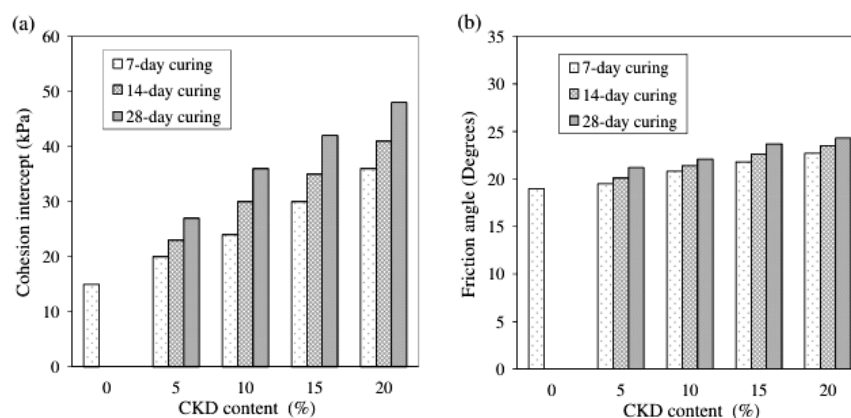


Figure I.30. Evolution de (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement d'un sol limoneux non traité et traité avec différentes teneurs en CKD (5 à 20 %), pour trois périodes de durcissement (7, 14 et 28 jrs). (Teshnizi et al., 2022)

Dans une étude comparative portant sur certaines propriétés géotechniques d'une argile à faible plasticité stabilisée par deux liants (le clinker et le Ciment Portland Ordinaire (OPC)) Avci et Mollalahmutoglu (2018) ont mené des essais triaxiaux sur des échantillons traités, soumis à deux conditions de séchage (à l'air et en ambiance humide). Les taux d'ajout des liants testés étaient de 10 %, 12 % et 14 %, appliqués à des périodes de cure variables.

Les résultats ont révélé que l'ajout de clinker et de ciment améliore significativement la résistance au cisaillement de l'argile étudiée. Toutefois, le clinker s'est montré plus performant que le ciment Portland, notamment en ce qui concerne l'angle de frottement interne (Figure I.31), qui est resté systématiquement plus élevé pour le clinker, quelle que soit la condition de séchage.

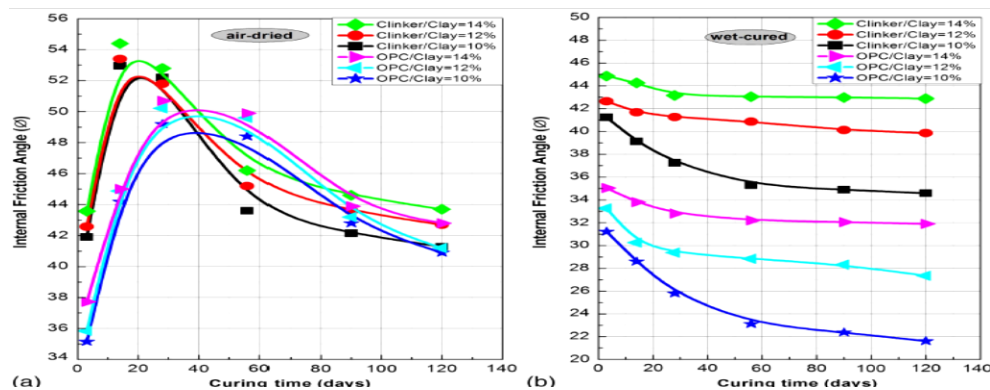


Figure I.31. Évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en clinker et OPC et du temps de durcissement en deux conditions de séchage (sec et humide). (Avci et Mollalahmutoglu., 2018)

En ce qui concerne la cohésion (Figure I.32), les échantillons séchés à l'air ont montré des valeurs plus importantes avec le clinker qu'avec le ciment, tandis que l'inverse a été observé pour les échantillons sous séchage humide. Cette étude met en évidence le potentiel du clinker comme alternative efficace au ciment Portland, en particulier dans des environnements secs, tant du point de vue mécanique qu'environnemental.

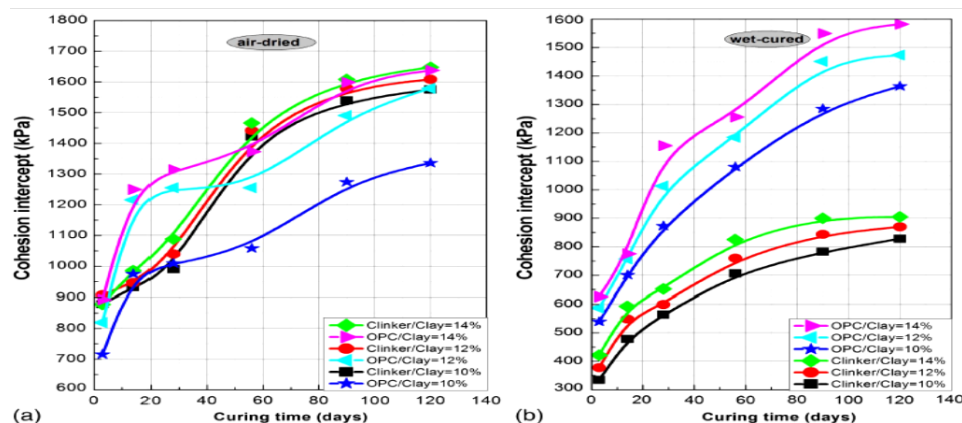


Figure I.32. Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en clinker et OPC et du temps de durcissement en deux conditions de séchage (sec et humide). (Avci et Mollalahmutoglu., 2018)

Dans les sols sableux, les effets de la CKD sont particulièrement significatifs. Bouaricha et al. (2017) ont mené une étude sur des sables non renforcés et renforcés par des fibres de verre, stabilisés à l'aide de CKD à différentes teneurs (0, 1, 3 et 5 %).

Les résultats ont montré une augmentation notable de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour les deux types de sable, avec un pic d'efficacité observé à 3 % de CKD. Au-delà de cette teneur, les gains en résistance tendent à se stabiliser, notamment sous fortes contraintes normales. (Figures I.33, I.34 et I.35).

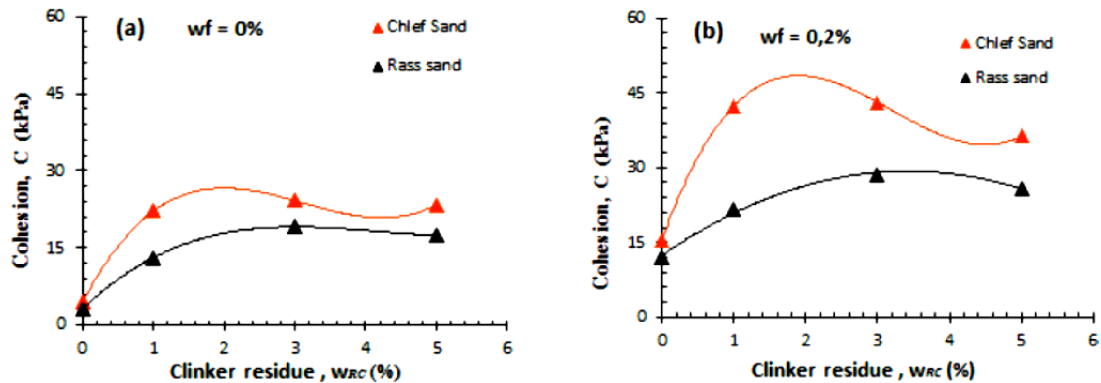


Figure I.33. Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en clinker sur deux types de sables (Chlef et Rass) (a) non renforcé et (b) renforcé par fibre de verre. (Bouaricha et al., 2017)

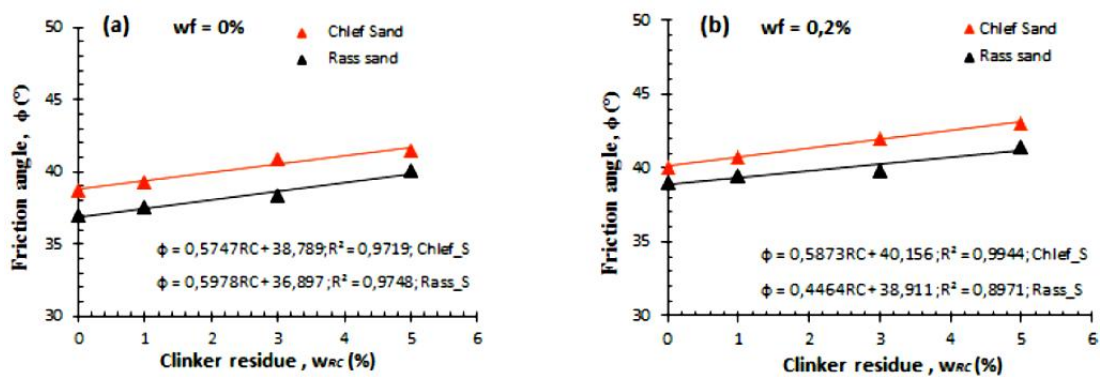


Figure I.34. Évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en clinker sur deux types de sables (Chlef et Rass) (a) non renforcé et (b) renforcé par fibre de verre. (Bouaricha et al., 2017)

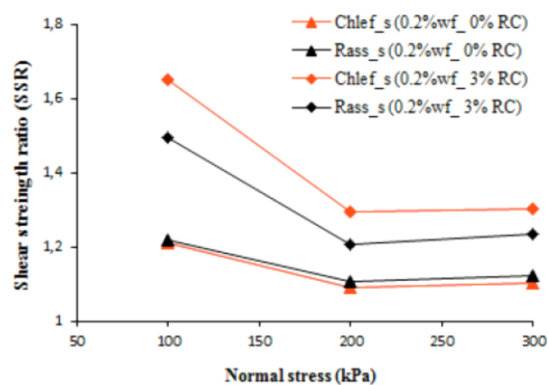


Figure I.35. Variation du rapport de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour deux types de sables (Chlef et Rass). (Bouaricha et al., 2017)

Dans une étude réalisée par Al-Neami (2010), l'effet de l'incorporation de clinker sur les propriétés mécaniques d'un sol gypseux a été examiné pour des teneurs variant entre 2, 4 et 6 %.

Les résultats expérimentaux ont révélé une augmentation significative de la résistance au cisaillement et de la cohésion avec l'augmentation de la teneur en clinker, traduisant une nette amélioration du comportement mécanique du sol traité. En revanche, une légère diminution de l'angle de frottement interne a été observée, probablement en raison d'une modification de la texture interne du sol liée à la présence accrue de fines de clinker.

Les Figures I.36(a) et I.36(b) présentent respectivement l'évolution de la résistance au cisaillement, ainsi que celle de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de clinker. Les résultats mettent en évidence que la teneur optimale est de 4 %, assurant un compromis satisfaisant entre l'augmentation de la cohésion et la préservation de l'angle de frottement interne. Ce dosage offre ainsi une amélioration mécanique maximale tout en limitant le risque d'effondrement caractéristique des sols gypseux.

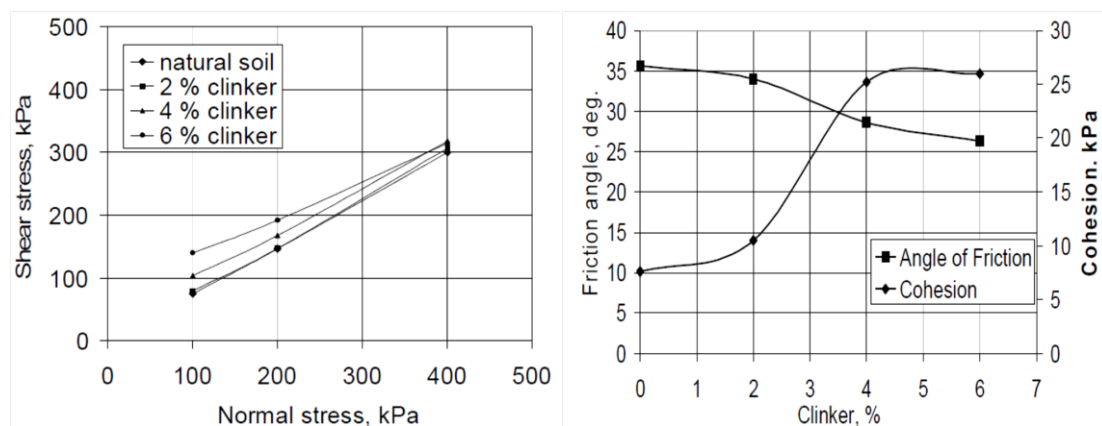


Figure I.36. Variation des paramètres de mécanique avec le teneur en clinker : (a) la résistance au cisaillement et (b) la cohésion et l'angle de frottement. (Al-Neami ,2010)

L'ajout de poussière de ciment (CKD) améliore de manière significative les propriétés mécaniques des sols fins et grossiers.

Pour les sols argileux, plusieurs études ont montré une augmentation notable de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Par exemple, l'incorporation de 20 % de CKD en poids de sol fait passer la cohésion d'environ 10 kPa à plus de 85 kPa. Cette amélioration est attribuée aux réactions pouzzolaniques entre les constituants du CKD et les minéraux argileux, conduisant à la formation de composés cimentaires qui assurent une meilleure liaison entre les particules. Par ailleurs, l'angle de frottement interne augmente également, passant d'environ 20° à plus de 38 %, traduisant une réduction de la plasticité et un meilleur contact intergranulaire. (Ismeik et al., 2021 ; Ogila, 2021)

Pour les sols sableux, des tendances similaires ont été observées. L'ajout de 25 à 45 % de CKD en poids de sol élève la cohésion de près de 5 kPa à plus de 85 kPa. Cette évolution s'explique par le remplissage des vides intergranulaires par les fines particules de CKD et par la formation d'une structure plus compacte et plus stable. De même, l'angle de frottement interne augmente d'environ 30° à plus de 38°, en raison d'une imbrication plus marquée des grains et d'une diminution de la compressibilité du sol.. (Zamani et Badv, 2019 ; Ogila et Eldamarawy, 2021)

2.4.4.2. Temps de durcissement

Le temps de durcissement est un autre facteur important qui le développement des réactions pozzolaniques et, par conséquent, dans l'amélioration des caractéristiques de résistance des sols traités à la CKD. Des temps de durcissement plus longues permettent d'achever les réactions pouzzolaniques, ce qui entraîne une amélioration plus importante des paramètres de résistance au cisaillement (Ismeik et al., 2021 ; Ogila, 2021).

D'emblée, Amadi et Osu (2016) ont montré qu'un sol argileux noir composite, stabilisé avec 10 % de CKD, voit sa résistance à la compression non confinée multipliée par 1,25 après 7 jours de cure puis par 5,25 après 28 jours, soulignant l'importance d'un vieillissement prolongé pour achever la formation des gels cimentaires (C–S–H et C–A–H).

Plus spécifiquement, Hussein et al. (2021) ont observé que la résistance au cisaillement non drainé d'un mélange de sol plastique et de poussière de ciment (équivalent CKD) « triplait » lorsque la cure passait de 7 à 28 jours, le meilleur résultat étant obtenu pour 20 % de CKD. Cette progression s'explique par la poursuite des réactions pozzolaniques durant le durcissement plus long, lesquelles renforcent progressivement la cohésion et l'angle de frottement interne.

Cui et al., (2016) confirment ce comportement exponentiel : dans un sol expansif, la cohésion augmente fortement entre 7 et 28 jours de cure, puis tend à se stabiliser au-delà, tandis que l'angle de frottement ne varie que faiblement, suggérant que la phase critique de gain de cohésion se situe avant 28 jours. Mir et al., (2018) ont étendu cette observation aux sols limoneux : les essais de compression non confinée menés à 1, 3, 5, 7 et 9 jours montrent une montée continue de la résistance, l'accroissement le plus marqué intervenant entre 5 et 9 jours, puis un palier au-delà, signe de l'achèvement progressif du réseau cimentaire interne .

Ogila (2021) rapporte pour sa part que, dans un sol argileux, la cohésion non drainée gagne environ 15 kPa entre 7 et 28 jours de cure pour 20 % de CKD, tandis que l'angle de frottement interne s'accroît de près de 5°, traduisant l'évolution conjointe du comblement des vides et de la cimentation chimique .

Enfin, Hazout et al., (2022) montrent que, toutes choses égales par ailleurs, l'augmentation de la durée de cure de 7 à 28 jours réduit l'indice des vides de près de 10 % et porte la densité sèche maximale à un plateau, matérialisant la fin de la densification physique et le passage à la prédominance des mécanismes chimiques.

2.5. Traitement par des matériaux bitumineux

Ainsi, l'amélioration des propriétés mécaniques du sol résulte de la **liaison physique** entre les particules enrobées de bitume. Après durcissement, on obtient un mélange semi-rigide de liant bitumineux et de sol, dont la **résistance et la stabilité** sont nettement accrues, notamment lorsque la masse est **correctement compactée** (Hall et al., 2012).

De nombreuses années avant le début de l'exploration du pétrole brut et de son traitement industriel, l'homme avait reconnu les nombreux avantages de l'application du bitume. Les matériaux bitumineux étaient alors extraits de sources naturelles ou obtenus par distillation de matières organiques telles que le bois, la tourbe ou le pétrole brut (Hunter et al., 2015). Historiquement, leur utilisation remonte à plusieurs millénaires : en Mésopotamie, ils servaient à l'imperméabilisation des réservoirs d'eau et à la préservation du bois, tandis qu'aujourd'hui, leur usage s'est généralisé dans les applications routières (Read et Whiteoak, 2003).

Les produits bitumineux — souvent appelés « asphaltes » — sont parfois confondus avec le goudron, bien que le terme **bitume** désigne plus précisément une substance visqueuse ou solide composée d'hydrocarbures et de leurs dérivés. Selon Read et Whiteoak (2003), le bitume est un matériau noir ou brun, imperméable et adhésif, qui se ramollit à la chaleur. Il provient principalement du raffinage du pétrole, mais peut également exister sous forme de dépôts naturels ou d'asphalte naturel, en association avec des matières minérales.

L'emploi des matériaux bitumineux dans l'amélioration des sols vise principalement à créer une barrière imperméabilisante autour des particules, retardant ainsi l'absorption de l'eau, ou à accroître la cohésion apparente du matériau traité. Contrairement aux liants hydrauliques riches en calcium (ciment, chaux, cendres volantes de classe C), le bitume n'induit pas de réaction chimique : son effet stabilisant repose sur un **mécanisme purement physique**.

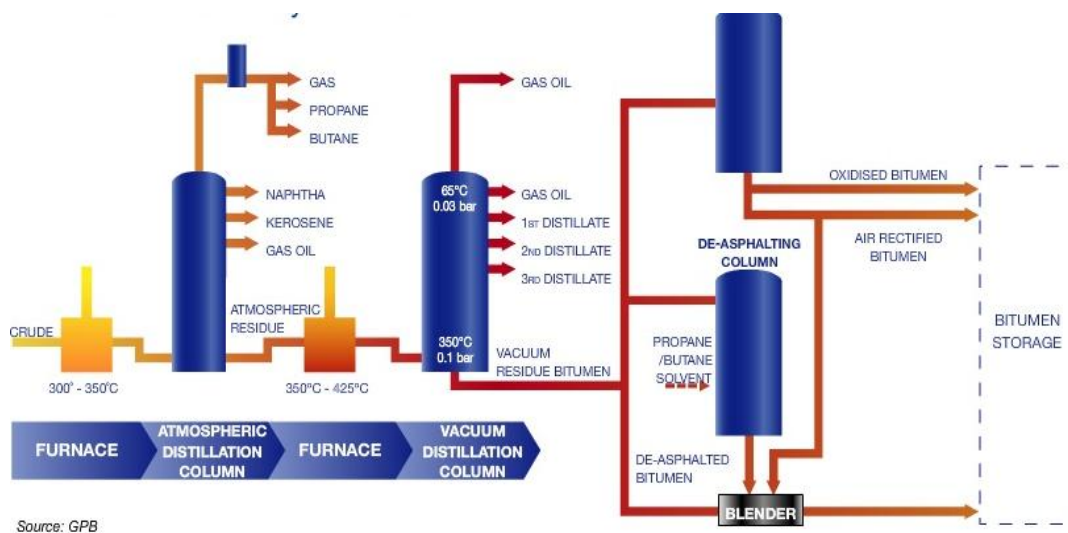
2.5.1. Fabrication des bitumes

Le pétrole brut est le terme utilisé pour désigner le pétrole non traité. Il s'agit d'un combustible fossile, ce qui signifie qu'il a été produit naturellement à partir de plantes et d'animaux en décomposition vivant dans des mers anciennes pendant des millions d'années.

Le pétrole brut est un point de départ très utile pour de nombreuses substances différentes, car il contient des hydrocarbures (d'hydrogène et de carbone). Pour être utilisé, le pétrole brut doit être séparé en flux de composants, qui sont parfois modifiés chimiquement ou physiquement et ensuit mélangés dans certaines proportions pour obtenir les produits finaux. Le bitume est l'un des composants résultant de la séparation appliquée au pétrole brut ; selon les diverses annotations trouvées dans les procédés de fabrication du bitume, il existe plusieurs procédés utilisés pour produire du bitume aux spécifications souhaitables, selon la nature du pétrole brut et les capacités de traitement disponibles.

La Figure I.37 montre un assemblage des principaux procédés de raffinage utilisés pour fabriquer du bitume. (Petrauskas et Ullah , 2015)

Le bitume est obtenu principalement par la distillation de pétrole brut lourd contenant suffisamment de fractions lourdes pour produire du bitume. Cette opération s'effectue principalement de la manière suivante : (Energy Institute, 2005 ; Eurobitume and the Asphalt Institute (2011) ; Petrauskas et Ullah , 2015)



Source: GPB

Figure I.37. Principaux procédés de fabrication le bitume. (Petrauskas et Ullah , 2015)

a) Le raffinage par une distillation atmosphérique :

Ce procédé consiste à chauffer le pétrole brut à des températures comprises entre 300 et 350°C , afin de séparer les fractions légères (essences, kérosène, gaz) du composant non bouillant, appelé résidu atmosphérique ; ils sont extraites et envoyées vers d'autre unité de raffinage.

b) Le raffinage par une distillation sous vide:

Ce procédé consiste à chauffer le résidu atmosphérique à des températures comprises entre 350 et 425°C et sous pression au vide entre 0.03 et 0.1bar, pour éliminer les dernières

traces des fractions légères et éviter la transformation thermique des molécules ; les conditions de pression et de température appliqués dans le processus sous vide déterminent la dureté du résidu et par conséquent, la qualité du bitume produit , les résidus de bitume attrait est envoyées vers d'autres étapes de raffinage.

c) Le soufflage à une température élevée :

Le bitume peut être traité d'avantage en soufflant de l'air à travers lui à des températures élevées afin de modifier ses propriétés physiques pour des applications spécifiques. Deux types de bitume différents peuvent être produits de cette manière, en fonction du degré d'oxydation : le bitume rectifié à l'air et le bitume oxydé. Le bitume oxydé est utilisé dans les applications de toiture, tandis que le bitume rectifié à l'air est utilisé dans les applications de pavage et certaines applications de toiture.

La variation de la durée du processus d'oxydation ou de soufflage d'air, l'ampleur de la réaction est variée et on obtient des produits finis distincts.

d) Le désasphaltage:

Des solvants spécifiques (propane ou butane) est employé comme un complément dans le raffinage des “bitume résidu”, ils peuvent également être utilisés pour séparer les composants lubrifiants et bitumes du brut, sans modifier leur structure chimique, on obtient différentes classes de bitume en faisant varier la nature du fond de distillation sous vide (degré d'épuisement) et les conditions de fonctionnement de l'unité de désasphaltage, notamment la température et la pression. Le bitume ainsi obtenu est appelé bitume PPA (Propan Precipited-Asphalt).

e) Processus de mélange :

Le mélange des résidus à haute et basse viscosité dans les proportions requises peut donner des produits bitumineux de différentes qualités, notamment :

- **Bitumes purs :** Il ne contient pas d'additifs ; on distingue plusieurs types de bitumes allant du plus dur au plus mou identifiés par les classes : 20/30, 40/50, 80/100.
- **Bitumes industriels : (Oxydés et durs) :** qui sont obtenus par le soufflage de bases sélectionnées et présentent un point de ramollissement plus élevé que les bitumes classiques.
- **Bitume fluidifié (Cut-back bitumes) :** qui sont des bitumes mélangés avec un solvant, généralement un kérosène de qualité non commerciale.
- **Bitumes fluxés :** qui sont des bitumes mélangés avec un fluxant, souvent une huile de faible viscosité. Ces liants sont plus visqueux que les bitumes fluidifiés.

- **Emulsions de bitume** : sont des suspensions préparées à partir de gouttelettes de bitume dispersées dans un milieu liquide.
- **Bitumes modifiés**: qui sont des bitumes additionnés de substances d'origines diverses, généralement des polymères tels que des thermoplastiques ou des élastomères ; qui modifient certaines de leurs propriétés.

2.5.2. Domaine d'application

La grande majorité du bitume est utilisée par l'industrie de la construction, en tant que constituant de produits utilisés pour le revêtement des routes et des toitures. À des températures élevées (généralement entre 100 et 200°C), il se comporte comme un liquide visqueux et peut être mélangé à d'autres composants, manipulé et formé selon les besoins. Une fois refroidi, c'est un solide inerte, durable et hydrophobe (repousse l'eau). (Patel, 2019)

Ses excellentes caractéristiques d'étanchéité et son comportement thermoplastique en font un produit idéal pour une large gamme d'applications.

- **Applications routières**: Entrant dans le processus de réalisation les différentes couches de chaussée.
- **Applications hydrauliques**: Les bitumes possèdent une grande aptitude à résoudre de nombreux problèmes d'hydraulique. Ils sont utilisés comme un enrobé étanche pour : masques amont de barrage ; écran interne de barrage ; revêtement de canaux ...etc.
- **Application industrielles** : Utilisé dans les applications de toitures ; bâtiments, ouvrages d'art, fondations ; et les murs sous terrain... etc., car leurs caractéristiques d'étanchéités
- **Application géotechniques** : Le bitume sous différentes formes (c'est-à-dire le ciment bitumineux, le bitume fluidifié, le goudron, l'émulsion de bitume) peut être utilisé pour la stabilisation des sols. Le type et la qualité du bitume à choisir pour la stabilisation des sols dépendent du type de sol à traiter, de la méthode de construction et des conditions climatiques.

2.5.3. Emulsion de bitume

L'émulsion de bitume est une technologie mondiale, dont la première application a été brevetée au début des années 1900 et qui est principalement utilisée pour l'entretien des chaussées et la réparation des routes. Les émulsions bitumineuses sont des bitumes émulsifiés dans l'eau dans lesquelles de fines gouttelettes de bitume (généralement de 0,1 à 20 µm de diamètre) sont stabilisées par des tensioactifs ioniques et un faible dosage de sels, afin de prévenir leur coalescence des microparticules de bitume. (James, 2006)

La production s'opère classiquement dans un broyeur colloïdal, entraîné entre 1 000 et 6 000 tr/min, ce qui permet de fragmenter le bitume en microparticules aisément enrobées par l'émulsifiant (Gingras et al., 2005 ; James, 2006 ; Jair , 2018 ; IBEF 2020).

En géotechnique et en construction de routes, ces produits sont prisés pour leur facilité d'application à froid, leur aptitude à adhérer aux granulats et leur capacité à réduire la pénétration d'eau dans les structures bitumineuses. Outre la construction et la remise en état des chaussées (couches de roulement, enrobés à froid, micro-rechargements), elles interviennent dans l'étanchéification des toitures et des ouvrages souterrains. (Yuliestyan et al., 2017; Dołżycki et Jaskuła, 2019 ; Day et al., 2019 ; Ronald et Pumarejo, 2016)

2.5.3.1. Compositions

Les émulsions de bitume sont des mélanges de deux composants fluides, à savoir le bitume et l'eau, stabilisés par un émulsifiant. Le bitume est dispersé dans le liquide sous forme de particules discrètes, généralement de 1,0 à 10 µm de diamètre, qui sont maintenues en suspension par des charges électrostatiques communiquées aux particules de bitume par un émulsifiant.

Les composants qui sont généralement utilisés pour fabriquer des émulsions de bitume sont: (Baumgardner, 2006)

- **Bitume** : Conventionnel ou modifié accompagné d'additifs facilitant la mise en émulsion et améliorant les qualités de stabilité et d'adhésivité.

- **Solvant** : Des solvants peuvent être inclus dans le bitume pour améliorer l'émulsification afin de réduire le colmatage, la vitesse de cure à basse température ou pour fournir la bonne viscosité du liant après la cure. En outre, les solvants peuvent être utilisés pour produire des émulsions d'apprêt qui, dans certains cas, sont formulées avec une faible teneur en bitume.

- **Eau** : L'eau utilisée pour fabriquer des émulsions peut provenir de diverses sources : systèmes municipaux, puits, etc. Quelle que soit la source de l'eau, elle doit contenir une quantité minimale d'impuretés minérales et organiques.

- **Promoteurs d'adhésion** : La résistance à l'eau est une propriété importante des enrobés à froid et des joints. Le revêtement durci de certaines émulsions anioniques et parfois aussi d'émulsions cationiques peut ne pas avoir une adhérence suffisante aux agrégats, auquel cas des promoteurs d'adhérence à base de composés aminés tensioactifs sont ajoutés.

- **Chlorures de calcium et de sodium** : Le bitume contient une petite quantité de sodium, ce qui peut entraîner un gonflement osmotique des gouttelettes d'une émulsion, l'eau

étant aspirée dans la gouttelette. Il en résulte une augmentation de la viscosité de l'émulsion. Du chlorure de calcium ou du chlorure de sodium (émulsions anioniques) est inclus (0,1-0,2%) pour réduire l'osmose de l'eau dans le bitume et minimiser les changements de viscosité.

2.5.3.2. Type d'Emulsion de Bitume

Les émulsions de bitume peuvent classées à la base de sa charge électrostatique et En fonction de leur stabilité comme le montre la Figure I.38.

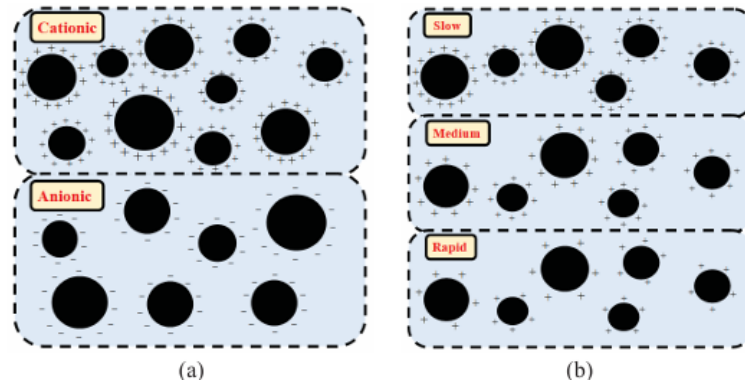


Figure I.38. Types d'émulsion de bitume selon (a) la charge et (b) la stabilité. (Afnan Ahmad et al, 2023)

A. Classification par charge des gouttelettes:

Les émulsions bitumineuses peuvent être divisées en trois grandes familles, les deux premières étant les plus employées en construction routière pour leur excellente résistance à l'eau : (Salomon 2006 ; Shanbara et al., 2021).

- (i) **Émulsions cationiques** : les gouttelettes chargées positivement, favorisant leur réactivité rapide au contact des agrégats propres et humides. Il représenter la structure par la formule: $CH_3(CH_2)_n NH_3^+ CL^-$
- (ii) **Émulsions anioniques** : Les émulsions anioniques sont stabilisées par des tensioactifs à base de sels de graisses ou d'acides saponifiés, conférant aux gouttelettes une charge négative qui limite leur sensibilité aux minéraux de l'eau et améliore l'adhérence sur certains granulats. l'émulsion anionique représenter la structure par la formule: $CH_3(CH_2)_n COO^- NA^+$.
- (iii) **Émulsions non ioniques (neutres)** : Les émulsions non ioniques ont des gouttelettes de bitume chargées neutres. Elles sont rarement utilisées sur les routes. Ce type d'émulsion bitumineuse est principalement utilisé dans les domaines liés à la technologie, où la sensibilité aux charges ioniques peut poser problème. $CH_3(CH_2)_n COO (CH_2CH_2O)_xH$.

B. Classification par temps de prise :

Les émulsions de bitume sont classées en fonction de la vitesse de prise : rapide, moyenne et lente. (Thanaya, 2003 ; Asphalt Institute and Asphalt Emulsion Manufacturers Association, 1979).

(i) Prise rapide (RS) : Les émulsions à prise rapide (Rapid-Setting, RS) prennent rapidement au contact d'agrégats propres peu réactifs, idéales pour les couches de roulement et les traitements superficiels.

(ii) Prise moyenne (MS) : Les émulsions à prise moyenne (Medium-Setting, MS) prennent suffisamment moins vite pour pouvoir être mélangées à des agrégats de faible surface, tels que ceux utilisés dans les mélanges à granulométrie ouverte ou des mélanges nécessitant un temps de malaxage modéré.

(iii) Prise lente (SS) : Les émulsions à prise lente (Slow-Setting, SS) se rompent lentement, permettant le mélange avec des agrégats réactifs ou fins, adaptés aux enrobés à froid à forte teneur en fines.

2.5.3.3. Mécanismes d'amélioration

Le processus de renforcement d'un sol à l'aide d'une émulsion de bitume repose sur un enchaînement d'interactions physico-chimiques, dont le but est de favoriser l'enrobage des particules minérales et la formation d'un réseau cohésif au sein de la matrice granulaire.

Le mécanisme de renforcement des sols par l'émulsion de bitume, tel qu'illustré dans la Figure I.40, repose sur plusieurs étapes physico-chimiques clés, peut être décomposé comme suit:

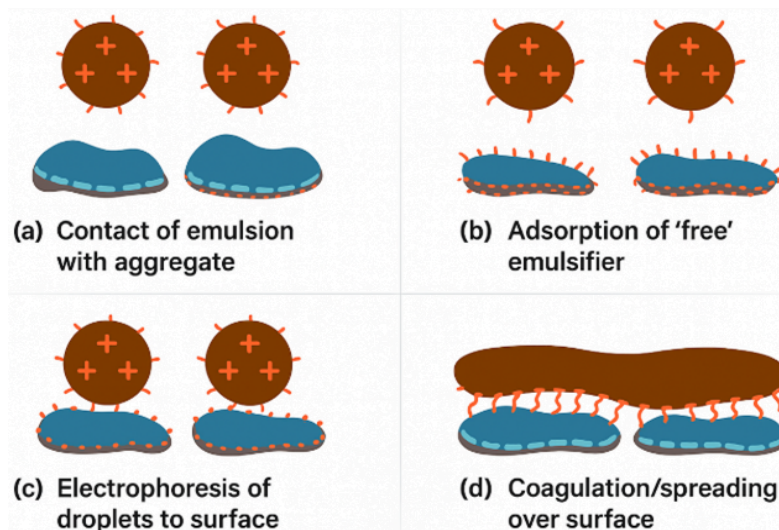


Figure I.39 : Le mécanisme de renforcement des sols par une émulsion de bitume cationique (Research, and Development. Bitumen Emulsion Technical Bulletin. AkzoNobel.)

A. Contact de l'émulsion avec les granulats (I.40 a)

Dans un premier temps, les gouttelettes d'émulsion cationique de bitume entrent en contact avec les particules du sol (granulats). Ces gouttelettes sont stabilisées dans l'eau grâce à des agents tensioactifs, ce qui leur permet de rester dispersées jusqu'à ce qu'elles rencontrent la surface chargée négativement des particules minérales (notamment les argiles et limons).

B. Adsorption des émulsifiants libres (I.40 b)

À cette étape, les émulsifiants libres présents dans l'émulsion commencent à s'adsorber à la surface des particules du sol. Cela modifie la charge de surface du sol, facilitant l'interaction entre les gouttelettes de bitume et les minéraux du sol. Cette adsorption prépare le terrain pour une liaison chimique plus forte.

C. Électrophorèse des gouttelettes vers la surface (I.40 c)

Sous l'effet des charges opposées (gouttelettes cationiques vs sol anionique), les gouttelettes de bitume migrent activement vers les surfaces du sol. Ce phénomène d'électrophorèse permet une distribution homogène du bitume autour des particules solides, assurant un enrobage efficace.

D. Coagulation et étalement sur la surface (I.40 d)

Enfin, le bitume coagulé se dépose et s'étale sur la surface des particules, formant un film continu. Ce film lie les particules entre elles, améliorant ainsi la cohésion du mélange sol-bitume. Le processus de rupture de la phase aqueuse de l'émulsion et de prise permet le développement progressif de la résistance mécanique, notamment par la réduction de la perméabilité et l'augmentation de la friction interne entre les particules.

2.5.4. Paramètres affectant le comportement des sols traités par EB

Le mécanisme de base de la stabilisation du bitume est le phénomène d'imperméabilisation où le bitume recouvre les particules de sol, empêchant ou ralentissant la pénétration de l'eau, mais ce mécanisme est affecté par des paramètres pratiques, notamment le type et la teneur de l'émulsion et le temps de durcissement.

2.5.4.1. Teneur en Emulsion de bitume

La teneur en émulsion de bitume joue un rôle clé dans la stabilisation des sols, influençant directement leur cohésion, angle de frottement, sa résistance au cisaillement et leur durabilité globale. L'ajout d'émulsion de bitume confère une cohésion initiale au sable non confiné, mais réduit généralement l'angle de frottement interne, créant un équilibre délicat entre ces deux paramètres.

Des études menées par C. S. Dunn et M.N. Salem (1971), ils montrent à travers des essais triaxiaux non drainés que l'augmentation de la teneur en émulsion de bitume entre 7% et 10% améliore la cohésion du sol, mais entraînait une diminution progressive de l'angle de frottement interne, réduisant ainsi la résistance au cisaillement globale. Cela est corroboré par des travaux de Lees (1969), qui indiquant une cohésion optimale à 4–5% d'émulsion, avec une baisse linéaire du frottement interne avec l'augmentation de la teneur en bitume.

Plus récemment, Gana et Okorie (2018) ont mené une étude expérimentale sur la stabilisation d'un sol latéritique en utilisant des teneurs variables d'émulsion bitumineuse (0, 4, 8, 12%) et des combinaisons d'émulsion avec de la cendre de bagasse (3, 6, 9, 12% d'émulsion et 2, 4, 6, 8% de cendre).

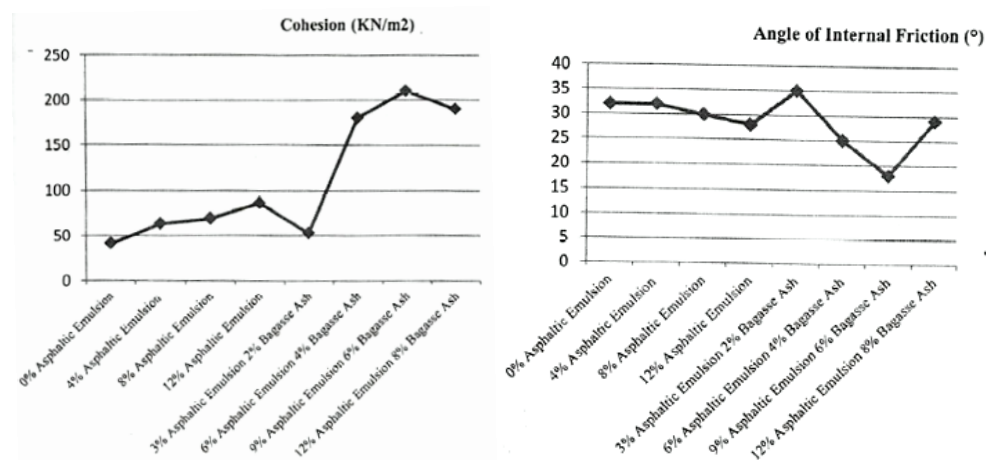


Figure I.40 : Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction de l'émulsion de bitume et la cendre de bagasse. (Gana et Okorie, 2018)

Les résultats des essais de cisaillement direct ont montré que l'ajout d'émulsion bitumineuse seule augmentait la cohésion du sol passant de 41 à 86 kN/m², tandis que l'angle de frottement interne diminuait de 32° à 28° à mesure que la teneur en émulsion augmentait. La substitution de la cendre de bagasse a également contribué à l'amélioration des propriétés mécaniques du sol, suggérant que cette combinaison peut être efficace pour renforcer les sols latéritiques.

Des recherches récentes, telles que celles de Batra et Arora (2016), révèlent cependant un comportement contrasté : ils ont évalué l'impact de différentes proportions d'émulsion cationique (0, 2, 5, 6 et 7%) à travers des essais de cisaillement direct. (Figure I.41)

Les résultats révèlent que la résistance maximale au cisaillement est observée lorsque la proportion d'émulsion de bitume atteint 6%, ce qui correspond à une augmentation d'environ 65%, liée principalement à l'augmentation de l'angle de frottement interne, tandis que la cohésion enregistrait une légère diminution par rapport au sol non traité.

Cette transition du mécanisme de rupture (cohésion $\rightarrow$ friction) est confirmée par d'autres études Mayank Chandra et Sukhmanjit (2017) et de Singh et Dewangan (2022).

Pour les sols argileux, l'efficacité de l'émulsion dépend du dosage optimal. Une étude de Sabbani Venkatesh (2017) démontre qu'une teneur de 7.95% permettait de doubler la résistance à l'essai CBR par rapport au sol non traité. De même, Vijay Kumar et al. (2017) étudiée l'effet de divers pourcentages d'émulsion de bitume, à savoir 5%, 10% et 15%, sur un échantillon de sol. Les essais ont montré une augmentation progressive de la résistance jusqu'à une teneur de 10% d'émulsion, au-delà de laquelle les performances décroissent. Ce teneur optimal a également été confirmé par les travaux de Vaijwade et Koranne (2020).

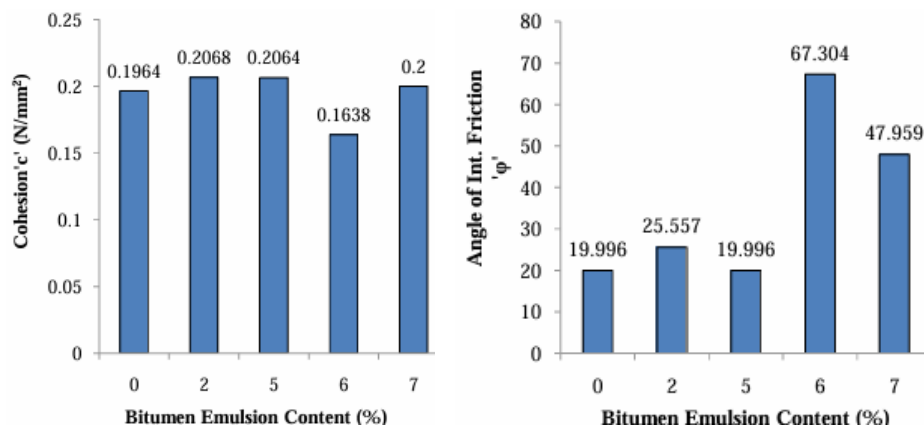


Figure I.41: Effet de teneur en émulsion de bitume sur (a) l'angle de frottement et (b) la cohésion. (Batra et Arora, 2016)

Les travaux d'Alizadeh et Modarres (2019) sur des sols argileux stabilisés avec de l'émulsion bitumineuse et du calcaire identifient une teneur optimale de 6% d'émulsion et 10% de calcaire. Ce mélange améliore la rigidité, réduit la plasticité et la déformation permanente, tout en augmentant la résistance aux dommages liés à l'humidité par rapport au sol non traité.

L'émulsion bitumineuse rigidifie généralement le sol en créant un réseau liant-agrégats. Après durcissement, les échantillons stabilisés montrent souvent un module de résilience plus élevé que le sol naturel non traité. De Medeiros et al. (2024) ont observé que l'ajout de bitume (émulsion cationique à 2% en masse) rendait le sol moins rigide initialement (comportement plus ductile) mais générait une cohésion interne absente auparavant.

2.5.4.2. Temps de durcissement

Le temps de durcissement est un facteur critique dans la stabilisation des sols au bitume émulsifié présente un défi majeur : une stabilité réduite après un court temps de mélange, souvent accompagnée de fissurations. Pour cela les mélanges nécessitent généralement une période adéquate de durcissement pour garantir une stabilité suffisante.

Cette étape clé permet aux particules de bitume dispersées dans le sol de s'agencer efficacement, renforçant les propriétés mécaniques du matériau.

C. S. Dunn et M.N. Salem (1971, 1973) ont examiné l'influence de différentes teneurs en émulsion de bitume (6%, 9% et 13%) sur des échantillons de sol soumis à des durées de traitement variant de 1 à 12 semaines. Leurs résultats indiquent qu'une augmentation de la teneur en émulsion de bitume conduit à une résistance accrue à long terme. Pour réduire le temps nécessaire pour atteindre une résistance optimale (jusqu'à six mois selon certaines études, l'ajout des additifs (ciment ou chaux est couramment recommandé) afin d'accélérer la résistance initiale, notamment sous des conditions défavorables (basses températures ou forte humidité). (Al-Abdul Wahhab et Hicks ,1988 ; Puzinauskas et Jester ,1983)

Un étude de Schmidt Santucci et Coyne (1973) ont mis en évidence l'importance de la durée de durcissement. Ils ont montré qu'une cure complète confère une meilleure résistance aux dommages et que l'incorporation de faibles pourcentages de ciment améliore la résistance initiale et permet d'atteindre une stabilité quasi-totale après 28 jours de cure.

Dans une étude récente menée par Nathen et al. (2024) ont évalué l'effet conjoint de la teneur en émulsion (2% à 4%) et du temps de durcissement (7, 14, 28 jours) sur un sable de rivière stabilisé avec 3% de ciment Portland. Les résultats (Figure I.42) montrent une augmentation de 50 à 60% de la résistance à la compression non confinée (UCS) entre 7 et 14 jours, suivie d'une progression plus modérée jusqu'à 28 jours (+ 30 à + 40%) ; ces résultats montrent que le palier de 14 jours permet d'atteindre près de la moitié de la résistance finale, tandis que 28 jours en assurent la quasi-totalité.

Par ailleurs, l'augmentation de la teneur en émulsion de 2% à 4% conférerait un gain de résistance supplémentaire à chaque période de cure, La teneur de 4% d'émulsion a fourni les meilleures performances mécaniques après 28 jours.

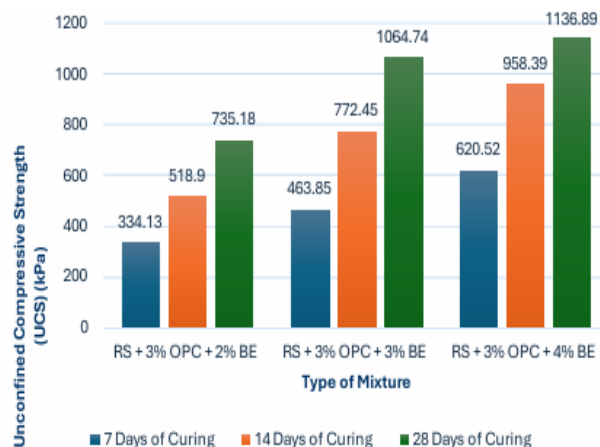


Figure I.42. Résistance à la compression non confinée (UCS) du sable de rivière stabilisé avec 3% de ciment et d'émulsion de bitume. (Nathen et al., 2024)

Canuto et al. (2022) ont mené une étude approfondie sur la stabilisation des sols sableux à l'aide de fortes teneurs en émulsion d'asphalte. Les résultats montrent une amélioration significative de la résistance à la compression simple (UCS) en fonction du temps de durcissement. Dès le premier jour de cure à l'air libre, les mélanges sol-émulsion présentent une augmentation de résistance d'environ 600% par rapport à celle du sable brut. Cette amélioration se poursuit avec le temps, atteignant jusqu'à 1300% après 28 jours de cure.

La Figure I.43 (a et b) illustre respectivement, (a) l'évolution des valeurs moyennes de résistance à la compression simple en fonction du temps de durcissement, (b) les courbes moyennes contrainte-déformation axiale pour chaque condition de cure.

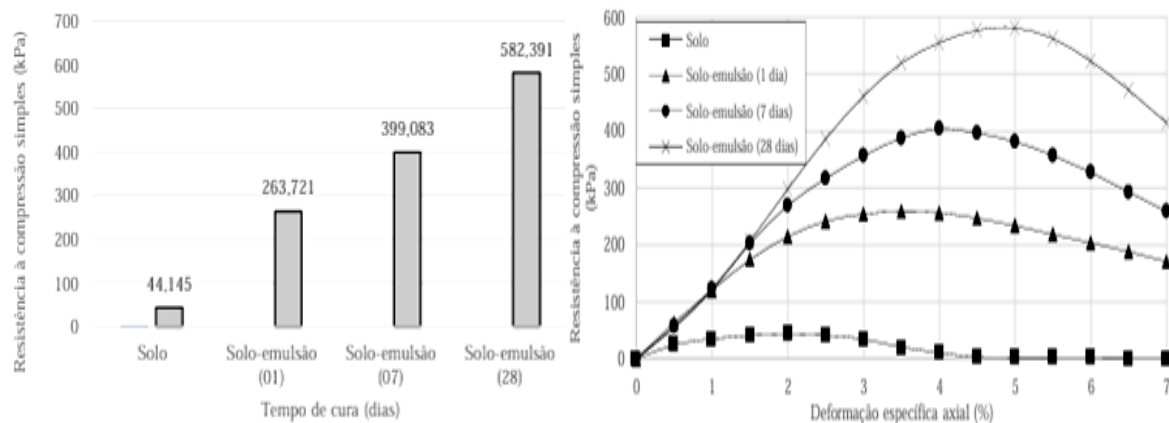


Figure I.43. Influence du temps de durcissement sur la résistance à la compression simple des mélanges entre le sol et des teneurs en émulsion élevées.(Canuto et al,2022).

Les courbes obtenues révèlent un comportement mécanique cohérent entre les différentes éprouvettes, avec des pics de contrainte localisés dans une plage de déformation axiale comprise entre 4% et 5%. Cette tendance confirme l'efficacité de l'émulsion d'asphalte à renforcer la structure du sol sableux au fil du temps, en favorisant le développement de liaisons internes plus robustes au sein du squelette granulaire.

2.5.4.3. Effet des propriétés du sol

Le comportement mécanique du sol renforcé par une émulsion de bitume est influencé de manière significative par les propriétés du sol telles que la taille et la forme des particules. Ces propriétés influent sur les interactions intergranulaires, influençant ainsi les caractéristiques de résistance et de déformation du mélange.

A. Forme des particules

La forme des grains joue un rôle crucial dans la résistance au cisaillement des sols granulaires. Les particules anguleuses, présentant une rugosité élevée, favorisent un meilleur engrènement mécanique et une friction interparticulaire accrue, conduisant à une augmentation de l'angle de frottement interne et de la cohésion du sol. À l'inverse, les

particules arrondies offrent moins de résistance au glissement, réduisant ainsi la stabilité du mélange, ce qui réduit l'angle de frottement interne du sol. (Ibrahim et al., 2020). L'application d'une émulsion bitumineuse sur des particules anguleuses permet un enrobage efficace, améliorant l'adhérence entre les grains et renforçant la cohésion du mélange stabilisé. (Sant'Ana, 2009)

B. Taille des particules

La granulométrie du sol, c'est-à-dire la taille des particules et leur répartition, détermine la porosité et la quantité d'émulsion nécessaire. Les sols très grossiers (graviers ou sables grossiers mal gradués) présentent de plus grands vides intergranulaires ; ils requièrent une teneur en fines ou en émulsion plus élevée pour remplir les interstices. À l'inverse, les riches en particules fines, comme les limons ou les argiles, possèdent une surface spécifique élevée, nécessitant une quantité importante de liant, cependant, une teneur excessive en fines peut entraîner la formation d'un mastic argilo-bitumineux, réduisant la résistance mécanique du mélange.

Des recherches montrent qu'une teneur modérée en fines ($\approx 5-20\%$) favorise la stabilité mécanique après séchage, en comblant partiellement les vides et en améliorant la cohésion. En revanche, au-delà de 20% de fines, la structure du mélange devient plus fragile à l'eau, augmentant le risque de décollement du bitume.

De façon générale, les mélanges bien gradués donnent de meilleurs résultats en termes de densité sèche et de cohésion qu'un sable uni fractionné. Les études soulignent qu'il ne faut ni un sol quasi sans fines ($< 8\%$) ni un sol surchargé en fines ($> 20\%$) pour obtenir un mélange stabilisé durable. (George, 1976)

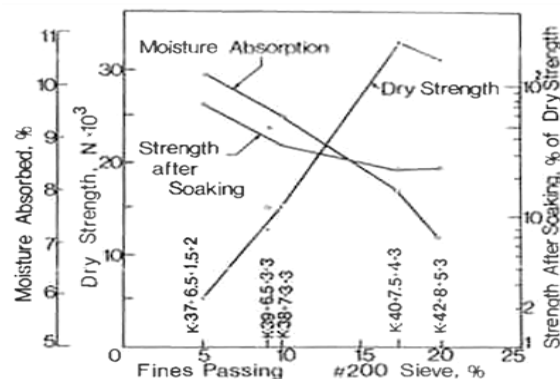


Figure I. 44. Résistance à sec, résistance après trempage et humidité absorbée en fonction du pourcentage de fines. (George, 1976).

En somme, L'interaction entre la forme et la taille des particules influence également le comportement mécanique des sols stabilisés. Par exemple, des particules anguleuses de grande taille peuvent offrir une meilleure résistance au cisaillement en raison de leur capacité

à s'engrener efficacement, tandis que des particules fines arrondies peuvent réduire cette résistance .

Donc pour optimiser la performance des mélanges sol-émulsion bitumineuse, il est essentiel de considérer la forme et la taille des particules du sol. Une combinaison équilibrée de particules anguleuses et de taille appropriée favorise une meilleure cohésion, une résistance au cisaillement accrue et une durabilité améliorée du mélange stabilisé.

2.5.4.4. Influence des conditions d'essai

A. Densité relative

La densité relative du sol directement la structure de sol et la performance des mélanges sol-bitume stabilisés. Une densité plus élevée entraîner une meilleure dispersion de l'émulsion bitumineuse au sein de la matrice du sol, améliorant l'interaction entre les particules et renforçant la cohésion globale du mélange. (Krzeczek et al., 2023).

Cependant, une densité excessive peut limiter la pénétration de l'émulsion, réduisant son efficacité. Il est donc essentiel de trouver un équilibre optimal entre la densité et la teneur en émulsion pour maximiser la résistance mécanique. Des études antérieures montrent que les mélanges sable-bitume, sous un compactage élevé, présentent une rigidité et une résistance accrues, avec un module de cisaillement sécant maximal atteint à une teneur optimale en bitume, suggérant que des mélanges plus denses sont plus résistants à la déformation sous charge.(Ahmet Kuvat et al 2020; Sarajpoor et al. 2021; M.Alhaji et al 2017)

En termes de déformation, les mélanges plus denses montrent une réduction de la déformation permanente et une meilleure récupération après chargement, notamment sous faibles contraintes ou à court terme. (Alhaji et al., 2017 ; Huang, 1965) Un compactage optimal favorise également une dissipation d'énergie accrue et une stabilité mécanique accrue sous chargement cyclique ou dynamique, essentielle pour les applications routières ou sismiques. (Ahmet Kuvat et al., 2020 ; Sarajpoor et al. 2021)

À long terme, les mélanges denses résistent mieux au fluage et à la déformation, ce qui les rend adaptés aux couches de base routières ou aux isolations (M.Alhaji et al 2017. Huang, Y. (1965)).

Bien que le temps de durcissement des émulsions, qui affecte leur cohésion et leur stabilité, peut également être influencé par les variations de densité. Des densités plus élevées peuvent entraîner des temps de durcissement plus rapides, améliorant ainsi les performances globales du composite (Such et al., 1990).

B. Contrainte de confinement et contrainte normale

En présence d'émulsion de bitume, l'augmentation de la contrainte normale renforce généralement la cohésion du sol, mais réduit l'angle de frottement interne. Cela s'explique par le fait que le bitume agit principalement comme un liant cohésif plutôt que frictionnel.

Sous des contraintes normales élevées, l'effet du bitume sur la résistance globale peut être modéré, car la friction entre les grains de sol devient dominante. La contrainte de confinement (pression latérale appliquée au sol) affecte la stabilité et la résistance au cisaillement des mélanges sol-émulsion. Selon certaines études, une augmentation de la contrainte de confinement améliore la résistance mécanique en limitant les déformations permanentes, car les particules de sol et le bitume sont plus liés. Cependant, dans certains cas, la contrainte de confinement n'a pas d'effet significatif sur des propriétés comme la perméabilité, ce qui suggère que l'interaction bitume-sol peut atténuer cet impact. Par ailleurs, un confinement accru pendant la phase de durcissement peut accélérer la formation de liaisons entre le bitume et le sol, améliorant ainsi la rigidité du mélange.

Une étude de Dantas, S. A et al (2020) sur la stabilisation des sols sableux à forte teneur en émulsion d'asphalte entre 13% et 28% ; Des essais de cisaillement direct ont été effectués pour évaluer les paramètres régissant le comportement de résistance au cisaillement des mélanges fabriqués (Figure I.45).

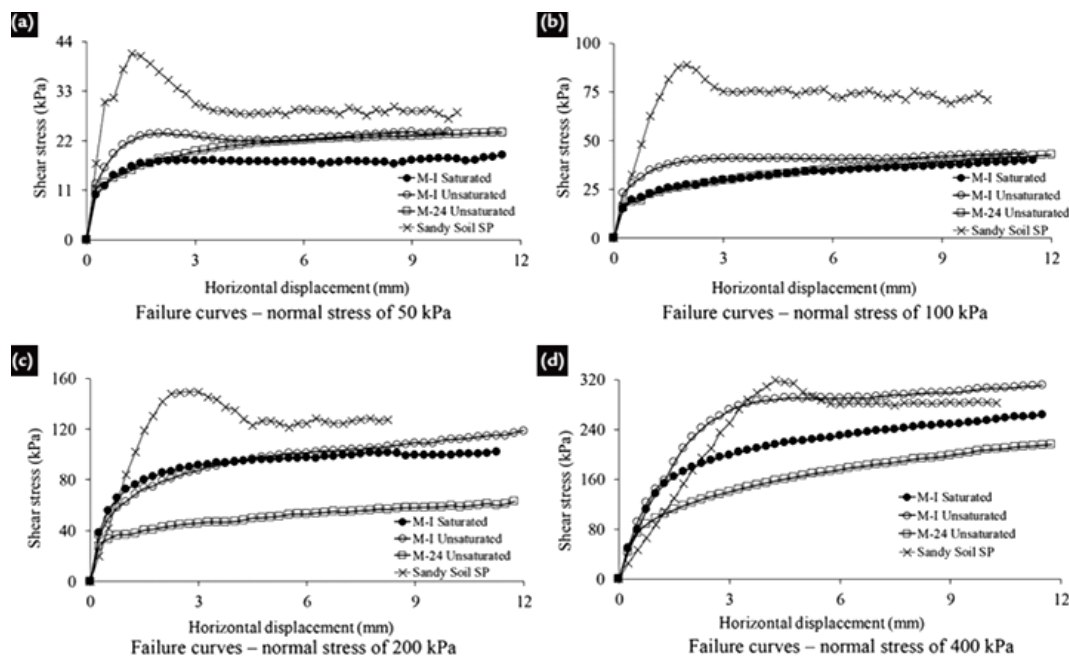


Figure I.45: Comparaison entre le comportement au cisaillement des mélanges émulsion-sol et du sol sableux SP. (Dantas, S. A et al., 2020)

Les résultats ont montré qu'aux contraintes normales inférieures à 100 kPa, les mélanges présentent une interception cohésive due au liant résiduel existant, tandis que pour

des contraintes normales supérieures à 200 kPa, les mélanges ont présenté un angle de frottement égal à la matrice du sol sableux utilisé.

D'après ces résultats ont permis de conclure que l'ajout d'une teneur élevée en émulsion d'asphalte au sol sableux a permis au sol d'intercepter la cohésion et de diminuer l'angle de frottement pour de faibles niveaux de contrainte normale appliqués pendant l'essai de cisaillement direct. Dans des niveaux de contrainte normale élevés, il a été constaté que les mélanges émulsion-sol étudiés présentaient les mêmes valeurs d'angle de frottement interne que celles obtenues pour le sol sableux de référence, très probablement en raison de l'élimination du film bitumeux résiduel des contacts grain à grain, de sorte que le frottement entre les particules minérales est le mécanisme directeur de la résistance au cisaillement des mélanges.

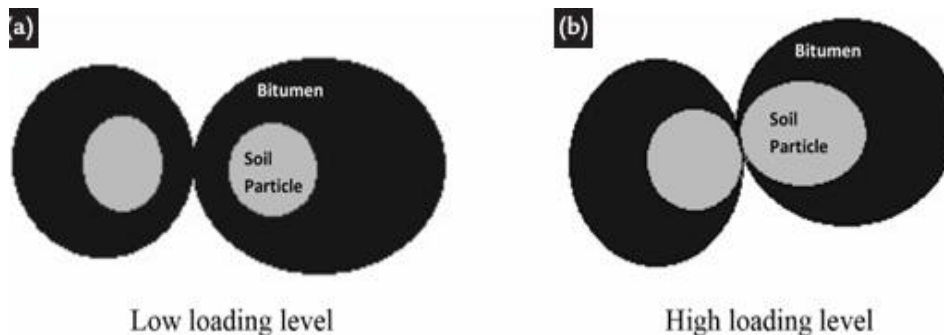


Figure I.46. Interaction entre les particules du sol et le bitume. (Dantas, S. A et al., 2020)

C. Teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle déterminant dans le processus de stabilisation des sols à l'aide d'émulsions bitumineuses. Elle influence à la fois la maniabilité du mélange, son compactage, et le processus de durcissement. Il est donc essentiel de déterminer avec précision la quantité d'eau à ajouter au sol avant l'incorporation de l'émulsion, en tenant compte de la fraction liquide déjà présente dans l'émulsion elle-même. (Pinzón et Such, 2004)

D'un point de vue physico-chimique, l'interaction entre l'eau et le bitume peut affecter la stabilité de l'émulsion. En effet, une humidité excessive peut perturber la liaison entre le liant bitumineux et les granulats, tout en contribuant simultanément au durcissement du liant, ce qui complique l'évaluation des performances mécaniques (Pinzón & Such, 2004). De plus, l'humidité ambiante peut influencer le temps de durcissement de l'émulsion, ce qui affecte leur stabilité et leurs performances sur le terrain. (Such et al., 1990)

De nombreuses études expérimentales ont mis en évidence l'existence d'une teneur en eau initiale optimale qui maximise les performances mécaniques du sol stabilisé. En deçà de

cette valeur, le mélange peut être trop sec pour permettre une distribution homogène du liant ; au-delà, un excès d'humidité diminue la densité sèche et affaiblit la résistance mécanique.

Dans Dunn et Salem (1971) ont étudié la stabilisation d'un sable naturel par une émulsion cationique (à raison de 3 à 5 %) (Figure I.48). Ils ont observé une nette amélioration de la résistance en compression non confinée (UCS) lorsque la teneur en eau initiale augmentait de 1 % à 3 %. Cette amélioration est attribuée à une meilleure dispersion du bitume dans la matrice granulaire. Cependant, au-delà de 3 % d'humidité, la densité sèche chute brutalement et la résistance mécanique diminue fortement. Les échantillons devenaient alors mous et plastiques, illustrant un affaiblissement significatif du mélange.

Les effets de la teneur en eau ont également été étudiés par Yazdani (1974) sur un sable de rivière bien calibré stabilisé par une émulsion anionique. Contrairement aux résultats précédents, il a noté que la variation de la teneur en eau de pré-mélange (de 5 à 7 %) n'a pas significativement affecté la stabilité du sol, mais a entraîné une légère augmentation de la cohésion apparente. Toutefois, il souligne qu'une teneur en eau plus élevée exige un temps de séchage prolongé pour permettre un compactage efficace.

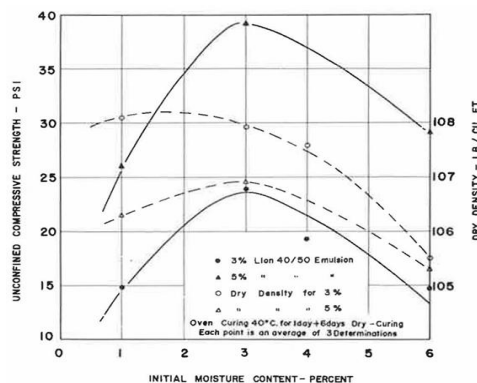


Figure I.47. Effet de la teneur en eau initiale sur la résistance. (Dunn et Salem, 1971)

Dans le même ordre d'idées, Khabiri et al. (2018) ont observé un comportement similaire en travaillant sur un sable dunaire stabilisé par un mélange de ciment, fibres et émulsion de bitume. Ils rapportent que l'augmentation progressive de la teneur en eau initiale améliore d'abord la résistance à la compression, mais qu'au-delà d'un seuil optimal, cette dernière décline.

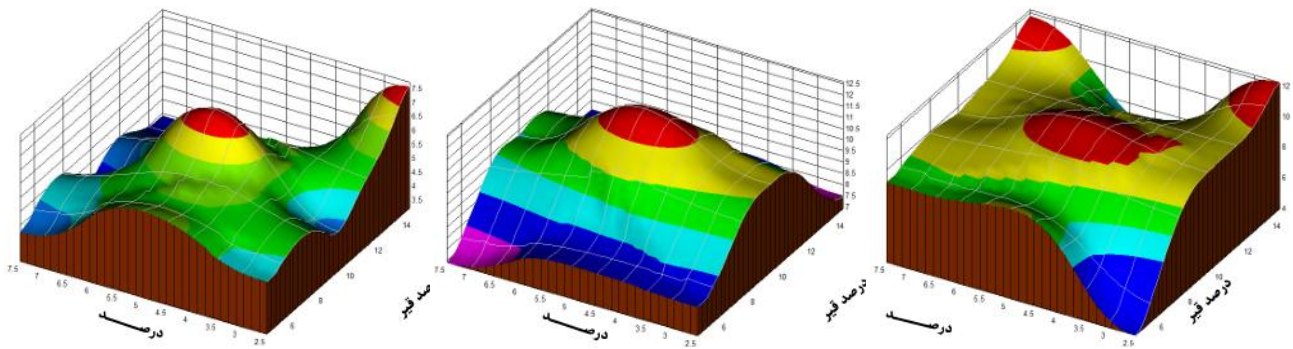


Figure I.48 : Effet de la teneur en eau sur la résistance a la compression de sable dunaire traité par l'émulsion de bitume et fibre polypropylène (1% et 2% et 3%). (Khabiri et al., 2018)

3. Conclusion

Ce chapitre a présenté une revue bibliographique approfondie sur les effets de la fibre de verre, de la poussière de clinker (CKD) et de l'émulsion de bitume sur les propriétés physico-mécaniques des sols, en particulier des sables limoneux.

Les principales conclusions majeures peuvent en être tirées :

- **Les fibres de verre** améliorent significativement la résistance au cisaillement, la cohésion et la ductilité du sol, tout en réduisant sa fragilité. L'efficacité du renforcement dépend toutefois de plusieurs paramètres expérimentaux :

- **Teneur en fibres** : un dosage compris entre **0,3 % et 0,5 %** assure le meilleur compromis entre résistance, cohésion et déformabilité, sans perturber la structure granulaire.

- **Longueur des fibres** : une longueur optimale de **10 à 20 mm** favorise un bon ancrage mécanique et une répartition homogène.

- **Rapport d'aspect (L/d)** : les performances augmentent jusqu'à un rapport de **45 à 60**, au-delà duquel des phénomènes d'agglomération ou de flambage peuvent réduire l'efficacité.

- **Orientation des fibres** : une orientation aléatoire (RDFS) assure un renforcement tridimensionnel homogène, contrairement à l'orientation dirigée qui favorise une résistance anisotrope.

- **La poussière de clinker (CKD)**, utilisée comme liant cimentaire alternatif, améliore nettement la cohésion et la rigidité des sols grâce aux réactions pouzzolaniques formant des gels cimentaires. La plupart des recherches :

- Identifient **une teneur optimale** comprise entre **3 % et 20 %**, selon la nature du sol et les conditions de cure. Au-delà de ce seuil, l'évolution de la résistance tend à se stabiliser.

- De plus, un **temps de cure prolongé (jusqu'à 28 jours)** favorise la formation progressive des produits de réaction et améliore la durabilité mécanique.
- **L'émulsion de bitume**, quant à elle, agit principalement comme un liant physique. En enrobant les particules de sol, elle crée un réseau cohésif et imperméable qui augmente la résistance à l'eau et la stabilité à long terme. D'après la littérature :
 - **La teneur optimale** se situe généralement entre **5 % et 8 %**, selon la nature du sol et les additifs associés. En dessous de cette plage, la cohésion reste faible ; au-delà, la résistance peut diminuer en raison d'une réduction de l'angle de frottement et de la formation de films bitumineux continus.
 - Le **temps de durcissement** a également un effet favorable, la résistance se stabilisant après environ **28 jours** grâce au renforcement progressif des liaisons entre le bitume et les particules solides.

En somme, cette synthèse bibliographique met en évidence la **complémentarité** des trois approches — mécanique (fibres), chimique (CKD) et physico-chimique (bitume) — dans l'amélioration du comportement des sols fins. Elle justifie pleinement la démarche expérimentale adoptée dans ce travail, qui vise à évaluer, par des essais de laboratoire, l'effet de ces additifs sur un sable limoneux reconstitué.

Cette étude bibliographique constitue ainsi une base solide pour les chapitres expérimentaux qui suivront, en orientant le choix des paramètres, des dosages et des conditions de cure optimales à explorer.

.

Chapitre II

*Matériaux Utilisés
Et
Dispositifs Expérimentaux*

1. Introduction :

Ce chapitre décrit les matériaux employés ainsi que les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude.

Dans un premier temps, les différentes composantes — sables, limons et additifs (fibres de verre, poussière de clinker et émulsion de bitume) — sont présentées, avec leurs principales caractéristiques physiques et chimiques. Par la suite, le dispositif expérimental de la boîte de cisaillement direct est détaillé, car il constitue l'outil principal d'évaluation du comportement mécanique des mélanges étudiés :

- Sable limoneux concassé,
- Sable limoneux renforcé par fibres de verre,
- Sable limoneux stabilisé par poussière de clinker (CKD),
- et Sable limoneux traité à l'émulsion de bitume.

Enfin, la méthodologie adoptée pour la préparation des échantillons est exposée, en précisant les conditions de compactage, les paramètres de variation et les procédures de cisaillement.

Des essais de répétabilité ont également été effectués afin de vérifier la fiabilité et la précision du dispositif expérimental, garantissant la reproductibilité des résultats présentés dans les chapitres suivants.

2. Matériaux utilisés

2.1. Sables et limon

Les essais en laboratoire ont été effectués à la base de deux types de sables propres de granulométrie et de formes différentes :

(1) Le sable de la rivière (d'une forme arrondie) a été obtenu à partir de l'Oued Mzî de la ville de Laghouat, est appelés : Oued Mzî Sand (MRS) ;

(2) Le sable concassé (d'une forme anguleuse) a été obtenus d'une carrière de granulats dans la région de Moghorno commune de Berrouaghia, wilaya de Médéa, sont appelés : Moghorno Crushed Sand (MCS) ;

(3) et un limon a été obtenu à partir de sable concassé (MCS), est appelé Silt Moghorno Crushed Sand (SMCS), il a été extrait des fines qui passent par le tamis 0,08 mm au tamis humide.

Les courbes granulométriques des échantillons examinés sont présentées sur la Figure II.2 (a,b et c). Les caractéristiques physiques sont illustrées dans le Tableau II.1

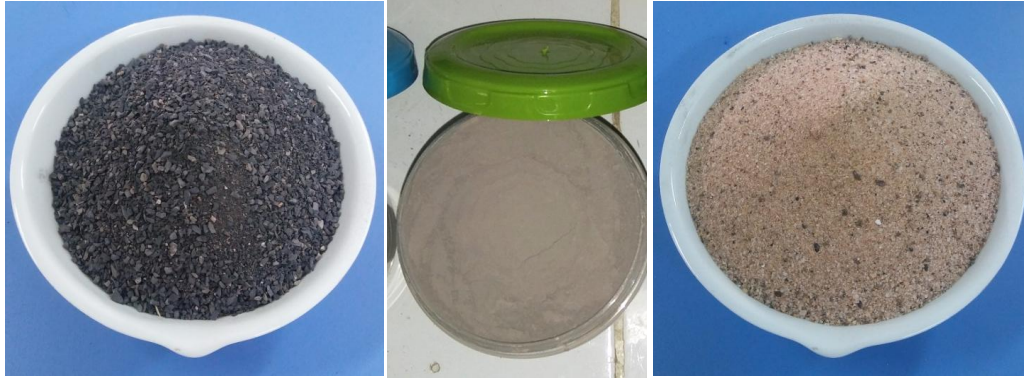


Figure II.1 : Images de Matériaux utilisés : (a) Sable concassé (MCS), (b) Limon de sable concassé (SMCS) et (c) Sable de rivière (MRS).

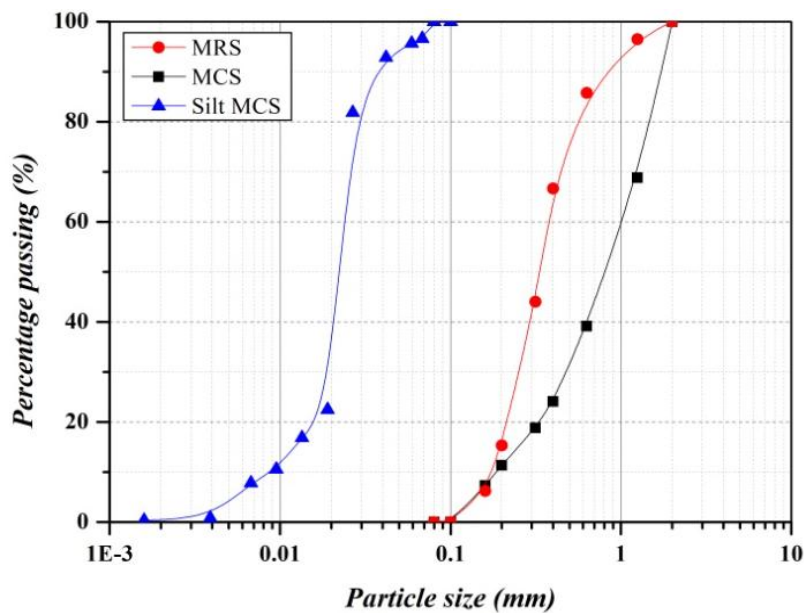


Figure II.2 : Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude : sables propres et le limon.

Tableau II.1. Propriétés physiques des matériaux utilisés.

/	G _s (-)	e _{max} (-)	e _{min} (-)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	C _u (-)	C _c (-)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
MRS	2,646	0,904	0,607	0,330	0,394	0,259	0,177	2.23	0.96	-	-	-
MCS	2.741	1.097	0.722	0.800	1.00	0.512	0.198	5.05	1.32	-	-	-
SMCS	2.741	-	-	0.023	0.025	0.019	0.009	16.842	0.087	26.25	21.11	5.14

Les analyses granulométriques et de plasticité permettent de classer les matériaux étudiés selon l'USCS. Le sable de rivière (MRS), avec $C_u \approx 2,23$ et $C_c \approx 0,96$, est un sable mal gradué (SP) à structure uniforme et faible compacité, nécessitant un traitement pour une utilisation en génie civil. Le sable concassé (MCS), mieux étalé ($C_u \approx 5,05$, $C_c \approx 1,32$), est classé comme sable bien à moyennement gradué (SW), offrant une bonne portance et une stabilité mécanique appréciable même sans traitement. Enfin, le limon issu du sable concassé

(SMCS), avec $Cu = 16,84$ et $Cc \approx 0,087$, est mal équilibré et classé comme limon inorganique peu plastique (ML), sensible à l'humidité et inadapté aux usages structurels sans stabilisation préalable.

2.2. Fibres de verre

Pour étudier le comportement mécanique de sable limoneux renforcé par des fibres de verre réparti de manière aléatoire, nous avons utilisé des fibres de verre sous forme de mats a fils coupés qui sont largement utilisés par l'Entreprise Nationale des Plastiques et Caoutchoucs (ENPC) de Chlef ; dans la fabrication des coques de bateaux, de réservoirs et autres projets. Dans notre recherche, les fils coupés de fibre de verre avec différentes longueurs de 10,20 et 30 mm et une marge de teneur en fibre de verre de 0 à 0.5% ont été utilisés, pour déterminer la longueur et le teneur de fibres les plus résistantes.

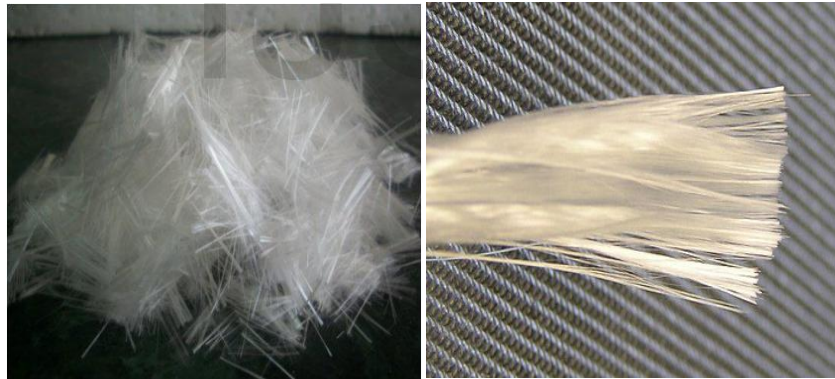


Figure II.3. Fibre de verre utilisé dans notre recherche

Le Tableau (II.2) montré les caractéristiques nécessaires de ce type de fibre de verre, qui a donné des résultats probants dans l'amélioration des sols et ce confirmé par nombreux chercheurs (Gray et Ohashi, 1983; Gray et Al- Refaei, 1986; Maher et Gray, 1990; Al- Refaei,1991; Consoli et al., 1998; Ahmad et al., 2012; Mujah et al., 2013; Bensaleh et al., 2015, Bouaricha et al 2018).

Tableau II.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre, tel que fourni par le fabricant

Désignation	Unite	F-verre
Épaisseur (D)	(mm)	0.13
Densité spécifique (Gs)	-	2.62
Poids spécifique de fibre	(g/m ²)	300
Résistance à la traction (τ)	(N)	2500
Coefficient de poisson (ν)	-	0.35
Module de cisaillement (G)	(GPa)	29.2

2.3. Poussière du clinker (CKD)

Comme on le connaît, tous les types de ciment sont fabriqués à partir du clinker, qui est obtenu par la cuisson (clinkérisation) à 1450°C d'un mélange approprié de 80% de calcaire et 20% d'argile, l'industrie du ciment dans les usines produisant beaucoup de poussière et de pollution atmosphérique.

Mais aujourd'hui la production de clinker est soumise à toutes les considérations environnementales ; où les cheminées des fours et des broyeurs sont équipées de filtres à haute performance qui captent 99,9% des particules de poussière, ces poussières collectées dans les filtres à la sortie des fours sont récupérées et réintégrées dans le processus de fabrication.

Pour cette raison, nous avons voulu utiliser les résidus de clinker accumulés pour étudier leur effet sur le comportement mécanique des sables limoneux.

On a apporté les résidus du clinker utilisés provient de la Cimenterie Mitidja à la Wilayat de Blida. (SCMI), il est broyé jusqu'à prendre presque la même distribution granulométrique du limon utilisé (SMCS), puis il est substitué dans le mélange de sable comme un limon, tout en gardant la même teneur en fine par les résultats précédents obtenus ($F_c=15\%$).

Les compositions chimique et minéralogique des résidus de clinker, fournies par le fabricant, sont présentées respectivement dans les Tableaux II.3 et II.4.

Tableau II.3. Composition des oxydes du clinker.

OXYDE	SiO ₃	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
%	22.33	5.19	3.25	65.49	0.97	0.31	0.64	0.25

Tableau II.4. Composition minéralogique du clinke.

Phase minéralogique	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
%	57.44	17.36	9.25	9.75

Les courbes granulométriques des matériaux analysés sable reconstitué optimal (ORS), limon (SMCS) et le résidu de clinker sont reportés dans la Figure II.5.

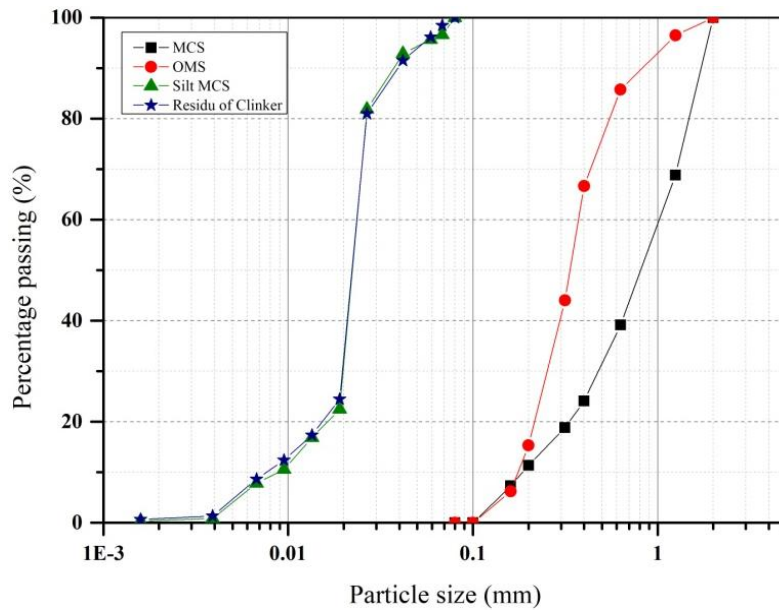


Figure II.4 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés : sables ; limon et le résidu de clinker.

2.4. Emulsion de bitume

Les émulsions de bitume fabriquées et distribuées par un grand nombre d'entreprises spécialisées dans l'ingénierie routière sont des émulsions directes constituées de bitume émulsifié dans l'eau. Une émulsion de bitume est une dispersion de bitume dans l'eau ; la tâche principale est d'empêcher la coalescence des microparticules de bitume, ce qui maintient les propriétés physico-chimiques de l'émulsion et sa qualité.



Figure II.5 : Emulsion de bitume utilisé

L'émulsion de bitume utilisée dans notre étude est un produit fabriqué par la société NAFTAL sous le nom commercial "Emulsion Naftal, ECL 65%". Son type est une émulsion cationique pour la couche d'accrochage ; nous avons choisi ce type en raison de leurs caractéristiques telles que : Insensibilité à l'eau et au gel ; Faible sensibilité à la température ; Bonne résistance à l'usure en surface ; Excellente adhérence à une couche préexistante ; Rugosité élevée ; Aptitude à suivre des déformations lentes sans rupture complète, par exemple un glissement de terrain.

Les propriétés d'émulsion de bitume sont indiquées dans le Tableau suivant :

Tableau II.5 Les propriétés de l'émulsion de bitume tel que fourni par le fabricant.

Caractéristiques	Unité	Spécifications	Classe
Teneur en liant		63-67	7
Adhésivité avec granulats de référence	%	> 75	2
		> 90	3
Indice de rupture		> 170	5
Temps d'écoulement 4mm à 40°C	s	5-70	5
Résidu sur tamis de 0.5 mm		≤ 0.1	2
Résidu sur tamis de 0.16 mm	%	≤ 0.25	2
Résidu sur tamis de 0.5 mm (7jrs de stockage)		≤ 0.20	3

3. Dispositifs expérimentaux :

Le dispositif utilisé dans cette étude est un appareil de cisaillement direct, largement reconnu et couramment utilisé dans le domaine de la géotechnique (Figure II.6). Cet essai permet de déterminer la résistance au cisaillement des matériaux sols, un paramètre fondamental dans l'évaluation de leur comportement mécanique.

L'essai consiste à placer un spécimen de sol dans une boîte de cisaillement composée de deux demi-boîtes superposées, pouvant se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. La résistance au cisaillement est définie comme la contrainte maximale que le matériau peut supporter avant la rupture sous une force de cisaillement.



Figure II.6 : Dispositif expérimental utilisé : Boîte de cisaillement

Dans le cadre de cette recherche, l'appareil de cisaillement a été employé pour analyser le comportement mécanique d'un sable limoneux renforcé par des fibres de verre et traité à l'émulsion de bitume. L'étude s'est articulée autour des axes suivants :

(1) Évaluation de l'effet de la substitution partielle du sable de rivière par un sable limoneux concassé afin de déterminer le mélange optimal (ORS) en termes de performances mécaniques ;

(2) Étude du comportement mécanique du mélange ORS renforcé par des fibres de verre de différentes teneurs et longueurs ;

(3) Analyse de l'effet de l'ajout de poussière de clinker (CKD) à différentes proportions et du temps de durcissement sur le comportement du mélange ORS ;

(4) Enfin, évaluation de l'influence de la teneur en émulsion de bitume et du temps de durcissement sur le comportement mécanique du mélange optimal traité.

3.1. Principe de l'essai

Le principe de l'essai est illustré à la Figure II.7. Lors de l'essai, la moitié inférieure de la boîte glisse horizontalement par rapport à la moitié supérieure, sous l'effet d'une force de cisaillement appliquée à vitesse constante (V mm/min), entraînant un déplacement relatif horizontal δl . En parallèle, une charge verticale constante N est appliquée sur la moitié supérieure, simulant la contrainte normale agissant sur le plan de rupture. La contrainte normale moyenne σ_N est obtenue en rapportant la charge verticale N à la surface A de l'échantillon, tandis que la contrainte de cisaillement moyenne τ est calculée en divisant l'effort de cisaillement horizontal T par cette même surface A .

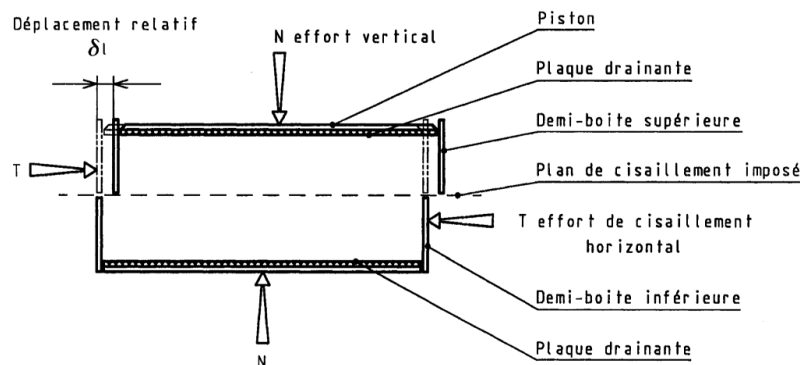


Figure II.7 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement direct

3.2. Appareillage

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude est la boîte de cisaillement directe disponible au laboratoire de géotechnique. Il se compose des éléments suivants :

- Un bâti assurant la stabilité et l'alignement de l'ensemble ;
- Une boîte de cisaillement de type Casagrande, de section carrée, montée sur un chariot mobile entraîné par un moteur à vitesse réglable ;
- Un système d'application de la charge verticale, utilisant un étrier et un ensemble de masses relié à un bras de levier ;

- Des capteurs électroniques pour la mesure du déplacement horizontal δ_1 et vertical δ_H de l'échantillon ;
- Un anneau dynamométrique pour la mesure de l'effort horizontal T appliqué lors du cisaillement ;
- Un système d'acquisition de données (type Arduino), permettant l'enregistrement automatisé des mesures et la génération de courbes et Tableaux sur Excel.

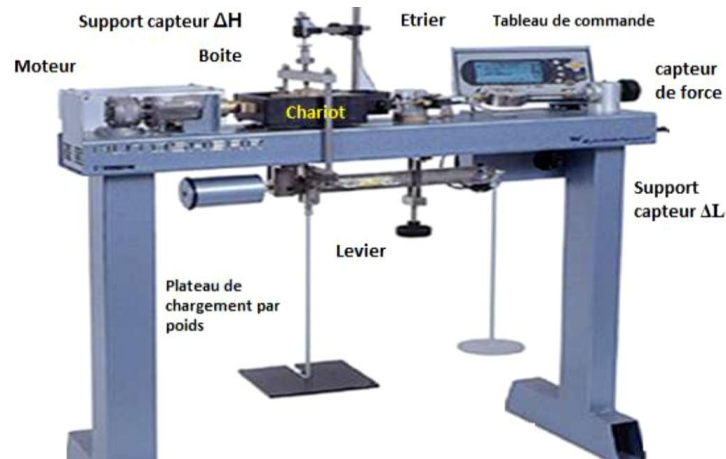


Figure II.8 : Bâti de cisaillement.

3.3. Mode opératoire

La procédure expérimentale débute par l'assemblage de la boîte de cisaillement de type Casagrande. Cette opération consiste à fixer les deux demi-boîtes à l'aide de vis, tout en respectant l'ordre suivant des éléments constitutifs :

La plaque de fond ; Une pierre poreuse ; Une plaque striée inférieure ; L'échantillon de sol ; Une plaque striée supérieure ; Une seconde pierre poreuse ; Et enfin, le couvercle métallique.

L'échantillon est préparé conformément aux exigences spécifiques de l'étude (dont nous parlerons ci-dessous). Selon le type de sol et l'objectif de l'essai, deux approches sont utilisées :

- Pour un sol à faible densité, l'échantillon est placé directement dans la boîte sans compactage préalable.
- Pour les sols à densité moyenne ou élevée, l'échantillon est mis en place en trois couches successives, chaque couche étant compactée de manière homogène jusqu'à atteindre une hauteur finale de 25 mm.

Une fois la boîte remplie et le couvercle installé, l'ensemble est placé sur le bâti de l'appareil de cisaillement. Le piston de chargement est mis en contact à l'aide d'une bille de

transmission, puis les capteurs électroniques (comparateurs) sont installés pour assurer l'enregistrement précis des déplacements verticaux et horizontaux.

La phase suivante consiste à appliquer la charge verticale normale, suivie du cisaillement horizontal selon la procédure d'essai définie.

3.3.1. Préparation des échantillons

3.3.1.1. Sable de rivière substitué par un sable concassé limoneux

Dans le but d'évaluer l'effet de la substitution du sable de rivière (MRS) par un sable concassé (MCS) et son limon (SMCS) sur les propriétés physico-mécaniques du sol, un total de 117 essais de cisaillement direct a été réalisé. Ces échantillons ont été testés sous trois niveaux de contraintes verticales (100, 200 et 300 kPa) et pour trois densités relatives : lâche ($D_r = 20\%$), moyenne ($D_r = 50\%$) et dense ($D_r = 90\%$).

Deux séries de mélanges ont été élaborées (Tableau II.6). Dans la première, le sable de rivière MRS a été mélangé avec le sable concassé MCS selon des proportions de 0 à 40% (par pas de 10%). Tous les sables ont été préalablement lavés et tamisés à 80 μm pour garantir leur propreté. La deuxième série consiste à ajouter différents pourcentages de limon (SMCS) à un mélange optimal préalablement identifié (ORS), selon des taux allant de 0 à 35% (pas de 5%).

Tableau II.6. Programme d'essai des mélanges.

	Mélanges	RS (%)	MCS (%)	SMCS (%)	Normal stress (kPa)
<i>Premiers Programme d'essai</i>	M-I-0	100	0	-	100, 200 et 300
	M-I-10	90	10	-	
	M-I-20	80	20	-	
	M-I-30	70	30	-	
	M-I-40	60	40	-	
<i>Deuxième Programme d'essai</i>	M-II-0	70.0	30.0	0	100, 200 et 300
	M-II-5	66.5	28.5	5	
	M-II-10	63.0	27.0	10	
	M-II-15	59.5	25.5	15	
	M-II-20	56.0	24.0	20	
	M-II-25	52.5	22.5	25	
	M-II-30	49.0	21.0	30	
	M-II-35	45.5	19.5	35	

3.3.1.2. Sable limoneux renforcé par des fibres de verre

Une série d'essais de cisaillement direct (72 testes) a été menée sur un sable limoneux reconstitué (ORS - M-II-15), renforcé par des fibres de verre réparties de manière homogène.

Les échantillons ont été préparés avec des teneurs en fibres de 0.35 à 0.50% (par pas de 0.05%), et avec des longueurs de fibres de 10, 20 et 30 mm. Les essais ont été réalisés pour deux densités relatives : moyenne ($D_r = 50\%$) et dense ($D_r = 90\%$).

Tableau II.7. Programme d'essai des mélanges fibrés.

Mélanges	Q_f (%)	Normal stress (kPa)
ORS-0F	0	100, 200, et 300
ORS-0.35F	0.35	
ORS-0.40F	0.40	
ORS-0.45F	0.45	
ORS-0.50F	0.50	

La procédure de préparation s'est déroulée comme suit : le mélange sec ORS (M-II-15) a d'abord été homogénéisé. Ensuite, les fibres de verre ont été ajoutées aux teneurs définies, puis l'ensemble a été mélangé soigneusement afin d'assurer une répartition uniforme des fibres.

Enfin, la quantité optimale d'eau a été incorporée et le mélange a été malaxé manuellement jusqu'à obtention d'un matériau parfaitement homogène. (Figure II.9).

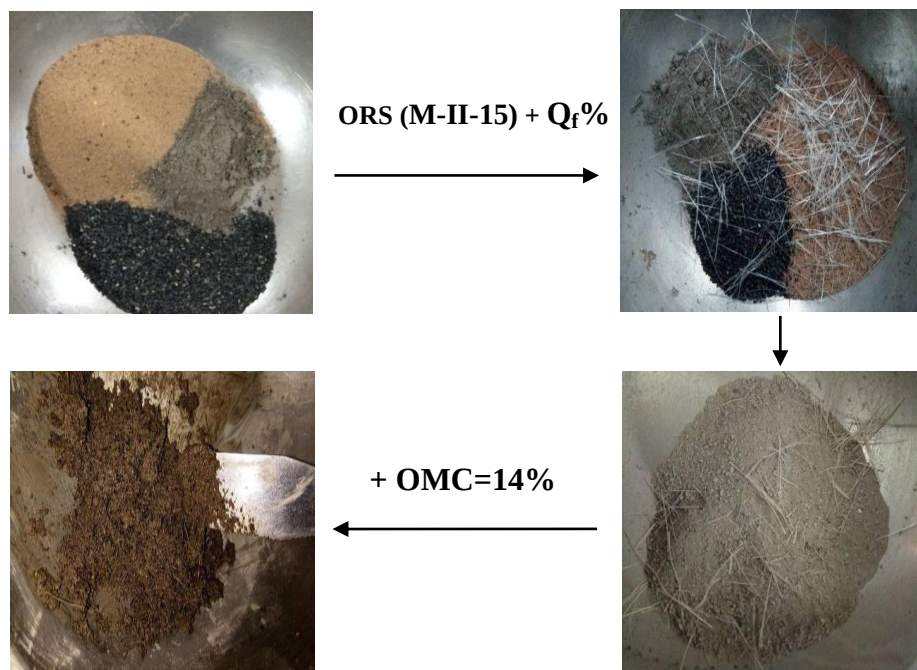


Figure II.9. Mélange de sable de rivière avec le sable concassé et leur limon en la teneur d'eau optimum renforcé par des fibres de verre.

3.3.1.3. Sable limoneux traité par la poussière de clinker.

Soixante (60) échantillons de sable limoneux reconstitué (ORS - M-II-15) ont été stabilisés avec différentes teneurs en poussière de clinker ($CKD = 0, 0.5, 1.5, 2.5$, et 3.5%), à

une teneur en eau constante d'OMC=14%. Les échantillons ont été compactés à $D_r = 50\%$; quinze (15) d'entre eux ont été testés le jour même de leur confection, tandis que les quarante-cinq (45) autres ont été conservés pour des périodes de durcissement de 7, 14 et 28 jours à température ambiante contrôlée (22 ± 2 °C), conformément au programme expérimental présenté dans le Tableau II.8.

La procédure de préparation s'est déroulée comme suit : la poussière de clinker a été d'abord incorporée au sable sec (ORS - M-II-15) selon les proportions spécifiées. Le mélange a été homogénéisé manuellement à sec.

Ensuite, l'eau a été ajoutée à raison de 14% du poids total du mélange, puis malaxée manuellement jusqu'à l'obtention d'un matériau humide et uniforme, prêt à être mis en œuvre (Figure II.10).

Enfin, les échantillons ont ensuite été moulés dans des boîtes de cisaillement direct, (dimensions de 60×60×25 mm), soigneusement compacté pour atteindre la densité cible. Pour évaluer l'effet du temps de cure, ils ont été conservés à température ambiante (22 ± 2 °C) pendant des périodes de 0, 7, 14 et 28 jours avant la réalisation des essais mécaniques (Figure II.11).

Tableau II.8 : Programme des essais traité par la poussière de clinker

Mélange	Teneur en CKD (%)	Temps de la cure (Jrs)	Contrainte Normal (kPa)
0J-0C	0	0	100, 200, et 300
0J-0.5C	0.5		
0J-1.5C	1.5		
0J-2.5C	2.5		
0J-3.5C	3.5		
7J-0C	0	7	
7J-0.5C	0.5		
7J-1.5C	1.5		
7J-2.5C	2.5		
7J-3.5C	3.5		
14J-0C	0	14	
14J-0.5C	0.5		
14J-1.5C	1.5		
14J-2.5C	2.5		
14J-3.5C	3.5		
28J-0C	0	28	
28J-0.5C	0.5		
28J-1.5C	1.5		
28J-2.5C	2.5		
28J-3.5C	3.5		



Figure II.10. Préparation des mélanges avec OMC= 14%.

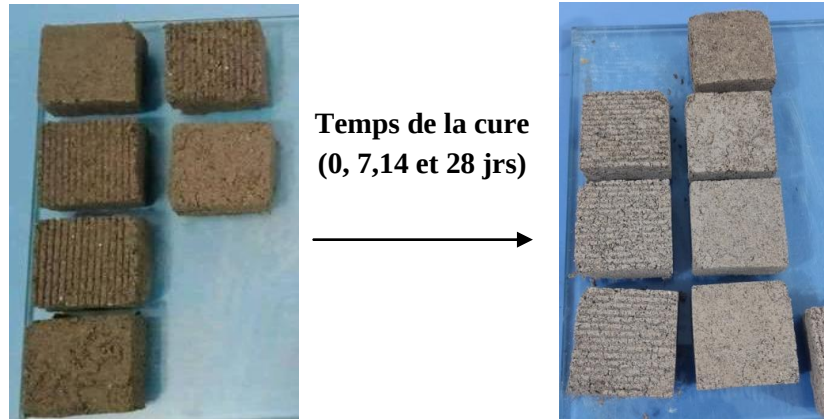


Figure II.11. Préparation des échantillons et laisser sécher.

3.3.1.4. Sable renforcé par l'émulsion de bitume

Une série d'essais de cisaillement direct a été menée afin d'étudier l'effet de l'ajout d'émulsion de bitume sur le comportement au cisaillement d'un sable limoneux reconstitué. L'objectif est d'évaluer l'influence de la teneur en émulsion et du temps de durcissement sur les paramètres de résistance au cisaillement sous différentes conditions de test.

Le programme d'essai a été divisé en deux phases principales :

Première phase (Influence de la teneur en EB) : quarante (40) échantillons préparés avec des taux variables d'émulsion de bitume (0, 3.5, 5, 7 et 10.5%) (Figure.II.12) et testés après 7 jours de durcissement, dans des conditions sèches et immergées, sous quatre contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa). Le Tableau II.9 présente le programme détaillé de cette phase, tandis que la Figure II.12 illustre les étapes de préparation des sols traités avec les différentes teneurs en émulsion.

Deuxième phase (Effet du temps de durcissement) : Vingt-quatre (24) échantillons contenant une teneur fixe de 5% en émulsion de bitume ont été testés après des durcissements de 7, 14 et 28 jours (Tableau II.10), dans les mêmes conditions et contraintes que la première phase. La Figure (II.13) montre les éprouvettes correspondant à cette série, préparées avec 5% d'émulsion.

Tableau II.9 : Programme des essais de l'influence de la teneur en émulsion de bitume (EB%)

Spécimen	Contrainte Normal ((kPa)	Teneur en EB (%)	Temps de la cure (Jrs)	Condition de test
S7J-0EB	25, 50 ; 100 et 200	0	7	Sèche
S7J-3.5EB		3.5		
S7J-5EB		5		
S7J-7EB		7		
S7J-10.5EB		10.5		
I7J-0EB		0		Immergée
I7J-3.5EB		3.5		
I7J-5EB		5		
I7J-7EB		7		
I7J-10.5EB		10.5		

Tableau II.10. Programme des essais de l'influence du temps de durcissement à 5% d'EB

Spéciment	Contrainte Normal ((kPa)	Teneur en EB (%)	Temps de la cure (Jrs)	Condition de test
S_7J_ EB5%	25, 50 ; 100 et 200 kPa	5%	7	Sèche
S_14J_ EB5%			14	
S_28J_ EB5%			28	
I_7J_ EB5%			7	Immergée
I_14J_ EB5%			14	
I_28J_ EB5%			28	

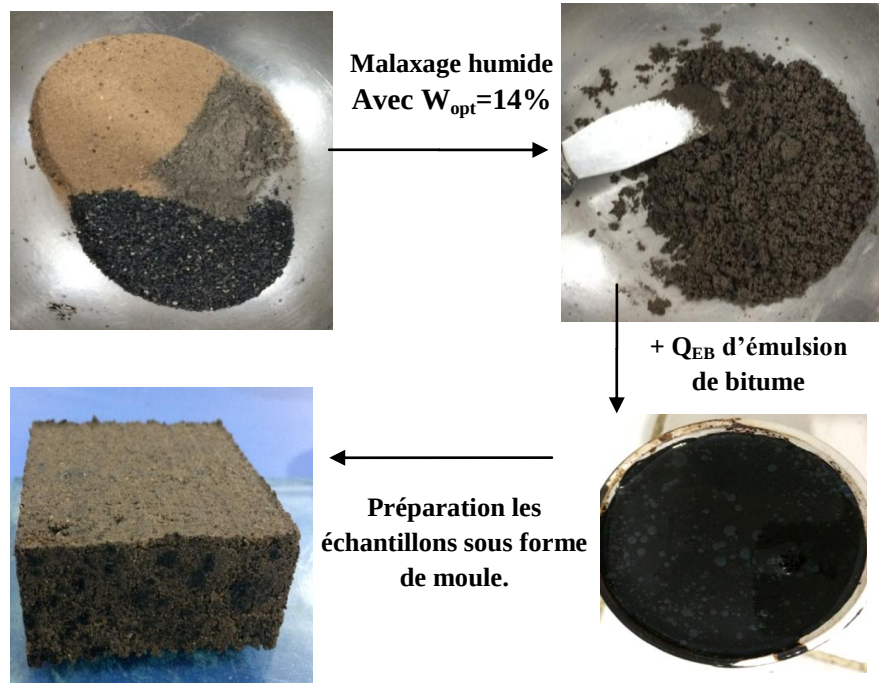


Figure II.12 : Préparation du sol traité avec différentes teneur en émulsion de bitume.

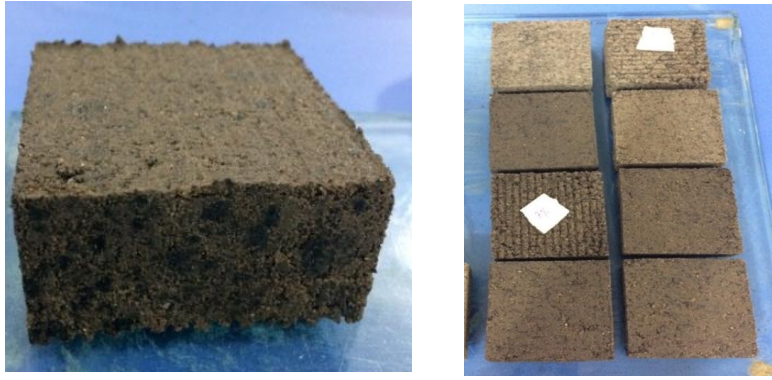


Figure II.13 : *Eprouvettes préparées avec 5% d'émulsion de bitume et laissées au séchage.*

La procédure de préparation s'est déroulée comme suit : le matériau de base (ORS - M-II-15) a d'abord été homogénéisé. Ensuite, **un taux global en fluides de 14%** a été respecté, englobant l'eau et l'émulsion de bitume. Cette dernière a été dosée par l'émulsion de bitume selon les teneurs définies pour chaque série d'échantillons. Le mélange a été malaxé manuellement jusqu'à obtention d'un matériau parfaitement homogène. Enfin, les échantillons ont été compactés dans des moules normalisés de cisaillement direct ($60 \times 60 \times 25$ mm), puis conservés à température ambiante (22 ± 2 °C) pour la phase de durcissement.

3.3.2. Application du chargement et cisaillement

Dans cette phase d'application du chargement et cisaillement, trois niveaux de contrainte normale ont été appliqués — **100, 200 et 300 kPa** — pour les séries d'échantillons destinés à étudier les effets de la substitution, du renforcement par fibres et de l'ajout de poussière de clinker (CKD).

Les échantillons ont été préparés selon trois états de compacité représentatifs : **lâche ($Dr = 20$ %)**, **moyenne ($Dr = 50$ %)** et **dense ($Dr = 90$ %)**.

Par ailleurs, l'analyse de l'influence de la **teneur en émulsion de bitume** et du **temps de durcissement** a été conduite sur des échantillons compactés à une densité relative moyenne ($Dr = 50$ %), soumis à quatre niveaux de contrainte normale plus faibles : **25, 50, 100 et 200 kPa**. Ces essais ont été réalisés sous **conditions sèches et immergées**, afin de mieux cerner l'impact de l'environnement hydrique sur la réponse mécanique du sol traité.

La **phase d'application du chargement** débute par la mise en place de la charge verticale, suivie du relâchement du levier de chargement pour permettre la **consolidation de l'échantillon**. Cette étape est généralement rapide pour les matériaux sableux, mais dans le cas des essais réalisés en condition immergée, une période de consolidation prolongée de 24 heures a été systématiquement respectée.

La **phase de cisaillement** est ensuite engagée par le retrait des vis de blocage de la boîte de cisaillement, autorisant le mouvement relatif des deux moitiés de la cellule. Le cisaillement

est conduit à une **vitesse de déplacement constante** de **1 mm/min en conditions sèches**, et **0,5 mm/min en milieu saturé**, conformément aux recommandations de la littérature afin d'éviter la génération de surpressions interstitielles.

Chaque essai est poursuivi jusqu'à atteindre un **déplacement horizontal de 10 mm**, seuil à partir duquel l'appareil arrête automatiquement le test. À l'issue de chaque essai, la boîte de cisaillement de type **Casagrande** est soigneusement vidée, nettoyée et préparée pour l'essai suivant.

L'ensemble Les **données expérimentales** enregistrées comprennent la **force de cisaillement (T)**, la **variation volumique (δV)** et le **déplacement horizontal (δh)**. Celles-ci sont exportées sous format **Excel** et exploitées sous forme de **tableaux et de courbes** afin d'interpréter la réponse mécanique des différents mélanges testés.

4. Répétabilité des essais

Afin de vérifier le bon fonctionnement des dispositifs expérimentaux et la validité des résultats, une étude de répétabilité a été réalisée dans des conditions initiales identiques.

La Figure II.14 illustre deux essais de répétabilité réalisés à l'aide de la boîte de cisaillement sur du sable propre d'Oued Mzî, sous une contrainte normale de 200 kPa et une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$).

On remarque également une très bonne répétabilité dans les deux courbes de contrainte de cisaillement et le déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, donc, la fiabilité du dispositif et la procédure expérimentale est validé.

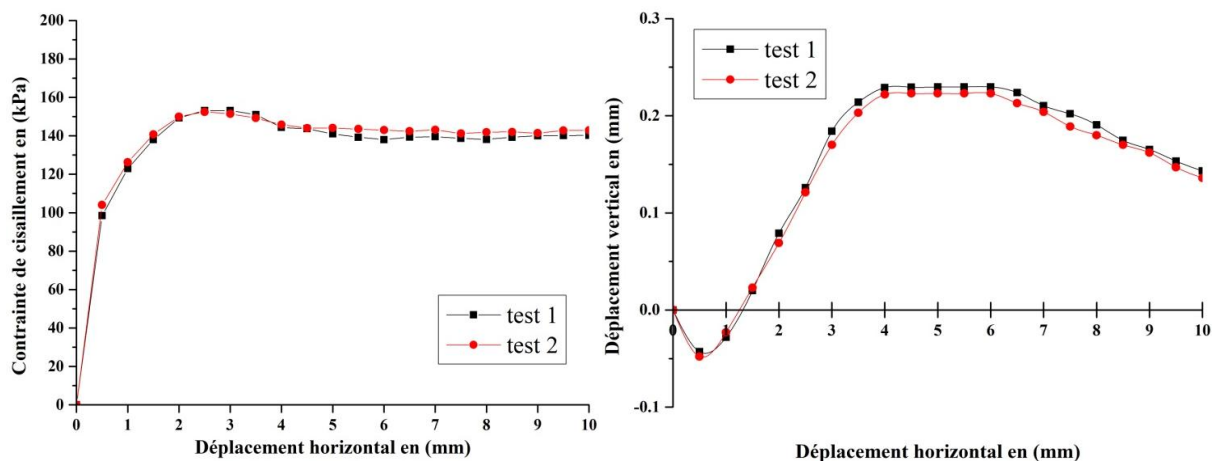


Figure II.14. Essais de répétabilité sur le sable de base ($D_r = 50\%$, $P_c = 200$ kPa) :

- (a) - Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal.
- (b) - Evolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontale.

5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ensemble des matériaux et des dispositifs expérimentaux utilisés pour l'étude du comportement mécanique de sables limoneux traités par différents additifs.

Les matériaux de base — sable de rivière, sable concassé et limon associé — ont été caractérisés et combinés afin de reconstituer un sable limoneux représentatif des sols naturels étudiés. Cette reconstitution a permis d'évaluer l'effet de divers procédés de renforcement :

- Ajout de fibres de verre, à différentes longueurs et teneurs pour un renforcement mécanique ;
- Incorporation de poussière de clinker (CKD), pour un traitement cimentaire ;
- et Utilisation d'émulsion de bitume, pour une stabilisation physico-chimique.

Les essais ont été menés en faisant varier des paramètres essentiels tels que la densité relative et la contrainte normale, selon un protocole de préparation rigoureusement contrôlé afin d'assurer la reproductibilité des résultats.

Le dispositif de la boîte de cisaillement direct, décrit en détail, s'est révélé adapté et fiable pour l'étude du comportement au cisaillement des mélanges sol-additif.

Enfin, les essais de répétabilité réalisés ont confirmé la fiabilité du matériel et des procédures adoptées, validant ainsi la méthodologie expérimentale qui servira de base aux analyses et interprétations présentées dans les chapitres suivants.

Chapitre III

*Effet de sable concassé et de leur limon
sur le comportement physico-mécanique
du sable de rivière*

1. Introduction

L'Algérie connaît depuis quelques années une expansion rapide de ses infrastructures routières, ferroviaires et urbaines, entraînant une forte demande en granulats, matériaux essentiels du secteur du BTP. Cette consommation intensive génère d'importants volumes de déchets, les granulats représentant près de 20 % des résidus produits, soit environ 13,5 millions de tonnes par an, en raison de leur forte teneur en fines (Guemmadi et Houari, 2009). La production de sable concassé s'accompagne également de rejets considérables de fines calcaires, souvent sous forme de poussières non valorisées, posant des risques environnementaux et sanitaires (Safiddine et al., 2017 ; 2021).

Face à ce constat, plusieurs études menées en Algérie ont cherché à valoriser ces sous-produits, notamment sous forme de sable concassé (MCS) et de limon de sable concassé (SMCS), utilisés dans les bétons (Safiddine et al., 2017 ; 2021 ; Abbou et al., 2020 ; Skender et al., 2021 ; Logbi et al., 2023) ou pour l'amélioration des sols (Ibrahim et al., 2020).

Ces recherches ont montré que la morphologie anguleuse des grains issus du concassage favorise un meilleur emboîtement granulaire et accroît la résistance au cisaillement, contrairement aux sables arrondis (Holtz & Gibbs, 1956 ; Cho et al., 2006).

Cependant, un excès de fines peut réduire cette résistance au-delà de seuils critiques de 15 à 20 % (Belkhatir et al., 2010, Monkul et al., 2016, Monkul et al., 2017, Cherif Taiba et al., 2018, Benessalah et al., 2021).

La présente étude s'inscrit dans cette logique de valorisation durable et vise à évaluer l'effet de l'incorporation de MCS et SMCS sur le comportement physico-mécanique d'un sable de rivière reconstitué, contribuant ainsi à la réduction des déchets et à l'amélioration des performances géotechniques des matériaux utilisés en infrastructures.

2. Comportement physique

Afin de caractériser les propriétés physiques des mélanges de sable étudiés, une série de trois essais fondamentaux a été réalisée : l'analyse granulométrique, la mesure de la densité, et la détermination des indices des vides.

Ces essais ont été menés conformément aux normes françaises en vigueur, à savoir (NF-P94-056, 1996), (NF-P94-054, 1991) et (NF-P94-059, 2000), respectivement. Les résultats obtenus fournissent un aperçu détaillé de la variation des caractéristiques physiques en fonction de la teneur en sable concassé (MCS) et en fine calcaire SMCS dans les mélanges.

2.1. Caractéristiques physiques en fonction de la teneur en sable concassé (MCS)

2.1.1. Analyse granulométriques

Les distributions granulométriques des mélanges de sable reconstitués avec des teneurs variables en MCS (0, 10, 20, 30 et 40%) sont illustrées dans la Figure III.1. Le sable de rivière pur (MRS) présente une distribution granulométrique relativement uniforme, avec une majorité de particules de taille moyenne, caractéristique d'un sable roulé bien gradué. L'introduction progressive de MCS dans le mélange induit un déplacement des courbes granulométriques vers des tailles de particules plus grossières, reflétant un enrichissement du squelette granulaire en éléments grossiers.

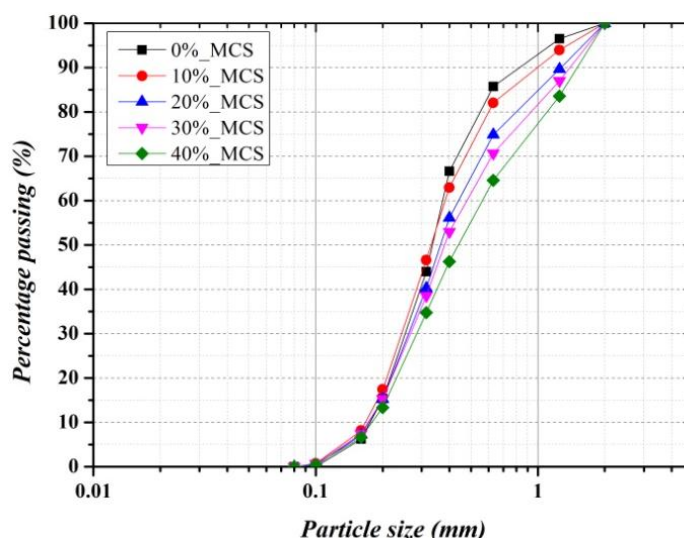


Figure III.1 : Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude : Mélanges de sable MRS avec sable MCS.

Le Tableau III.1 présente les caractéristiques granulométriques et physiques dérivés de ces distributions, notamment les diamètres caractéristiques (D_{10} , D_{30} , D_{50} , D_{60}), les indices des vides ($e_{\max}$ et $e_{\min}$), les coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c). On observe une légère augmentation des diamètres caractéristiques avec la teneur en MCS, ce qui confirme l'évolution vers des particules plus grossières. Toutefois, cette augmentation reste modérée, permettant au mélange de conserver une bonne compacité globale.

L'analyse des coefficients C_u et C_c montre également une évolution vers une meilleure gradation. Ces coefficients augmentent légèrement avec l'ajout de MCS, tout en restant dans la plage des matériaux bien gradués. La structure granulaire est améliorée par l'ajout de MCS. Cette tendance suggère une amélioration du comportement granulaire, la distribution des tailles de particules restant équilibrée sans introduction excessive de discontinuité dans le squelette granulaire.

Tableau III.1. Propriétés physiques des mélanges de sables propres.

	Mélanges de sables					
MCS (%)	0	10	20	30	40	100
G_s	2,646	2,656	2,663	2,674	2.682	2.741
e_{max}	0,904	0,893	0,884	0,868	0.852	1.097
e_{min}	0,607	0,600	0.586	0,576	0.547	0.722
D_{50} (mm)	0,330	0.345	0.362	0.391	0.451	0.33
D_{60} (mm)	0,394	0.381	0.434	0.479	0.562	0.580
D_{30} (mm)	0,259	0.241	0.258	0.267	0.285	0.259
D_{10} (mm)	0,177	0.164	0.178	0.180	0.182	0.191
Cu	2,226	2.323	2.438	2.661	3.088	3.037
Cc	0,962	0.930	0.862	0.827	0.794	0.606

En termes de compacité, les résultats indiquent une amélioration de la structure du mélange. Les particules anguleuses issues du MCS contribuent à combler les vides intergranulaires du sable roulé, entraînant une réduction des indices des vides maximaux et minimaux (e_{max} , e_{min}). Ce phénomène est favorable à la densification du sol, car l'interpénétration des grains anguleux augmente les points de contact et favorise une meilleure stabilité mécanique.

2.1.2. Évolution des indices des vides

La Figure III.2 illustre l'évolution des indices des vides minimum (e_{min}) et maximum (e_{max}) pour les mélanges de sable reconstitués contenant différentes proportions de sable concassé calcaire (MCS). Les résultats montrent que l'ajout de MCS influence significativement la structure granulaire du matériau, avec des effets notables sur la compacité du squelette granulaire.

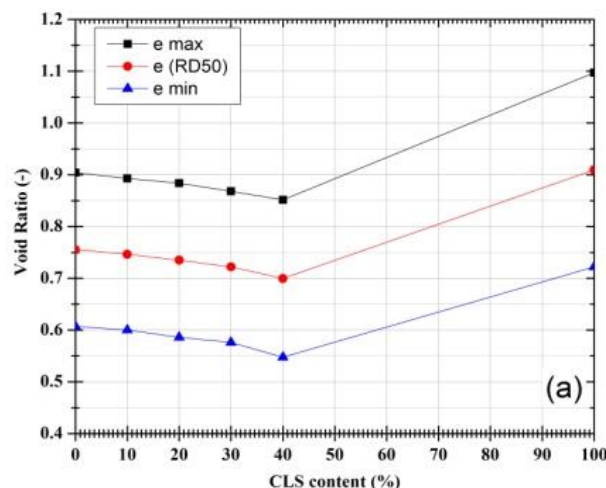


Figure III.2. Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la teneur en sable concassé MCS.

Jusqu'à une teneur de 40% en MCS, on observe une diminution quasi linéaire des indices de vide, traduisant une amélioration progressive de la compacité du mélange. Cette tendance peut s'expliquer par l'introduction de particules anguleuses et plus fines issues du MCS, qui viennent s'insérer dans les interstices laissés par les grains arrondis du sable de rivière. Cette meilleure intergradation des particules favorise un agencement plus dense, réduisant ainsi les espaces vides.

Cependant, au-delà de cette teneur critique de 40%, les valeurs de $e_{\min}$ et $e_{\max}$ recommencent à croître. Cette inversion de tendance est attribuée à l'augmentation de l'excentricité et de l'angulosité des particules concassées. En effet, à forte concentration, ces particules peuvent engendrer un empilement moins efficace en raison de leur géométrie irrégulière, perturbant ainsi l'arrangement granulaire et générant des espaces vides supplémentaires (Cho et al., 2006).

Ces observations mettent en évidence l'existence d'un seuil optimal de substitution en MCS, situé aux alentours de 40%, au-delà duquel les bénéfices liés à l'amélioration de la compacité commencent à s'atténuer, voire à s'inverser.

2.2. Caractéristiques physiques en fonction de la teneur en limon (SMCS)

2.2.1. Analyse granulométriques

La courbe granulométrique (Figure III.3) illustre la distribution des tailles de particules pour des mélanges de sable limoneux reconstitué contenant 30% de sable calcaire concassé (MCS) et des teneurs variables en limon de calcaire (SMCS) allant de 0 à 35%.

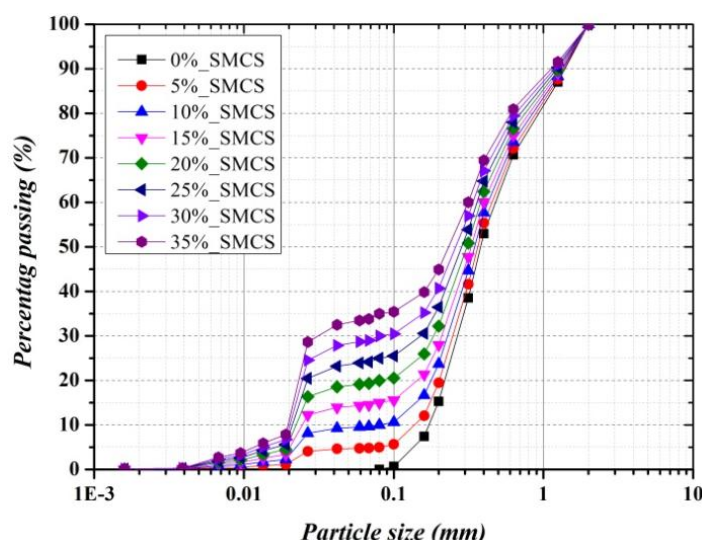


Figure III.3. Courbes granulométriques des différents mélanges de sable ORS avec limon SMCS.

Pour le mélange sans SMCS (0% de fines), la distribution granulométrique est relativement bien graduée, avec une présence notable de particules fines due au MCS. Avec

l'ajout progressif de SMCS, la courbe se déplace vers des tailles de particules plus fines, reflétant l'introduction de particules de limon qui modifient la distribution granulométrique en augmentant la proportion de fines. À 35% de SMCS, la courbe montre une augmentation significative des particules fines, indiquant que le mélange est dominé par les caractéristiques du limon.

Le Tableau III.2 fournit des données quantitatives sur les caractéristiques physiques des mélanges, notamment les diamètres caractéristiques (D₅₀) et les coefficients d'uniformité (Cu) et de courbure (Cc).

Pour des teneurs en SMCS comprises entre 0 et 20%, le diamètre D₅₀ diminue progressivement, ce qui est cohérent avec la courbe granulométrique montrant un déplacement vers des particules plus fines. Cela confirme que les particules fines du limon remplissent les vides, améliorant ainsi la compacité du mélange. Au-delà de 20% de SMCS, le diamètre D₅₀ continue de diminuer, atteignant 0,243 mm à 35% de SMCS, ce qui correspond à une forte présence de particules fines observée sur la courbe.

Tableau III.2. Propriétés physiques des mélanges de sable ORS –limon SMCS.

Propriétés	SMCS (%)	G _s (-)	e _{max} (-)	e _{min} (-)	D ₅₀ (mm)	Cu (-)	Cc (-)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
ORS	0	2.674	0.868	0.576	0.391	2.661	0.827	-	-	-
	5	2.675	0.801	0.452	0.362	3.290	0.982	-	-	-
	10	2.681	0.784	0.403	0.350	5.338	1.535	-	-	-
	15	2.682	0.778	0.384	0.333	12.618	3.478	-	-	-
	20	2.689	0.770	0.362	0.311	14.377	3.390	-	-	-
	25	2.693	0.839	0.410	0.297	14.694	2.620	-	-	-
	30	2.694	0.884	0.456	0.270	14.506	0.813	-	-	-
	35	2.699	0.978	0.496	0.243	14.000	0.221	-	-	-
Silt MCS	100	2.740	-	-	0.029	16.842	0.087	26.25	21.11	5.14

En ce qui concerne les coefficients d'uniformité (Cu) et de courbure (Cc), ils augmentent modérément entre 0 et 20% de SMCS, indiquant une granulométrie moins uniforme mais toujours bien graduée. Cela est en accord avec la courbe, qui montre une distribution des tailles de particules favorisant une bonne compacité.

Cependant, au-delà de 20% de SMCS, les coefficients Cu et Cc augmentent fortement, signalant une granulométrie moins uniforme et une distribution déséquilibrée des tailles de particules.

2.2.2. Évolution des indices des vides

La variation des indices des vides extrêmes ($e_{\min}$ et $e_{\max}$) des mélanges sable-limon est représentée dans la Figure III.4.

L'analyse de ces résultats met en évidence l'impact significatif de l'ajout de fines calcaires, issues du sable concassé (SMCS), sur la structure granulaire des sables reconstitués. Jusqu'à une teneur de 20% en SMCS, les indices des vides diminuent de manière progressive. Cette tendance est attribuée à l'effet de remplissage des particules fines, qui s'insèrent efficacement dans les interstices laissés entre les grains de sable plus grossiers. Ce phénomène réduit la porosité globale du mélange, améliore la compacité, et contribue ainsi à une densité sèche plus élevée.

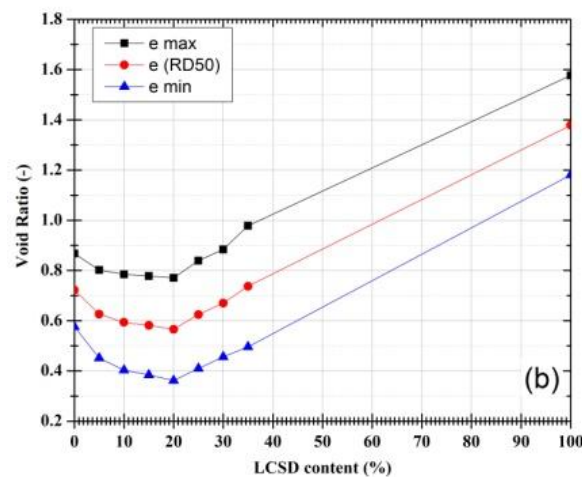


Figure III.4 : Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la teneur en limon SMCS.

Cependant, au-delà de ce seuil de 20%, une inversion de tendance est observée : les valeurs d' $e_{\min}$ et $e_{\max}$ augmentent de nouveau. Cette évolution s'explique par la transition du rôle des fines dans le squelette granulaire. En dépassant un certain taux, les fines cessent d'agir uniquement comme matériau de remplissage et commencent à influencer activement la structure globale du mélange. Elles forment alors un réseau continu ou semi-continu, susceptible de perturber l'arrangement des grains de sable.

Ce comportement conduit à une dégradation de la compacité et à une augmentation des espaces vides (Cubrinovski et Ishihara, 2002).

3. Comportement mécanique.

Cette section analyse l'effet de l'incorporation de sable concassé (MCS) et de limon de sable concassé (SMCS) sur les propriétés mécaniques des sables reconstitués. À travers des 36 essais de cisaillement direct, l'étude évalue la résistance au cisaillement, l'angle de frottement et

la dilatance en fonction de la teneur en MCS et SMCS, sous différentes contraintes normales et à densité constante.

3.1. Effet de la teneur en sable concassé MCS

3.1.1. Résistance au cisaillement

L'influence de la teneur en sable concassé (MCS) sur le comportement au cisaillement des sables reconstitués a été examinée à travers une série d'essais de cisaillement direct, réalisés sur des échantillons contenant 0, 10, 20, 30 et 40% de MCS. Tous les échantillons ont été préparés à une densité relative constante de 50%, et testés sous trois niveaux de contrainte normale : 100, 200 et 300 kPa.

La Figure III.5 illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour chaque teneur en MCS et pour chaque niveau de contrainte appliqué.

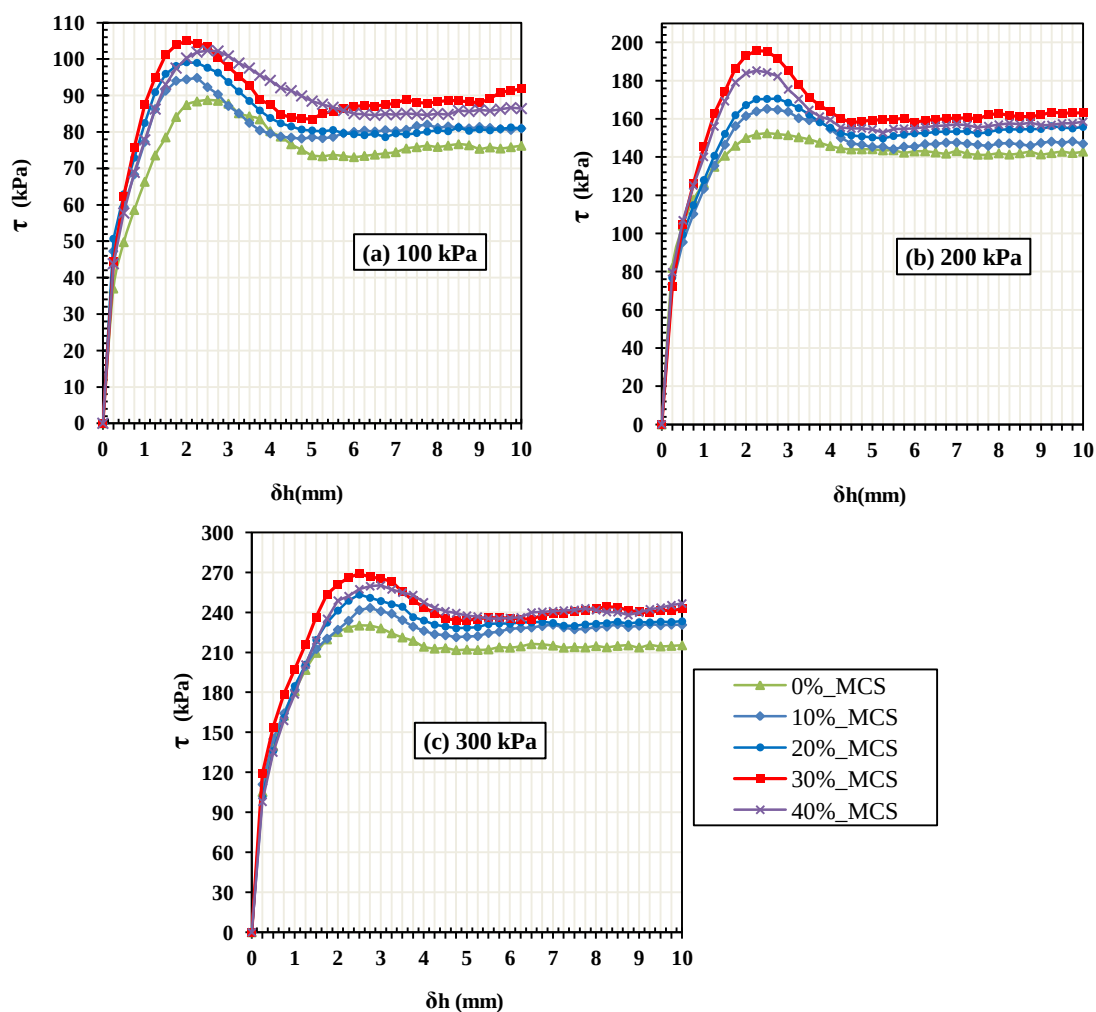


Figure III.5. Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal en cisaillement pour le MRS mélangé à différentes teneurs en MCS à la contrainte normale : (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa.

L'ensemble des courbes obtenues présente un comportement typique des sols non cohésifs : une augmentation rapide de la résistance au cisaillement au début du déplacement, atteignant un pic, suivie d'une réduction modérée (phénomène d'adoucissement post-rupture), avant de se stabiliser à un plateau résiduel. Ce type de réponse mécanique est cohérent avec les observations de Gilbert et Byrne (1996) et Igwe (2018), qui décrivent le comportement d'adoucissement progressif dans les matériaux granuleux.

De plus, L'analyse des résultats met en évidence que l'ajout de MCS améliore notablement la résistance maximale au cisaillement, en particulier aux teneurs de 30% et 40%. Cette amélioration est attribuée à la nature anguleuse des grains concassés, qui favorise une meilleure interconnexion et un renforcement de l'imbrication interparticulaire. Cette structure plus rigide limite les réarrangements des grains et augmente la friction interne, contribuant ainsi à une augmentation de la résistance du matériau (Schanz et Vermeer, 1996 ; Hamidi et al., 2009 ; Nafisi et al., 2018 ; Nie et al., 2022 ; Daghistani et Abuel-Naga, 2023).

Quantitativement, les gains en résistance au cisaillement observés pour les mélanges optimaux atteignent environ 18%, 29% et 17% sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa respectivement. L'influence de la contrainte normale elle-même est également significative : une contrainte de 300 kPa permet de mieux mobiliser la résistance des mélanges, stabilisant les courbes post-pics et réduisant les effets d'adoucissement.

Cependant, à la teneur maximale de 40% en MCS, une légère diminution de la résistance au cisaillement a été constatée par rapport à celle observée à 30%. Cette baisse peut s'expliquer par une augmentation des indices des vides (e_{min} et e_{max}) au-delà du seuil optimal, en raison d'une augmentation de l'excentricité et de la rugosité excessive des particules. Ce phénomène conduit à une densité globale plus faible du mélange, ce qui compromet partiellement l'efficacité de l'imbrication entre les grains et affaiblit la structure (Cho et al., 2006 ; Shabong et al., 2023).

3.1.2. Paramètres Mohr-Coulomb

L'impact de la teneur en MCS sur l'évolution de l'angle de frottement interne (ϕ) du sable de rivière a été analysé à travers les résultats présentés dans la Figure III.6.

L'augmentation progressive de la teneur en MCS entraîne une amélioration significative de l'angle de frottement, atteignant une valeur maximale d'environ 43° pour une teneur de 30% de MCS, soit un gain de 12% par rapport au sable de référence. Cette amélioration est largement attribuée à la morphologie angulaire des particules concassées qui favorise

l'imbrication intergranulaire et accroît les forces de friction entre les grains (Been et Jefferies, 1985 ; Cho et al., 2006 ; Guo et Su, 2007 ; Abbireddy et Clayton, 2015).

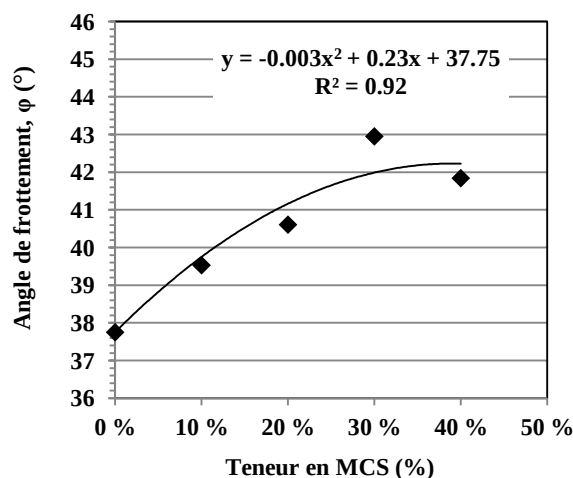


Figure III.6. Effet de la teneur en MCS sur l'angle de frottement.

Au-delà de 30% de MCS, on observe toutefois une diminution de l'angle de frottement. Cette inversion de tendance peut être attribuée à l'excès de particules fines généré par les fractions les plus petites du MCS. Ces fines, en s'insérant entre les particules plus grossières, réduisant les interactions interparticulaires efficaces entre grains anguleux et limitent les effets positifs de l'angularité, ce qui entraîne une diminution de la friction interne (Vallejo, 2001 ; Thevanayagam et al., 2002 ; Shabong et al., 2023).

Ainsi, il apparaît qu'une teneur optimale de 30% en MCS permet de maximiser la contribution de la forme granulaire à la résistance au cisaillement, tout en évitant les effets négatifs liés à une surabondance de fines.

3.1.3. Changement volumique

La Figure III.7 illustre le comportement volumétrique des sables reconstitués en MCS, sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa), à travers les courbes de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Trois phases caractéristiques sont identifiables au cours du cisaillement : une contraction initiale, suivie d'une phase dilatante atteignant un pic, puis d'une contraction finale jusqu'à rupture.

Sous faible contrainte normale (100 kPa), les mélanges contenant 10 et 20% de MCS montrent un comportement dilatant plus prononcé que le sable de rivière pur. Cette dilatation est attribuée à une structure granulaire plus dense et plus stable, favorisée par les particules anguleuses du MCS.

Ces dernières permettent un arrangement efficace des grains, réduisant l'indice de vide initial et favorisant la réorganisation interparticulaire pendant le cisaillement (Lu et al., 2019).

Ce comportement est en accord avec la théorie de la dilatance proposée par Bolton (1986), qui relie la dilatation à la densité relative et à la résistance au cisaillement mobilisée.

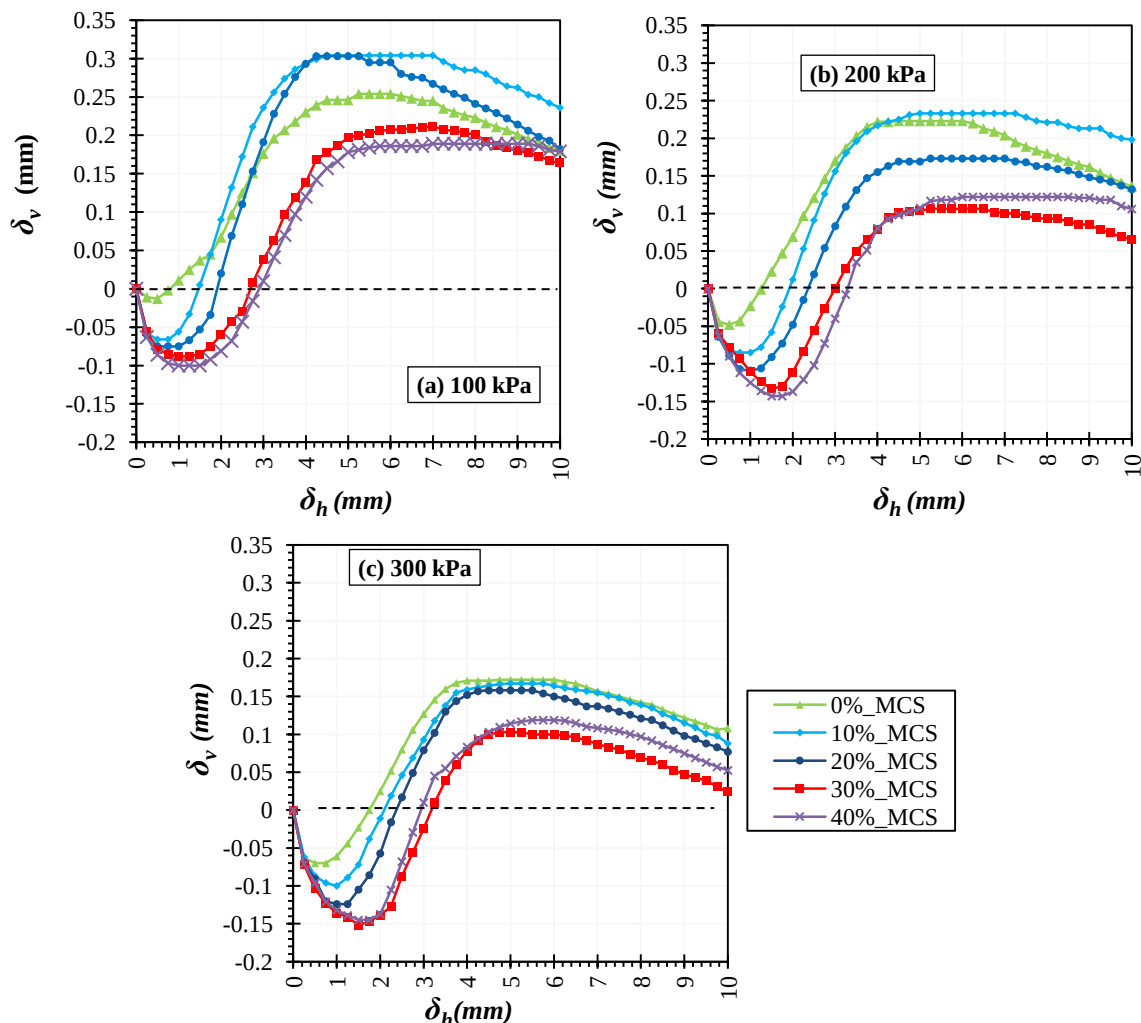


Figure III.7. Courbe de déplacement vertical/déplacement horizontal en cisaillement pour le sable mélangé à diverses teneurs en MCS à une contrainte normale : (a) 100kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa

Cependant, lorsque la teneur en MCS dépasse 20%, une diminution de la dilatance est observée. Cette évolution traduit une limitation croissante de la mobilité granulaire, liée à un enchaînement plus rigide des grains anguleux, qui restreint les mouvements expansifs lors du cisaillement (Cho et al., 2006).

En d'autres termes, à haute teneur en MCS, la structure granulaire devient plus verrouillée, ce qui inhibe la dilatation tout en augmentant potentiellement la stabilité à court terme.

Par ailleurs, la phase de contraction devient plus prononcée à des contraintes normales plus élevées (200 et 300 kPa), les mélanges tendent à adopter un comportement de contraction plus marqué, notamment pour les teneurs de 30 et 40% en MCS. Cela suggère que la contrainte normale accentue la compaction du matériau et réduit la capacité de dilatation,

indépendamment de la teneur en MCS. Ainsi, l'interaction entre la forme des particules, leur teneur et la contrainte appliquée montre l'importance cruciale de l'optimisation mécanique de la teneur en MCS pour équilibrer les phases de contraction et d'expansion.

3.2. Effet de la teneur en limon du sable concassé (SMCS)

Sur la base des résultats obtenus lors de la première étape, il a été établi que le sable reconstitué contenant 30% de sable calcaire concassé (MCS) présentait les performances mécaniques les plus élevées en termes de résistance au cisaillement et d'angle de frottement interne.

Sur cette base, la seconde phase expérimentale vise à évaluer l'effet de limon de sable calcaire (SMCS) sur les propriétés mécaniques de ce mélange optimal (ORS).

À cet effet, différents teneurs de SMCS (de 0 à 35%) ont été incorporées au ORS, et les échantillons ont été soumis à des essais de cisaillement direct sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa, à une densité relative constante de 50%.

3.2.1. Résistance au cisaillement

La Figure III.8 représente l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges ORS-SMCS soumis à diverses contraintes normales.

Les résultats indiquent clairement que le sable propre reconstitué (sans limon) développe une résistance au cisaillement supérieure à celle des mélanges contenant des particules fines. Ce comportement est particulièrement marqué dans les premiers millimètres de déplacement (0–2 mm), où les mélanges enrichis en SMCS présentent une réduction rapide de la résistance.

Cette diminution est attribuée à l'augmentation de la contractilité due aux particules fines pendant l'essai, qui remplissent les vides et réduisent la friction interne entre les particules de sable (Arab et al., 2009 ; Belkhatir et al., 2010 ; Monkul et al., 2016, 2017 ; Bouri et al., 2019 ; Aouali et al., 2019 ; Nougat et al., 2021).

En revanche, à des déplacements plus importants, une stabilisation de la résistance est observée pour les mélanges contenant plus de 15% de SMCS, ce qui suggère une certaine cohésion structurelle du matériau, possiblement liée à l'effet de colmatage et à la formation de micro-structures stables entre les grains (Ishihara, 1996 ; Lade & Yamamuro, 1997).

Cette tendance indique que bien qu'une teneur modérée en SMCS puisse améliorer la compacité et la cohésion résiduelle, des proportions excessives peuvent engendrer des effets délétères sur les performances mécaniques globales.

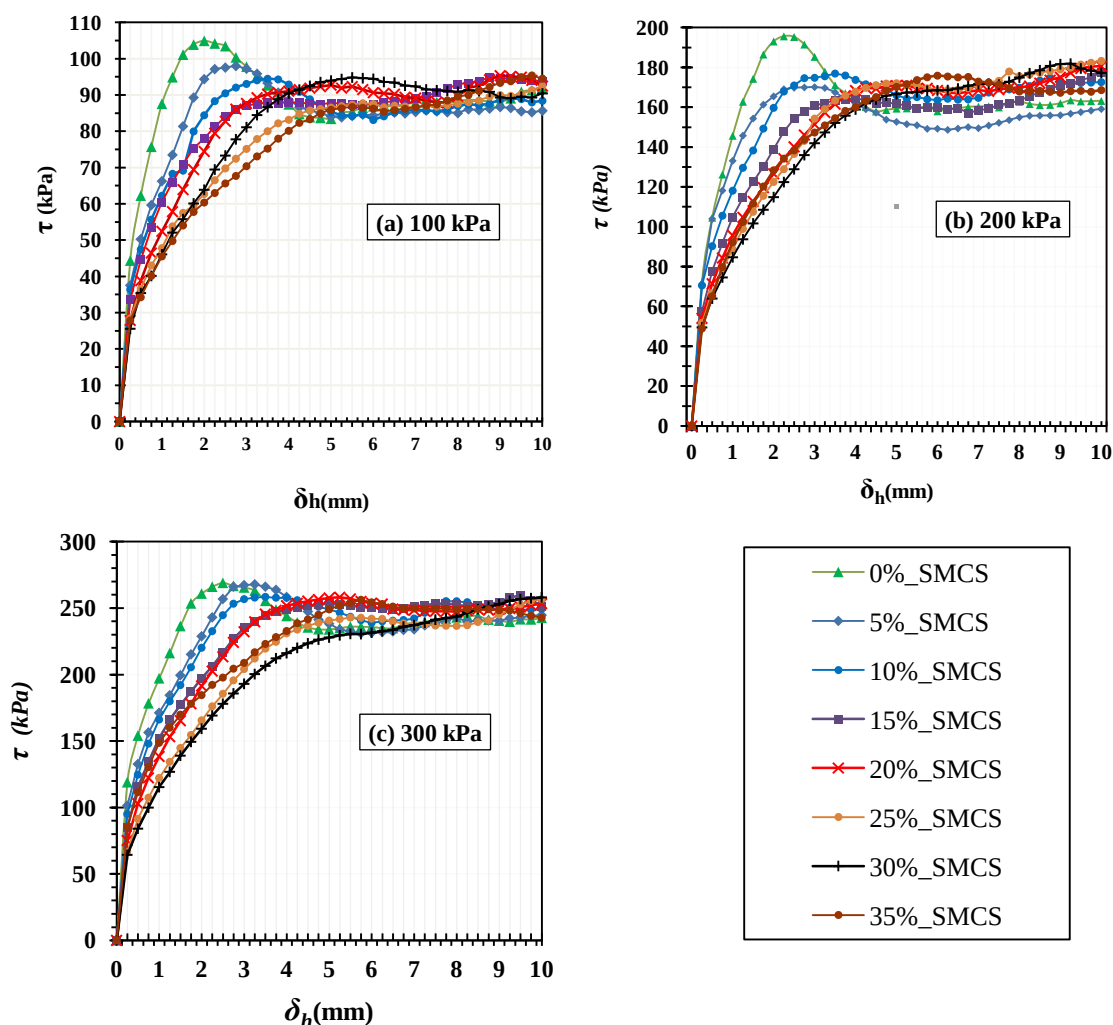


Figure III.8. Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal en cisaillement pour le sable propre reconstitué (ORS) mélangé à diverses teneurs en SMCS, sous contrainte normale : (a) 100 kPa, (b) 200 kPa, et (c) 300 kPa.

3.2.1.1. Résistance au cisaillement maximale et résiduelle

Les effets de la teneur en SMCS sur la résistance maximale (τ_{peak}) et la résistance résiduelle (τ_{res}) sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) sont présentés dans la Figure III.8.

L'analyse des résultats révèle une diminution quasi linéaire de τ_{peak} avec l'augmentation de la teneur en SMCS, indépendamment de la contrainte normale appliquée. Sous une contrainte de 100 kPa, τ_{peak} passe de 104,96 kPa (SMCS = 0%) à 94,34 kPa (SMCS = 35%), soit une baisse de -10%. Des tendances similaires sont observées sous 200 kPa (réduction de 195,66 à 185 kPa, soit -5,4%) et sous 300 kPa (réduction de 268,97 à 253,41 kPa, soit -5,8%).

Cette diminution de la résistance maximale est principalement due à l'effet lubrifiant des fines, qui réduisent l'imbrication et les contacts effectifs entre grains grossiers,

affaiblissant la structure granulaire et sa capacité à résister aux charges externes (Shen et al., 2021 ; Li et al., 2023 ; Ouici et al., 2024).

L'effet des fines est par ailleurs plus prononcé à faible contrainte normale que sous des contraintes élevées, en accord avec les observations de Xiao et al. (2017), selon lesquelles l'impact des particules fines sur la structure granulaire est plus significatif dans des conditions de faible confinement.

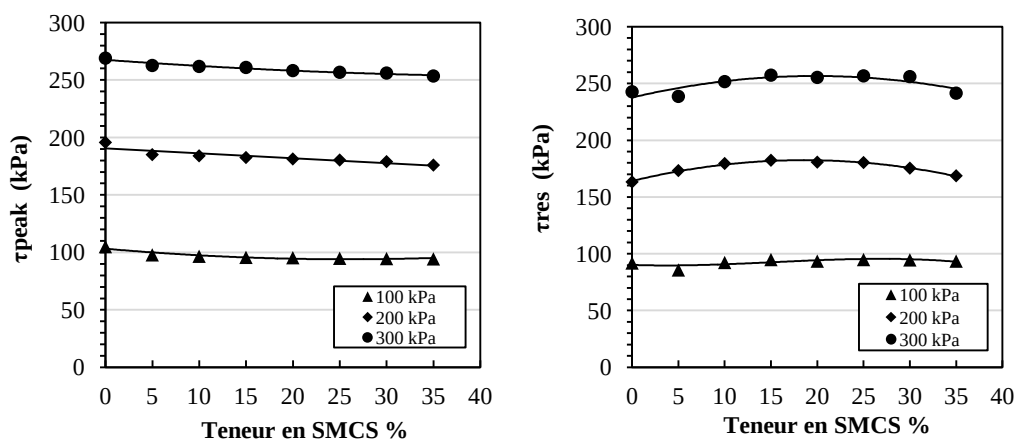


Figure III.9. Effet de la teneur en SMCS sur la résistance au cisaillement maximale et résiduelle, sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

En revanche, l'évolution de la résistance résiduelle (τ_{res}) suit une tendance parabolique en fonction de la teneur en SMCS. Elle augmente avec l'ajout de SMCS jusqu'à un seuil critique situé autour de 15%, au-delà duquel une diminution est observée.

Par exemple, sous 100 kPa, τ_{res} passe de 85,70 kPa (0% SMCS) à 94,89 kPa (15% SMCS), correspondant une amélioration de 10,7%. Des hausses similaires sont notées sous 200 kPa (+11%) et 300 kPa (+9,0%). Cette amélioration est attribuée à une imbrication optimale entre fines et grains de sable pendant le cisaillement, favorisant une compaction efficace et une stabilité accrue lors de la phase post-pic (Shi et al., 2024).

Cependant, au-delà de 15% de SMCS, τ_{res} diminue progressivement. Ce déclin s'explique par un excès de fines qui agissent comme agent de séparation entre les grains, réduisant les liaisons intergranulaires et affaiblissant la cohésion globale du mélange. L'interférence excessive de ces fines désorganise le squelette granulaire, rendant le matériau plus compressible et moins résistant.

En somme, ces résultats mettent en évidence un comportement dual : une teneur modérée en SMCS ($\leq 15\%$) peut améliorer la résistance résiduelle grâce à l'effet d'imbrication, tandis qu'un excès de particules fines ($> 15\%$) devient nuisible tant à la résistance maximale qu'à la résistance résiduelle. Cette compréhension est essentielle pour

guider le dosage optimal de SMCS dans des applications de stabilisation ou de renforcement des sols sableux.

3.2.2. Angle de frottement

L'influence de la teneur en limon de sable calcaire (SMCS) sur l'angle de frottement maximal (ϕ_{Peak}) et l'angle de frottement résiduel (ϕ_{Res}) du sable propre reconstitué (ORS) est illustrée à la Figure III.10.

Les résultats des essais montrent indiquer une diminution progressive de l'angle de frottement maximal avec l'augmentation de la teneur en SMCS. Cette tendance est principalement attribuée à l'introduction de particules fines, qui remplissent les vides intergranulaires et altèrent les contacts entre les grains grossiers, réduisant ainsi les effets d'imbrication et de frottement (Been et Jefferies, 1985 ; Monkul et Özden, 2007 ; Najjar et al., 2015 ; Bouri et al., 2019).

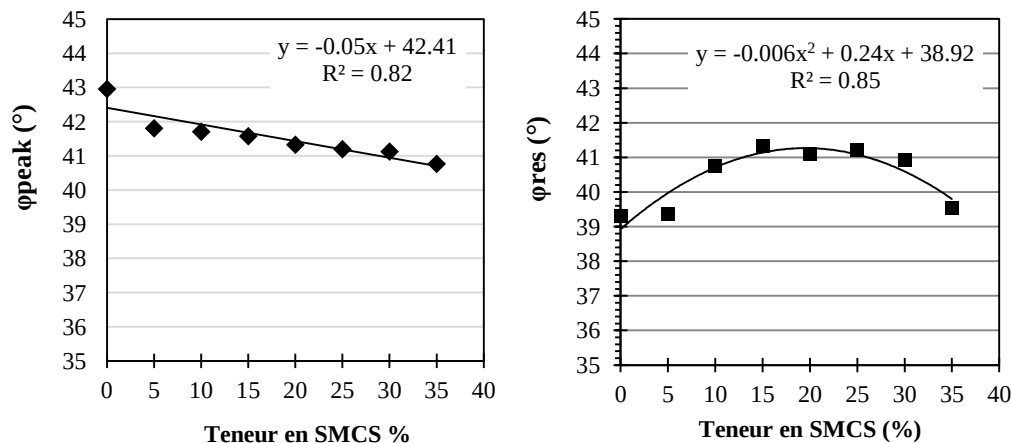


Figure III.10. Effet de la teneur en SMCS sur : (a) l'angle de frottement maximal (ϕ_{Peak}) et (b) l'angle de frottement résiduel (ϕ_{Res}).

Cette diminution est modélisée par une équation linéaire : $y = -0.05x + 42.41$.

Le coefficient de détermination $R^2 = 0,82$ atteste de la qualité d'ajustement du modèle aux données expérimentales, confirmant la corrélation négative entre la teneur en SMCS et l'angle de frottement maximal.

En revanche, l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}) montre une tendance quadratique avec la teneur en SMCS. Cette évolution est décrite par l'équation :

$$y = -0,006x^2 + 0.24x + 38.92.$$

Avec un $R^2 = 0,85$, traduisant une bonne concordance entre le modèle et les résultats expérimentaux. L'angle de frottement résiduel augmente initialement avec l'ajout de SMCS jusqu'à une teneur optimale de 15%, avant de décroître au-delà de ce seuil. Jusqu'à 15% de SMCS, les particules fines comblent les interstices entre les grains sans perturber

significativement les interactions granulaires, ce qui améliore les caractéristiques de frottement à l'état résiduel (Thevanayagam et al., 2002). Au-delà de 15% de SMCS, des teneurs supérieures provoquent une désorganisation du squelette granulaire, réduisant la cohésion structurelle et l'efficacité du frottement interparticulaire (Vallejo, 2001).

En conclusion, l'angle de frottement maximal (ϕ_{Peak}) est dominé par les interactions intergranulaires à court terme, qui sont rapidement affectées par l'ajout de fines. Quant à l'angle de frottement résiduel (ϕ_{Res}), il dépend d'une *structuration* granulaire à long terme, initialement améliorée par les fines, mais altérée au-delà de la teneur critique de 15%. Ces résultats soulignent l'existence d'une teneur optimale en SMCS permettant d'améliorer les performances de frottement résiduel des sables reconstitués, tandis qu'un excès de fines peut entraîner une détérioration des propriétés mécaniques.

3.2.3. Comportement volumétrique

La Figure III.11 illustre l'effet de la teneur en SMCS sur les variations de volume des échantillons ORS lors du cisaillement, sous contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

Les courbes de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal révèlent une déformation volumétrique typique des sables de densité moyenne, structurée en trois phases : contraction initiale, dilatation, puis contraction secondaire. Ces phases sont influencées à la fois par la teneur en poussière de sable calcaire (SMCS) et par la contrainte normale appliquée.

La contraction initiale est attribuée au serrage puis au réarrangement progressif des grains, accompagné de l'infiltration des fines dans les vides intergranulaires (Xiao et al., 2017). Cette contraction est amplifiée par l'augmentation de la contrainte normale.

Ainsi, sous 100 kPa, la contraction reste modérée ($\sim 0,2$ à $0,3$ mm), tandis qu'à 300 kPa, elle devient plus marquée ($\sim 0,4$ mm), particulièrement pour des teneurs en SMCS supérieures à 25%, où les fines jouent un rôle majeur dans la réduction des vides intergranulaires.

La phase de dilatation intervient lorsque la structure granulaire réagit au cisaillement par une tendance expansive. Cette dilatation est plus prononcée pour des contraintes normales faibles (100 kPa) et des teneurs en SMCS inférieures ou égales à 15%, car les fines remplissent les vides sans gêner le réarrangement granulaire, permettant une réorganisation des grains de sable et une dilatation modérée. Cependant, au-delà de 20% de SMCS, la dilatation diminue fortement, du fait de l'augmentation de la sphéricité apparente du matériau et de la réduction la capacité de dilatation (Nguyen et al., 2021). À titre d'exemple, l'expansion à 20% de SMCS est inférieure de 30% à celle d'un sable sans fines.

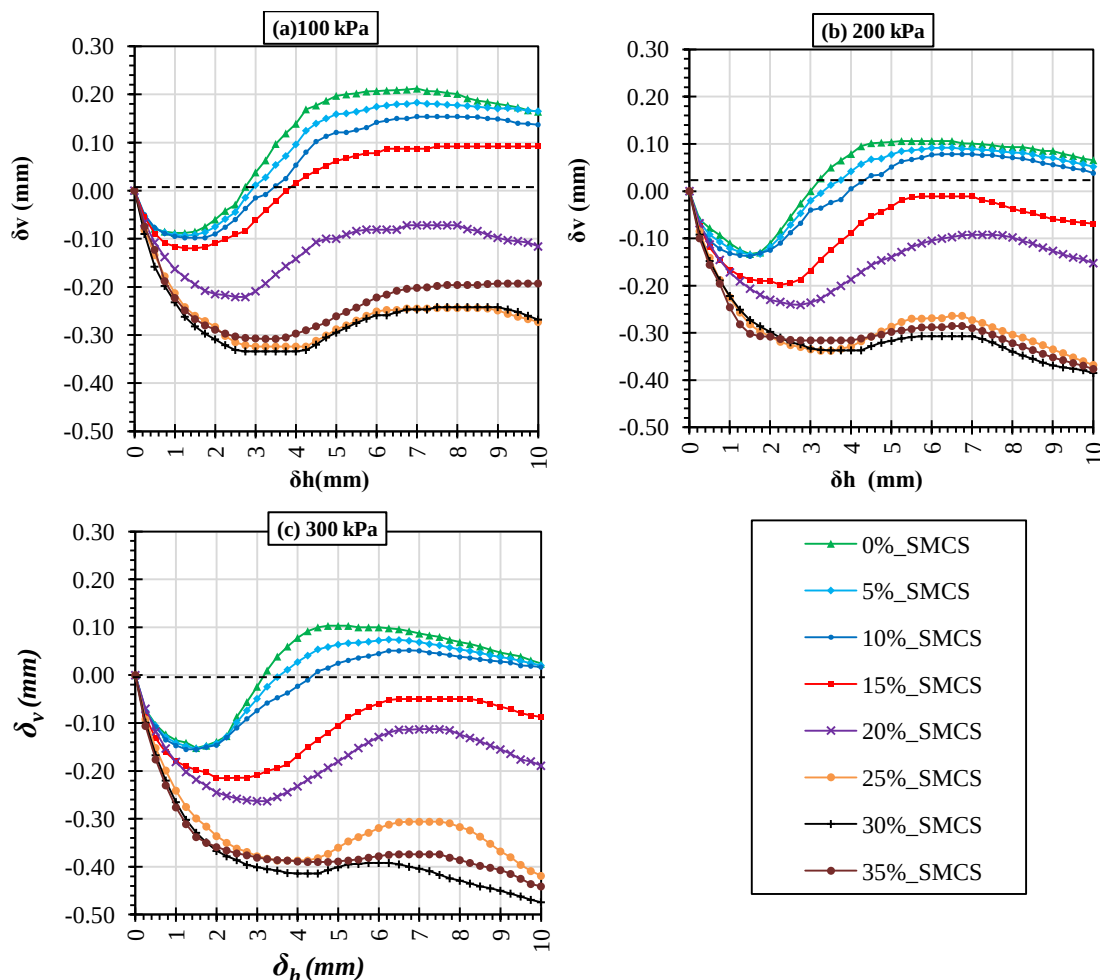


Figure III.11. Courbe de déplacement vertical / déplacement horizontal en cisaillement pour le ORS mélangé avec différentes teneurs en SMCS, à la contrainte normale : (a) 100kPa, (b) 200 kPa et (c) 300 kPa.

La dernière phase, celle de la contraction secondaire, apparaît après le pic de dilatation, notamment sous fortes contraintes (≥ 200 kPa). Cette contraction est accentuée dans les mélanges à forte teneur en SMCS ($\geq 20\%$), où les fines saturer les pores restants, limitant la dilatation et augmentant la compressibilité du mélange (Liu et al., 2023).

De plus, pour des faibles teneurs en fines (SMCS $\leq 10\%$), la variation volumétrique reste modeste, indiquant que la structure est encore dominée par les particules grossières, les fines jouant un rôle de remplissage passif (Gong et al., 2019). Cependant, pour des teneurs modérées à élevées (SMCS $\geq 15\%$), la contraction augmente et la dilatation diminue, réduisant la porosité globale et augmentant la densité apparente. (Been et Jefferies, 1985 ; Schanz et al., 2019).

Les résultats corroborent ceux de Thevanayagam et al. (2002), qui ont mis en évidence l'existence d'une teneur critique en fines (entre 15% et 20%) permettant un remplissage optimal des vides, sans compromettre les interactions intergranulaires.

Dans cette étude, la teneur optimale estimée est de 15%, assurant un équilibre entre contraction contrôlée et dilatation suffisante. À cette teneur, les mélanges présentent une stabilité volumétrique satisfaisante et conservent une bonne résistance mécanique.

3.3. Effet de la densité relative et la contrainte normale

L'influence combinée de la densité relative (D_r) et de la contrainte normale (σ_n) sur le comportement au cisaillement du sable propre reconstitué incorporant 15% de SMCS. Les essais ont été réalisés sous trois niveaux de contrainte normale (100, 200 et 300 kPa) et trois états de compacité représentés par des densités relatives de 20, 50 et 90%.

3.3.1. Résistance au cisaillement.

Les courbes de la Figure III.12 illustrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal.

Les résultats mettent en évidence des comportements mécaniques distincts selon la densité relative. Pour un sol faiblement compacté ($D_r = 20\%$), la contrainte de cisaillement augmente de manière continue, sans atteindre de pic net. Ce comportement traduit une réponse ductile typique des sols lâches, avec une structure granulaire peu contrainte permettant des déformations significatives sous l'effet des charges appliquées.

En augmentant la densité relative à un niveau intermédiaire ($D_r = 50\%$), une augmentation plus prononcée de la contrainte de cisaillement est observée. Bien que le comportement reste progressif, la pente plus raide de la courbe indique une amélioration de la résistance au cisaillement due à une meilleure compaction du matériau.

Pour une densité relative élevée ($D_r = 90\%$), le sol présente un comportement rigide caractérisé par un pic de contrainte élevé suivi d'une légère baisse puis d'une stabilisation. Cette réponse traduit une résistance accrue, liée à une forte imbrication des grains, et une bonne capacité à résister aux déformations après le pic, ce qui est particulièrement recherché pour les applications nécessitant une stabilité structurelle durable.

Un phénomène notable est observé à la fin du cisaillement : les valeurs résiduelles de la contrainte de cisaillement convergent quelle que soit la densité relative initiale. Cette convergence suggère que, malgré des comportements initiaux divergents, les échantillons atteignent un état résiduel similaire après de grands déplacements.

Ce comportement est probablement dû à la réorganisation progressive des particules sous cisaillement, conduisant à une structure granulaire équivalente quel que soit l'état de compacité initial.

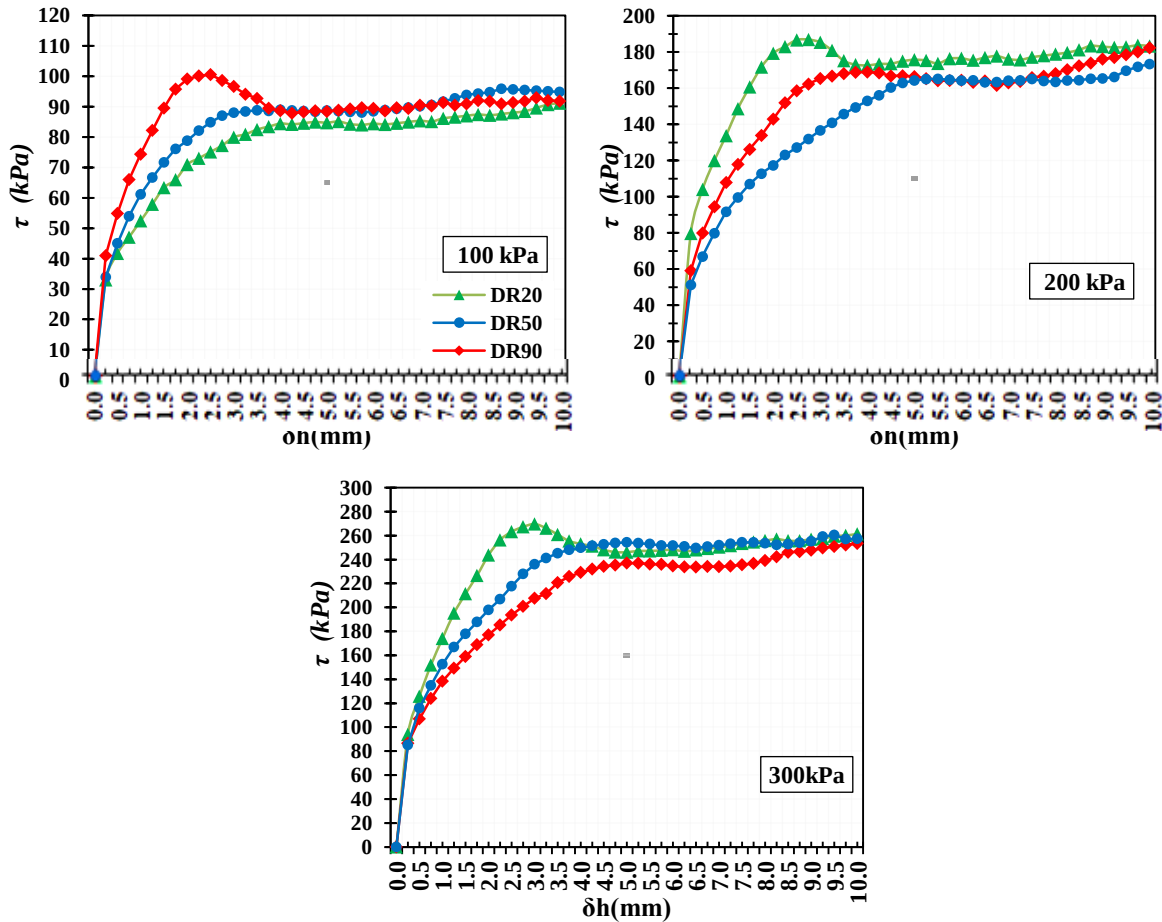


Figure III.12. Évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable reconstitué par 15 % de fines calcaires (SMCS), sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) et densités relatives ($Dr = 20\%$, 50% et 90%)

La Figure III.13 présente la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement maximale ($\tau_{\max}$) pour différentes densités relatives. L'analyse révèle que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement avec la contrainte normale, conformément au critère de Mohr-Coulomb. Cependant, l'amplitude de cette augmentation dépend de la densité relative.

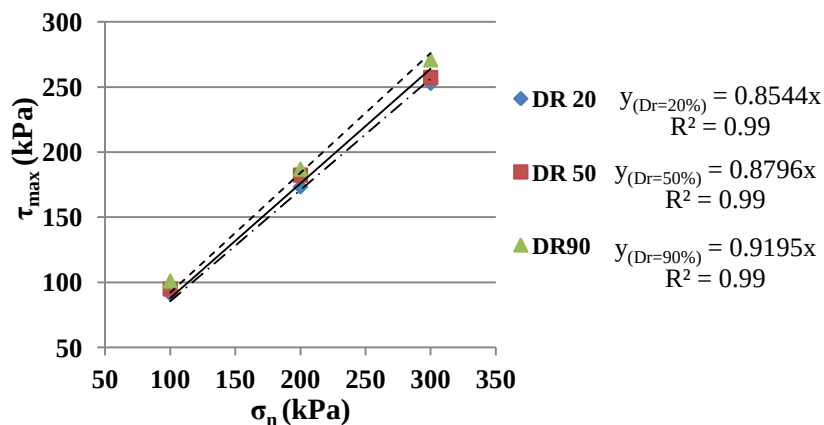


Figure III.13. Influence de la densité relative sur la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement des sols traités au SMCS.

Les modèles de régression linéaire obtenus pour chaque densité relative affichent des coefficients de détermination (R^2) proches de 1, confirmant la validité de la relation linéaire entre τ et σ_n . Ces résultats corroborent les observations classiques selon lesquelles une compaction plus élevée permet une meilleure transmission des contraintes et une amélioration significative de la résistance au cisaillement (Lade & Lee, 1976 ; Vaid et al., 1990).

3.3.2. Angle de frottement

L'angle de frottement est fortement influencé par la densité relative (Dr), notamment dans le cas d'un sable reconstitué contenant 15% de SMCS. L'évolution de ϕ en fonction de Dr (20, 50, et 90%) est représentée à la Figure III.14. Les résultats montrent une relation linéaire exprimée par l'équation :

$$\phi = 0.0302 * Dr + 39.87 \quad (R^2 = 0.99)$$

Cette corrélation très élevée ($R^2 \approx 1$) souligne l'influence déterminante de la compacité sur les propriétés mécaniques du matériau. L'augmentation de Dr entraîne une réduction du rapport de vide, favorisant un contact intergranulaire accru et une friction interne plus élevée, ce qui se traduit par une augmentation progressive de l'angle de frottement (Lade et al., 1984 ; Bolton, 1986).

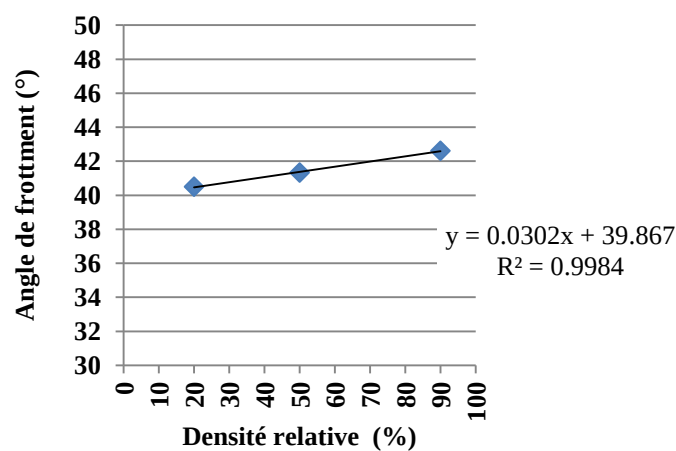


Figure III.14. Influence de la densité relative sur l'angle de frottement d'un sable reconstitué contenant 15% de fines calcaires

Pour une densité relative faible ($Dr = 20\%$), l'angle de frottement est relativement faible, traduisant une structure lâche avec des points de contact réduits entre les grains. Cette configuration favorise les déformations sous charge et limite la résistance au cisaillement.

À une densité relative intermédiaire ($Dr = 50\%$), l'angle de frottement augmente de manière significative, indiquant une amélioration de la stabilité interne. À cette compacité intermédiaire, les fines calcaires exercent un effet atténué, leur rôle se limitant au remplissage des interstices sans perturber significativement les interactions entre grains.

En revanche, à $D_r = 90\%$, ϕ atteint sa valeur maximale, reflétant une structure de sol très compacte avec un contact granulaire optimal. Dans ce cas, l'effet des fines devient marginal, car la forte imbrication des particules grossières domine la réponse mécanique du sol.

En résumé, l'augmentation de la densité relative se traduit par une amélioration quasi linéaire de l'angle de frottement. Une densité élevée garantit une meilleure performance mécanique, ce qui est essentiel pour les structures géotechniques requérant une stabilité accrue.

3.3.3. Changement de volume

Les courbes présentées dans la Figure III.15 illustrent l'évolution du changement de volume en fonction du déplacement horizontal lors d'essais de cisaillement sur un sable reconstitué contenant 15% de SMCS, sous contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa, et pour trois niveaux de densité relative ($D_r = 20, 50$ et 90%).

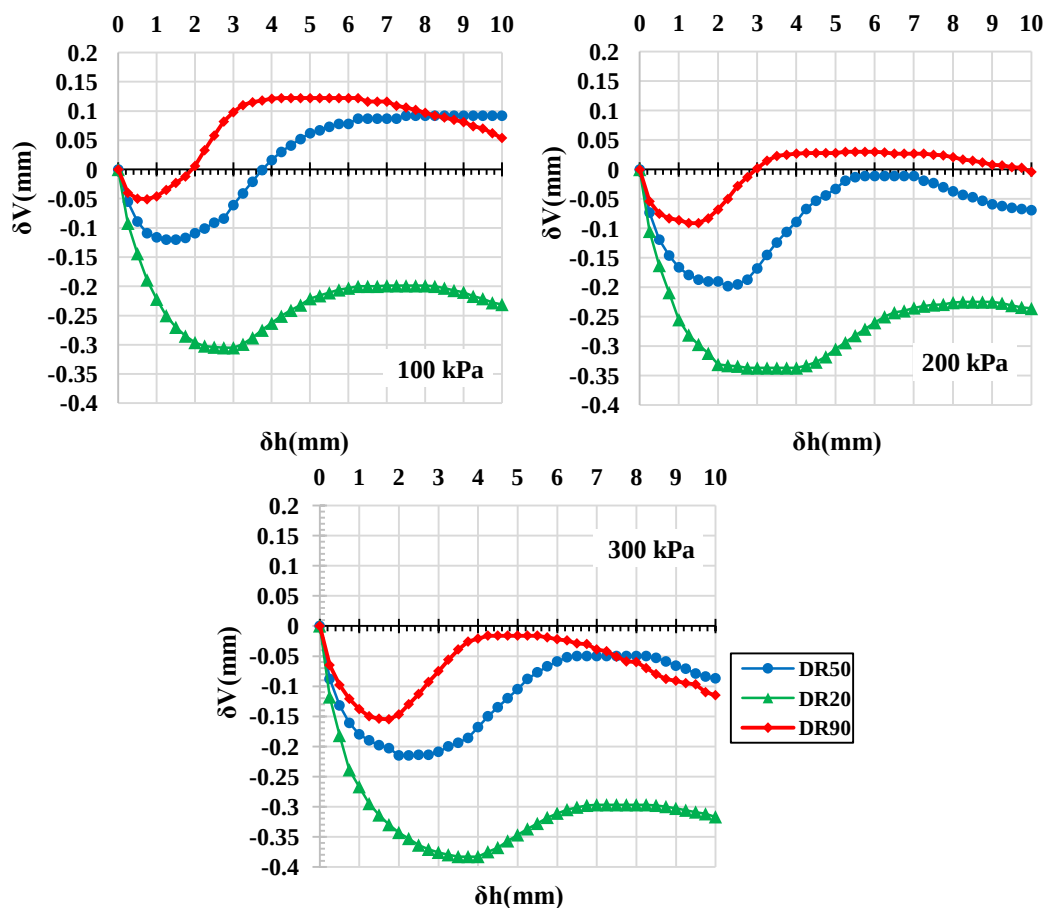


Figure III.15. Évolution de changement volume en fonction du déplacement horizontal pour un sable reconstitué par 15 % de fines calcaires (SMCS), sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) et densités relatives ($D_r = 20\%$, 50% et 90%)

Les résultats montrent que la densité relative influence fortement le comportement volumétrique du sol pendant le cisaillement.

Pour $Dr = 20\%$, une contraction initiale importante est observée, suivie d'une dilatation modérée. Cette réponse traduit un réarrangement des grains dans une structure lâche, où les particules possèdent une grande liberté de mouvement. La faible densité relative limite la capacité du sol à se dilater, ce qui entraîne une stabilité réduite sous charge.

À $Dr = 50\%$, la contraction initiale est moins marquée et la dilatation devient plus importante, ce qui indique une structure plus compacte et une interaction granulaire plus efficace.

Pour $Dr = 90\%$, la contraction initiale est minimale, suivie d'une dilatation significative. Cette réponse est caractéristique d'un matériau densément compacté, capable de résister aux déformations tout en montrant une forte tendance à la dilatance en raison de l'intensité des contacts intergranulaires (Rowe, 1962 ; Verdugo et Ishihara, 1996).

En résumé, une densité relative élevée améliore la stabilité et la capacité du sol à se dilater, tandis qu'une densité relative faible entraîne une contraction initiale plus importante et une dilatation limitée, ce qui reflète une structure de sol moins stable.

L'effet de la contrainte normale sur le changement de volume est également déterminant :

Sous 100 kPa, le comportement dilatant est plus prononcé, notamment pour $Dr = 90\%$, traduisant une faible contrainte normale permettant l'expansion du matériau.

Sous 200 kPa, la contraction initiale s'intensifie, en particulier pour $Dr = 20$ et 50% , tandis que la dilatation diminue. Cette réduction est liée à la compression accrue qui restreint les mouvements expansifs.

Sous 300 kPa, ce phénomène est accentué : la contraction initiale devient maximale et la dilatation est fortement limitée, même pour $Dr = 90\%$. Cette tendance reflète l'effet contraignant d'une pression de confinement élevée, qui inhibe la mobilité granulaire et, par conséquent, la capacité du sol à se dilater.

En somme, la densité relative et la contrainte normale agissent de manière complémentaire sur le comportement volumétrique des sols traités aux fines calcaires. Une densité élevée favorise la dilatance et la stabilité volumique, tandis qu'une contrainte normale élevée accentue la contraction et limite l'expansion. La compréhension conjointe de ces deux paramètres est cruciale pour la conception géotechnique, notamment dans les contextes où le contrôle de la déformation volumétrique est essentiel.

4. Conclusion

Cette étude expérimentale a porté sur l'évaluation de l'effet du sable concassé propre sur le comportement mécanique d'un sable de rivière. Les essais de cisaillement direct, réalisés à densité relative constante (50 %) et sous contraintes normales de 100 à 300 kPa, ont permis de dégager plusieurs tendances significatives :

- L'incorporation progressive de sable concassé (MCS) a montré une amélioration notable des performances mécaniques jusqu'à une teneur optimale de **30 %**, correspondant à des gains de résistance au cisaillement de 17 à 28 % selon la contrainte appliquée. Cette teneur se traduit également par une hausse de **12 % de l'angle de frottement** et une meilleure cohésion intergranulaire, attribuées à l'angulosité et à la rugosité des grains concassés.
- Toutefois, au-delà de ce seuil, la dilatance diminue progressivement, indiquant une compaction accrue du matériau.

Dans une seconde phase, Les essais de cisaillement direct, réalisés à trois densités relatives (20,50 et 90 %) et sous contraintes normales de 100 à 300 kPa, l'ajout de fines calcaires (SMCS) au mélange optimal du sable propre reconstitué (ORS) a révélé un effet dual :

- La résistance maximale au cisaillement diminue linéairement avec la teneur en fines, tandis que la résistance résiduelle s'améliore jusqu'à une teneur optimale de **15 %**, avant de décroître. Cette teneur correspond également à une augmentation des angles de frottement au pic et résiduel, traduisant une meilleure stabilité du squelette granulaire.
- L'analyse volumétrique montre qu'une proportion modérée de fines ($\leq 15 \%$) favorise un équilibre entre contraction et dilatance, alors qu'un excès ($\geq 30 \%$) engendre une expansion secondaire et une perte de résistance.

En synthèse, le mélange de sable rivière (MRS) avec 30 % de sable concassé (MCS) et la substitution par 15 % de fines calcaires (SMCS) constitue la composition la plus efficace, car elle offre un équilibre idéal entre résistance, stabilité et comportement volumétrique. Pour en faire le mélange sableux à étudier dans les prochains chapitres expérimentaux.

Chapitre IV

*Effet de la fibre de verre sur le
comportement mécanique d'un sable
limoneux*

1. Introduction

Le comportement mécanique des sols limoneux, en particulier leur résistance au cisaillement et leur capacité portante, constitue un enjeu majeur en ingénierie géotechnique. Leur structure granulaire et la présence de fines les rendent particulièrement sensibles aux phénomènes de déformation, de liquéfaction ou d'instabilité sous charge.

Dans ce contexte, le renforcement des sols par l'introduction de matériaux fibrés représente une stratégie innovante et efficace pour améliorer leurs performances mécaniques.

L'ajout de fibres de verre au sein d'une matrice sableuse limoneuse permet d'accroître sa résistance à la traction et de modifier favorablement son mode de rupture. En formant un réseau fibreux au sein du sol, les fibres agissent comme des éléments de renforcement passif, améliorant la répartition des contraintes, réduisant les concentrations locales de déformation et favorisant l'absorption d'énergie pendant le cisaillement.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'effet des fibres de verre sur le comportement mécanique d'un sable limoneux reconstitué, en s'appuyant sur des essais de cisaillement direct réalisés en faisant varier plusieurs paramètres clés : la teneur en fibres (0,35 à 0,5 %), la longueur des fibres (10, 20 et 30 mm), la densité relative (20 %, 50 % et 90 %) ainsi que la contrainte normale appliquée (100, 200 et 300 kPa).

L'étude porte principalement sur l'analyse de la résistance maximale au cisaillement, la dilatance, l'évolution des paramètres de Mohr-Coulomb, ainsi que le rapport de résistance au cisaillement (R_f), afin de mieux comprendre le rôle des fibres dans l'amélioration du comportement du sol.

2. Effet de la teneur en fibre

2.1. Impact sur la résistance au cisaillement et la dilatance

Cette section présente d'abord les courbes contrainte - déformation obtenues pour différentes teneurs en fibres. Pour assurer une comparaison rigoureuse, la densité relative a été fixée à 50 %, la longueur des fibres à 20 mm et la contrainte normale à 100, 200 et 300 kPa. Les échantillons ont été préparés avec différentes teneurs en fibres de verre, allant de 0 % (sol non renforcé) à 0,5 %.

2.1.1. Résistance au cisaillement

Les courbes contrainte-déformation illustrées à la Figure IV.1, obtenues pour différentes teneurs en fibres de verre, mettent en évidence une amélioration significative du comportement mécanique du sable limoneux à densité relative moyenne ($D_r = 50\%$) et pour une longueur de fibres de 20 mm, sous les trois niveaux de contrainte normale appliquée (100,

200 et 300 kPa). L'échantillon non renforcé (0 %) constitue l'état de référence, tandis que les mélanges fibrés ($F_c = 0,35$ à $0,50$ %) révèlent un effet positif marqué sur la résistance au cisaillement et la ductilité globale du matériau.

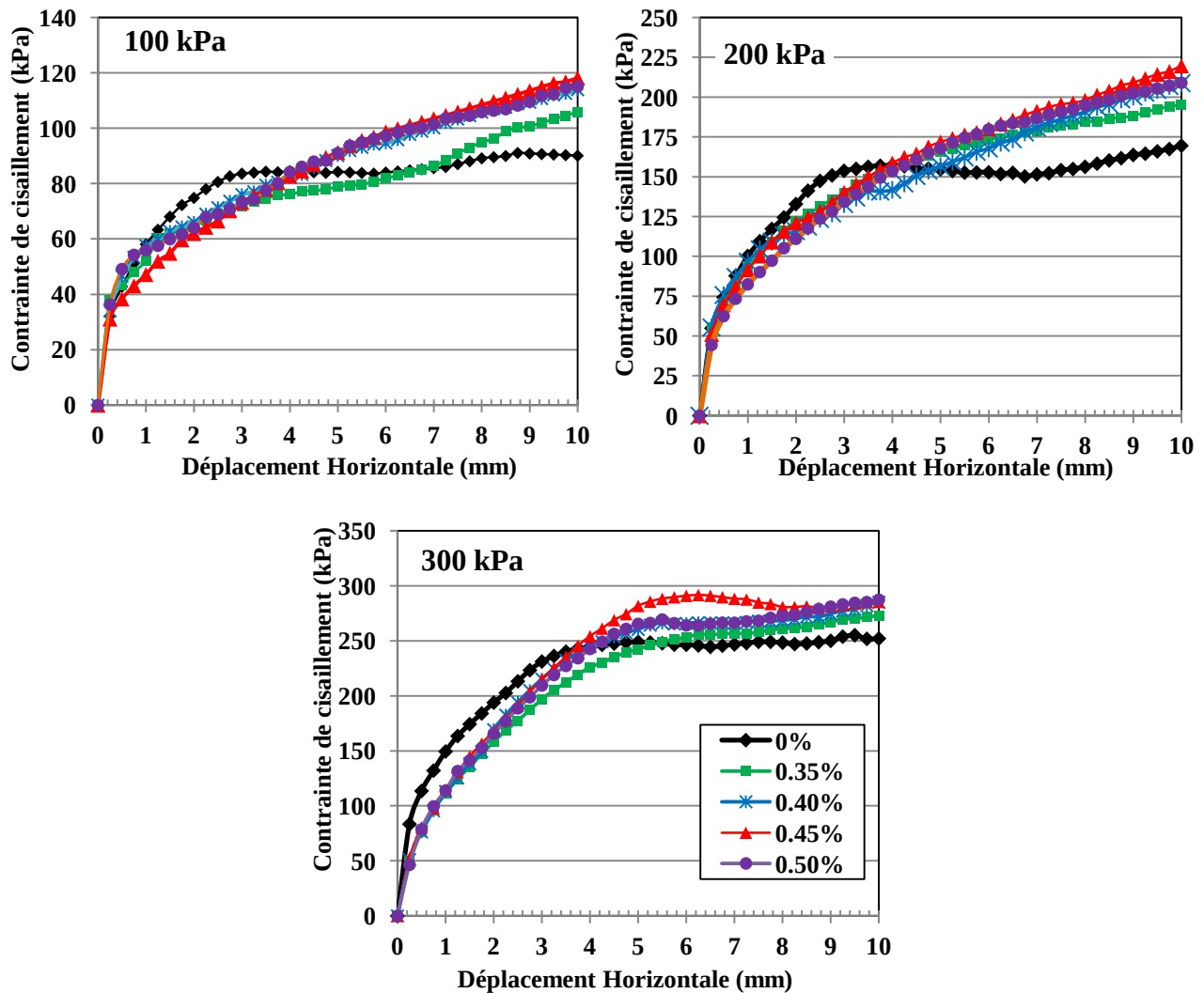


Figure IV.1. Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation horizontale pour le sable traité et non traité ($D_r = 50\%$; $F_c = 0.35$ à 0.5% ; $L_f = 20\text{ mm}$ et $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).

Sous faible contrainte (100 kPa), l'ajout de fibres de verre induit une amélioration notable de la résistance maximale du sable limoneux, traduisant une meilleure mobilisation des forces de contact et des mécanismes d'ancrage entre grains et fibres.

La contrainte de résistance augmente progressivement avec la teneur en fibres jusqu'à 0,45 %, atteignant environ 118 kPa contre 91 kPa pour le sol non renforcé. Cette évolution reflète une densification du réseau granulaire et une répartition plus homogène des contraintes internes. Au-delà de cette valeur, la résistance tend à se stabiliser, à diminuer légèrement à 0,50 %, probablement en raison d'une dispersion inégale et d'un début d'agglomération des fibres, réduisant leur efficacité.

Sous une contrainte moyenne (200 kPa), une tendance similaire est observée : la résistance au cisaillement croît de manière plus régulière avec la teneur en fibres et atteint son maximum à 0,45 %, traduisant un équilibre optimal entre la cohésion induite et le frottement interne. À contrainte élevée (300 kPa), l'effet des fibres demeure positif, mais leur contribution relative diminue, le comportement étant dominé par la compaction granulaire. Le sable non renforcé présente une résistance maximale d'environ 250 kPa, contre 270 à 285 kPa pour les mélanges renforcés, confirmant le rôle des fibres comme éléments de traction limitant la propagation des plans de rupture.

La Figure IV.2 montre clairement cette évolution, où la résistance au cisaillement maximale ($\tau_{\max}$) croît jusqu'à $F_c = 0,45$ %, représentant une amélioration de 30 %, 30 % et 14 % sous 100, 200 et 300 kPa, respectivement. Au-delà, une légère chute de performance apparaît, traduisant un seuil de saturation du réseau fibreux.

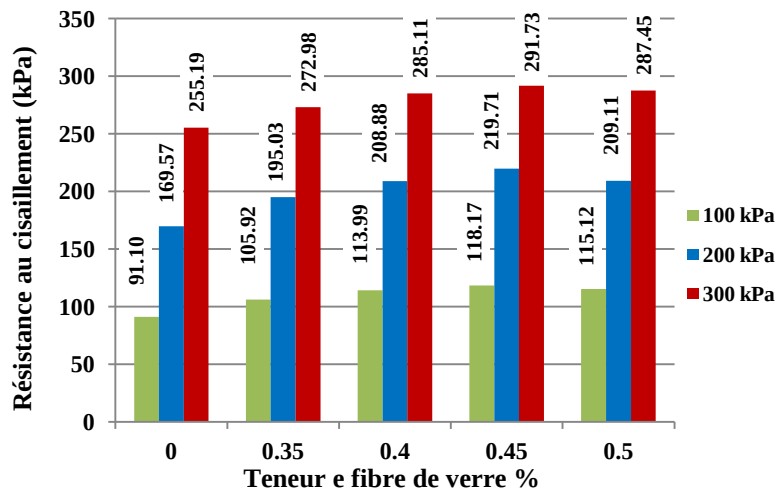


Figure IV.2. Variations de la résistance au cisaillement en fonction de teneur en fibre de verre ($DR=50\%$, $F_c = 0$ à 0.5% , $L_f=20\text{mm}$ et $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).

Ces résultats confirment l'existence d'une teneur optimale en fibres de verre autour de 0,45 %, en accord avec les travaux de Tang et al. (2007), Sadek et al. (2010) et Zaimoglu et Yetimoglu (2012), qui ont également mis en évidence un effet maximal du renforcement pour des fractions de fibres comprises entre 0,4 et 0,5 %.

2.1.2. Changement de volume

La Figure IV.3 illustre l'évolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour différentes teneurs en fibres de verre (de 0 à 0,50 %) sous une contrainte normale de 300 kPa, afin de mieux appréhender le comportement volumétrique du sable limoneux. De manière générale, l'ajout de fibres modifie sensiblement la réponse volumétrique du matériau : plus la teneur en fibres augmente, plus la capacité du sol à se dilater librement diminue, se traduisant par une contraction plus marquée durant le

cisaillement. Dans la phase initiale (0 à 2 mm de déplacement horizontal), tous les échantillons présentent une contraction rapide, traduisant la réorganisation du squelette granulaire avant que les effets de renforcement ne deviennent pleinement actifs.

Les différences entre les mélanges sont relativement modestes, bien qu'une teneur élevée de fibres ($F_c = 0.50\%$) semble légèrement limiter cette contraction initiale, en raison du frein exercé par les fibres sur les mouvements des grains.

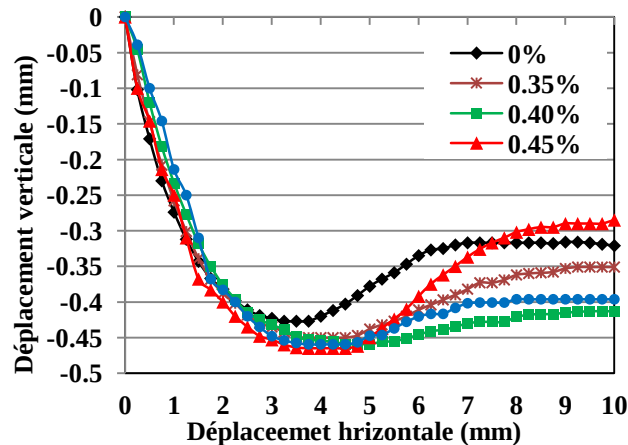


Figure IV.3 : Variation de changement volumique en fonction de la déformation horizontale pour le sable traité et non traité ($D_r = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% ; $L_f = 20\text{ mm}$ et $\sigma_n = 300\text{ kPa}$)

Au-delà de 2 à 3 mm, la contraction devient plus significative, notamment pour les échantillons renforcés. Cela s'explique par l'effet de pontage des fibres, qui ralentit l'apparition de la dilatance et induit un comportement globalement plus contractant. Cette contraction atteint un pic autour de 3–5 mm de déplacement. Après 6 mm, on observe un début de stabilisation, voire un léger relâchement de la contraction. Les échantillons contenant 0,45 % de fibres montrent une contraction finale moins importante (-0,285 mm), tandis que ceux contenant 0,40 % restent fortement contractés jusqu'à la fin de l'essai (-0,413 mm), suggérant un comportement plus « verrouillé » ou une moindre aptitude à se re-dilater. Au-delà de cette teneur optimale, notamment à 0,50 %, la dispersion non homogène des fibres peut engendrer des hétérogénéités locales et des inversions de comportement. Cela confirme que la plage de teneur optimale se situe entre 0,40 % et 0,45 %, seuil au-delà duquel les bénéfices sur la stabilité volumétrique deviennent limités.

Ainsi, les résultats obtenus confirment que le renforcement par fibres de verre contribue à stabiliser le comportement volumétrique du sable limoneux, en limitant les déformations contractantes excessives et en améliorant la cohésion interne du squelette granulaire. Ces observations sont en accord avec les travaux récents de Zhang et al. (2021) et Li et al. (2019),

qui ont souligné que l'efficacité du renforcement dépend étroitement de la proportion, de la dispersion et de l'interaction entre les fibres et les particules du sol.

2.2. Influence sur les paramètres de Mohr-Coulomb (C , ϕ).

L'analyse des paramètres de Mohr-Coulomb (cohésion, C , et angle de frottement, ϕ) permet d'évaluer plus en profondeur l'impact du renforcement par fibres.

2.2.1. Mécanismes d'amélioration de la cohésion.

L'analyse de la Figure IV.4 met en évidence une évolution significative de la cohésion (C) du sable limoneux en fonction de la teneur en fibres (F_c), pour une densité relative moyenne ($DR = 50\%$) et une longueur de fibres de 20 mm.

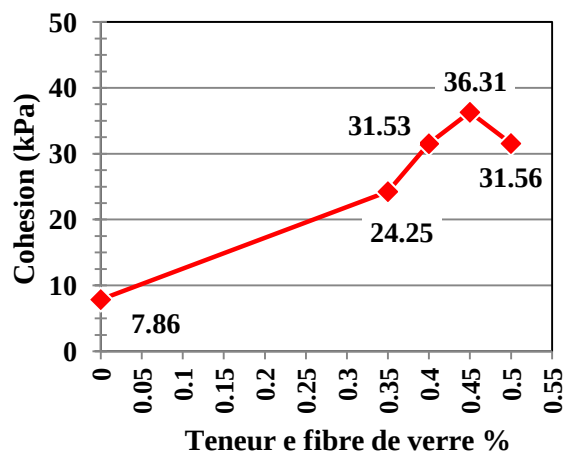


Figure IV.4 : variations de la cohésion en fonction de teneur en fibre de verre. ($Dr = 50\%$; $F_c = 0$ à 0.5% et $L_f = 20\text{mm}$)

L'ajout de fibres de verre induit une nette augmentation de la cohésion, passant de 7,86 kPa pour le sol non renforcé à un maximum de 36,31 kPa pour $F_c = 0,45\%$. Cette amélioration traduit le rôle des fibres comme éléments d'ancrage et de ponts intergranulaires, qui renforcent la matrice du sol, limitent les déplacements relatifs entre particules et retardent la formation des surfaces de rupture. Au-delà de cette teneur optimale (0,45 %), la cohésion diminue légèrement pour atteindre 31,56 kPa à $F_c = 0,50\%$. Cette baisse s'explique par une dispersion inégale des fibres : leur excès favorise l'agglomération, créant des zones localement affaiblies et une structure interne moins homogène. Ainsi, une surcharge en fibres peut réduire la continuité du réseau de renforcement et altérer la cohésion globale.

Ces observations rejoignent les résultats de Zhao et Zheng (2022), qui ont montré que les fibres de verre améliorent efficacement la cohésion des sols jusqu'à une teneur critique, généralement comprise entre 0,4 % et 0,5 %. Elles confirment par ailleurs que cette efficacité dépend fortement de la longueur des fibres, de la densité initiale du sol et du niveau de

contrainte appliquée, facteurs déterminant la mobilisation du renforcement et la qualité de l'interaction sol-fibres.

2.2.2. Evaluation de l'angle de frottement

En revanche, la Figure IV.5 illustre l'évolution de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en fibres de verre. On observe que ϕ demeure relativement stable, variant entre 39° et 41° pour des teneurs comprises entre 0 et 0,5 % de fibres, soit un gain global d'environ $1,5^\circ$. Cette faible variation indique que l'amélioration de la résistance au cisaillement résulte principalement de l'augmentation de la cohésion, tandis que l'influence sur les forces de frottement interparticulaires reste limitée (Mali et Singh, 2014 ; Zhao et Zhen, 2022).

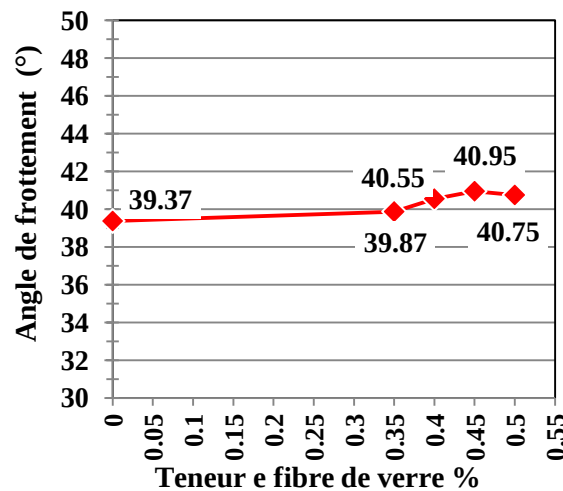


Figure IV.5. Variations de l'angle de frottement en fonction de teneur en fibre de verre. ($Dr = 50\%$; $Fc = 0$ à 0.5% et $Lf = 20mm$)

Au-delà d'une teneur de 0,45 %, l'effet des fibres sur l'angle de frottement devient négligeable, suggérant que leur contribution au renforcement du sol s'exprime davantage par une meilleure interconnexion matricielle que par une augmentation des forces de frottement internes. Ainsi, l'ajout de fibres de verre améliore conjointement la cohésion et l'angle de frottement, mais son effet prédominant demeure lié au renforcement de la cohésion. La teneur optimale, commune aux deux paramètres, est estimée à environ 0,45 %..

2.3. Rôle de la densité relative (DR) et de la contrainte normale (σ)

2.3.1. Sur la résistance au cisaillement

la Figure IV.6 illustre l'influence **conjointe** de la densité relative (DR) et de la contrainte normale (σ) sur la résistance au cisaillement d'un sable limoneux renforcé par des fibres de verre a été examinée à travers des essais réalisés pour $DR = 20, 50$ et 90% et $\sigma = 100, 200$ et 300 kPa.

Les résultats montrent qu'à contrainte donnée, la résistance au cisaillement croît avec la densité relative, traduisant l'effet bénéfique d'un squelette granulaire plus compact favorisant les interactions par frottement. Par exemple, sous $\sigma = 100$ kPa et sans fibres, la résistance passe de 89,5 kPa (DR = 20 %) à 98,5 kPa (DR = 90 %).

De même, pour une densité donnée, une augmentation de σ induit un accroissement sensible de la résistance, lié à une réduction de la dilatance et à une mobilisation accrue du frottement interne. À DR = 50 % et $F_c = 0,45$ %, la résistance atteint 118 kPa sous 100 kPa et 292 kPa sous 300 kPa.

L'ajout de fibres de verre améliore globalement la résistance pour tous les niveaux de DR et σ . À DR = 20 % et $\sigma = 200$ kPa, la résistance passe de 158 kPa (sans fibres) à 214 kPa ($F_c = 0,45$ %), soit un gain de 35 %. L'efficacité du renforcement diminue toutefois avec la compacité, à **DR = 50 %**, où la résistance passe de 170 kPa à 220 kPa (+29%), et à **DR = 90 %**, de 187 kPa à 235 kPa (+25%). Donc les fibres étant plus actives dans les milieux lâches à compacts que très denses.

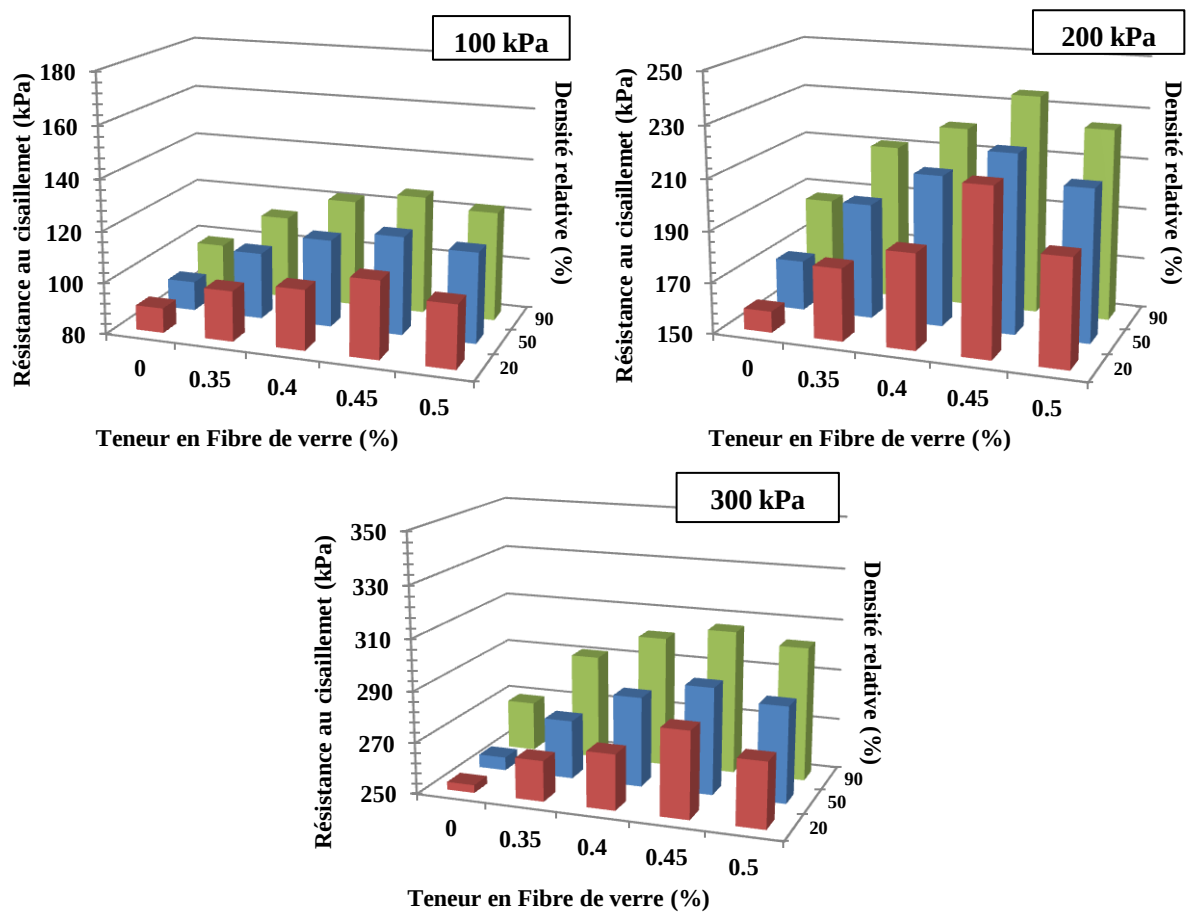


Figure IV.6. Variations de la résistance au cisaillement en fonction de teneur en fibre de verre et la densité relative, sous différentes contraintes (100, 200 et 300 kPa).

La teneur optimale en fibres (0,45 %) assure ainsi le meilleur compromis entre cohésion additionnelle et homogénéité du mélange, contrairement à 0,50 % qui tend à générer des agglomérats réduisant leur efficacité.

En somme, la résistance au cisaillement du sable renforcé résulte d'une synergie entre densité relative, contrainte normale et teneur en fibres. La compacité accroît la stabilité structurale, la contrainte normale intensifie la friction intergranulaire, tandis que les fibres, à dosage optimal, limitent la dilatance et améliorent la cohésion apparente du matériau.

2.3.2. Sur la cohésion et l'angle de frottement

La densité relative exerce une influence déterminante sur les paramètres internes de résistance, notamment la cohésion (C) et l'angle de frottement (ϕ), surtout lorsqu'elle agit conjointement avec le renforcement par fibres.

Les résultats expérimentaux (Figure IV.7a) montrent une augmentation marquée de la cohésion avec l'ajout de fibres, amplifiée par la densité du sol. À faible densité ($DR = 20\%$), C passe de 3,6 kPa (sans fibres) à 29 kPa pour 0,45 % de fibres, avant de diminuer à 19,5 kPa à 0,50 %. Des tendances similaires sont observées à $DR = 50\%$ (de 8 à 36,3 kPa) et à $DR = 90\%$ (de 13 à 42,6 kPa), confirmant l'existence d'une teneur optimale en fibres autour de 0,45 %. Cette amélioration est liée à une répartition homogène des fibres favorisant la formation de ponts de renforcement et une meilleure cohésion matrice-particules. Au-delà du seuil optimal, l'agglomération des fibres perturbe la microstructure et réduit leur efficacité.

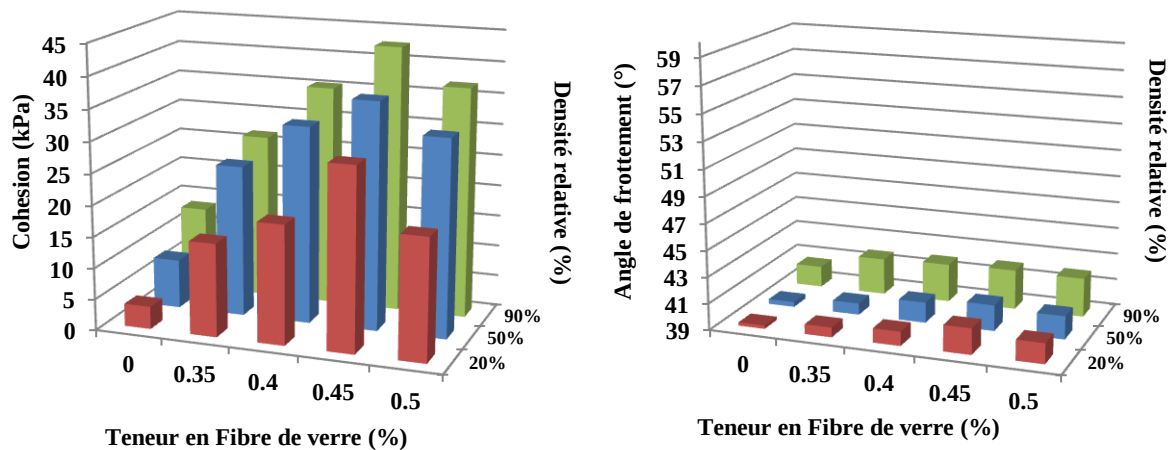


Figure IV.7. Variations de : (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement, en fonction de teneurs en fibre de verre et divers densités relatives ($Dr=20,50$ et 90%).

La densification du squelette granulaire contribue également à l'augmentation de la cohésion, en raison d'un nombre de contacts intergranulaires plus élevé et d'une résistance accrue aux déplacements relatifs des grains. En revanche, concernant l'angle de frottement

(Figure IV.7b), l'évolution reste plus modérée : ϕ passe de 39° à $40,96^\circ$ à $DR = 20 \%$, et de $40,6^\circ$ à 42° à $DR = 90 \%$.

L'effet du renforcement est donc plus marqué sur la cohésion que sur le frottement interne, ce dernier dépendant essentiellement de la texture et de la nature des contacts entre particules, peu modifiés par les fibres. Toutefois, la densité élevée favorise une meilleure mobilisation des fibres, renforçant légèrement la friction intergranulaire.

En somme, la densité relative agit comme un amplificateur du renforcement : elle optimise la cohésion induite par les fibres tout en stabilisant l'angle de frottement. Un compactage adéquat et une teneur maîtrisée en fibres ($\approx 0,45 \%$) apparaissent ainsi essentiels pour maximiser la performance mécanique du sable limoneux renforcé.

2.4. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement (Rf)

Le rapport de résistance au cisaillement (Rf) est un indicateur clé pour évaluer l'efficacité du renforcement d'un sable limoneux par des fibres de verre. Il se définit comme le rapport entre la résistance maximale au cisaillement du sol renforcé et celle du sol non renforcé, selon l'expression proposée par Zhang et al. (2006) :

$$Rf = \frac{\tau_{max, du \text{ sable renforcé}}}{\tau_{max, du \text{ sable non renforcé}}}$$

La Figure IV.8 illustre les variations de Rf en fonction de la teneur en fibres (F_c), de la densité relative (Dr) et de la contrainte normale (σ).

2.4.1. Effet de la teneur en fibres

La teneur en fibres influe directement sur l'amélioration de la résistance au cisaillement. On observe une augmentation progressive du rapport Rf avec l'accroissement de la teneur en fibres, jusqu'à atteindre un optimale autour de $0,45 \%$. Cette teneur marque généralement le point d'efficacité maximale, au-delà duquel l'effet du renforcement tend à diminuer.

Ainsi, pour une contrainte normale de 100 kPa ; à faible densité relative ($Dr = 20 \%$), Rf atteint 1.23 ; à $Dr = 50\%$, Rf atteint 1.29 et à Dr élevée (90%), Rf culmine à 1.28 .

Au-delà de $0,45 \%$ de fibres (notamment à $0,50 \%$), une légère baisse de Rf est enregistrée ($Rf = 1.16, 1.26, 1.25$ pour $Dr = 20\%, 50\%$ et 90%).

Ce comportement est attribué à une saturation en fibres dans la matrice, entraînant une dispersion non uniforme et la formation d'amas fibreux. Ces agglomérations perturbent la continuité du squelette granulaire, limitant ainsi le transfert des contraintes. Ce constat confirme l'existence d'une teneur optimale en fibres, au-delà de laquelle l'efficacité du

renforcement devient décroissante, un résultat également rapporté dans plusieurs études antérieures sur les sols renforcés par fibres synthétiques ou naturelles.

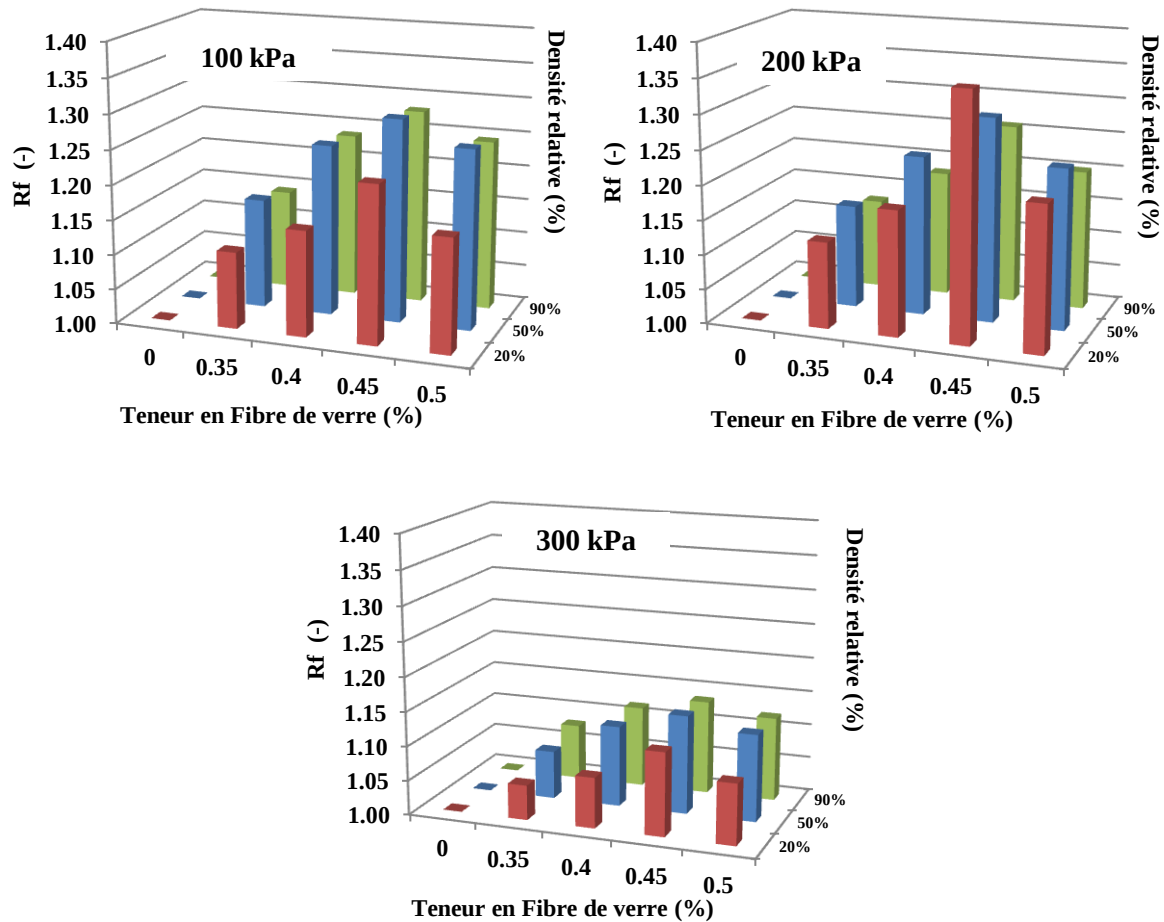


Figure IV.8: Evolution du rapport (R_f) pour différentes teneurs en fibres de verre, densités relatives et contraintes normales.

2.4.2. Effet de densité relative

La densité relative influence fortement la capacité du sol à mobiliser les effets bénéfiques du renforcement. Pour un état lâche ($D_r = 20\%$), l'amélioration induite par les fibres est la plus marquée, à 0,45 % de fibres et sous une contrainte de 200 kPa, R_f atteint 1.36, cela s'explique par l'effet de pontage et d'ancrage des fibres, qui stabilisent les zones de faibles contacts intergranulaires et limitent la déformation volumique. À densité moyenne ($D_r = 50\%$), une tendance similaire est observée, bien que le gain soit légèrement inférieure ($R_f \approx 1,30$ à 0,45 % de fibres) ; dans ce cas, la structure du sol est déjà relativement stable, ce qui réduit l'influence relative du renforcement. Pour une densité élevée ($D_r = 90\%$), l'amélioration due aux fibres est moins prononcée avec un gain de 1,26 pour une teneur de 0,45%, car la résistance intrinsèque du sol dense domine déjà le comportement mécanique, limitant ainsi la contribution des fibres.

Ces observations montrent que l'efficacité du renforcement est inversement proportionnelle à la densité relative : plus le sol est lâche, plus les fibres peuvent s'y ancrer efficacement et jouer leur rôle de renforcement. Dans les sols denses, la structure initiale, déjà fortement contrainte, limite la mobilisation des fibres.

2.4.3. Effet de la contrainte normale

La contrainte normale agit également comme un modulateur de l'efficacité des fibres. Sous faible confinement ($\sigma = 100$ kPa), les valeurs de R_f restent modérées (environ 1,23 à 1,29 pour 0,45 % de fibres selon la D_r), indiquant une amélioration limitée de la résistance.

Lorsque la contrainte atteint 200 kPa, les fibres sont mieux mobilisées, et les valeurs de R_f atteignent leur maximum (entre 1,26 et 1,36 selon D_r), traduisant une synergie optimale entre confinement et ancrage des fibres. Ce niveau de contrainte semble donc idéal pour activer pleinement le mécanisme de frottement et d'accrochage fibres-grains.

En revanche, à contrainte élevée ($\sigma=300$ kPa), R_f tend à diminuer légèrement (autour de 1,12 à 1,14). Cette baisse s'explique par la prédominance des forces de friction intergranulaire à fort contrainte, qui rendent l'apport relatif des fibres marginal. Dans ces conditions, le sol se comporte principalement comme un milieu granulaire dense, où les fibres ne peuvent plus influencer significativement la résistance globale.

L'analyse conjointe des effets de la teneur en fibres, de la densité relative et de la contrainte normale montre que le rapport R_f atteint ses valeurs maximales pour une combinaison optimale : $D_r=50\%$, teneur en fibres $F_c=0,45\%$, et contrainte normale $\sigma=200$ kPa. Ces conditions favorisent une interaction équilibrée entre les fibres et le squelette granulaire, assurant un transfert efficace des contraintes et une mobilisation complète du renforcement. Ces résultats confirment l'importance d'un dosage et d'un compactage appropriés pour optimiser la performance mécanique des sols limoneux renforcés par fibres. Une teneur excessive ou un compactage trop poussé peut, au contraire, réduire l'efficacité du renforcement. Ainsi, la conception des mélanges renforcés doit rechercher un équilibre entre la compacité du sol et la capacité de mobilisation des fibres afin de maximiser la résistance globale.

3. Effet de la longueur de fibre

3.1. Influence sur la résistance au cisaillement.

La Figure IV.9 illustre l'effet de la longueur des fibres de verre (0, 10, 20 et 30 mm) sur la résistance au cisaillement maximale d'un sable limoneux renforcé, pour une teneur constante en fibres de 0,45 %, une densité relative moyenne ($D_r=50\%$) et sous trois

contraintes normales (100, 200 et 300 kPa). Les résultats montrent que l'augmentation de la longueur des fibres améliore nettement la résistance au cisaillement. À 100 kPa, la résistance passe de 91,45 kPa (sol non renforcé) à 122,98 kPa pour des fibres de 30 mm, soit un gain d'environ +34 %. À 200 kPa, la résistance augmente de 170 kPa à 224,92 kPa (+32 %). En revanche, sous une contrainte plus élevée de 300 kPa, le gain relatif devient plus modéré (+16 %), atteignant 296,44 kPa contre 255,19 kPa sans fibres.

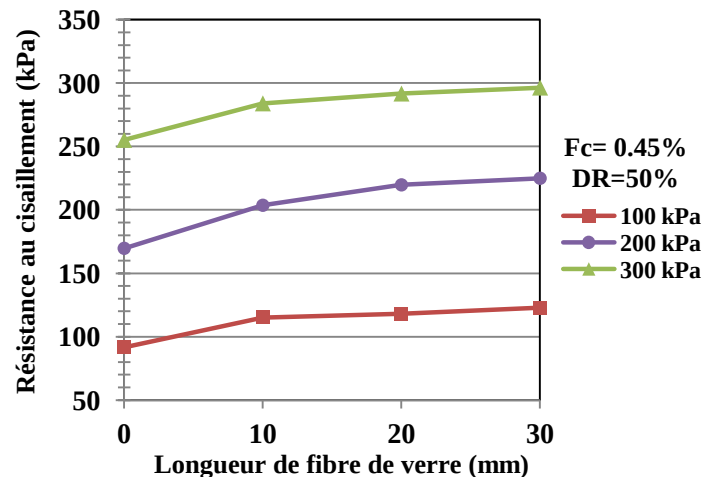


Figure IV.9 : Evolution de la résistance au cisaillement à différentes longueurs et teneurs en fibres de verre, sous des contraintes normales de 100,200 et 300 kPa.

Ces résultats mettent en évidence que l'efficacité du renforcement par fibres dépend fortement du niveau de confinement. Sous faibles contraintes, les fibres longues jouent un rôle essentiel de pontage et d'ancrage, permettant de mieux relier les grains et de retarder la localisation des déformations. Ce comportement se traduit par une augmentation simultanée de la cohésion apparente et de la résistance globale du sol. Cependant, lorsque la contrainte normale devient élevée, le rôle relatif des fibres s'atténue, car les forces de friction intergranulaire dominent le comportement mécanique. Dans ces conditions, les fibres agissent principalement comme un élément passif, limitant légèrement la déformation mais sans accroître significativement la résistance maximale.

L'effet bénéfique observé pour des longueurs de 20 à 30 mm confirme qu'un allongement modéré des fibres favorise une meilleure interconnexion et un transfert plus homogène des contraintes dans la matrice granulaire. Toutefois, des longueurs excessives peuvent entraîner une dispersion irrégulière ou la formation d'agglomérats fibreux, diminuant l'efficacité du renforcement.

Ces observations concordent avec les travaux antérieurs de Gray et Al-Refeai (1986), Maher et Gray (1990) et Zhang et al. (2006), qui ont montré que la performance d'un sol renforcé dépend non seulement de la teneur et de la longueur des fibres, mais également des

conditions de contrainte et de compactage. Ainsi, la longueur optimale semble correspondre à un équilibre entre l'effet d'ancrage et la bonne dispersion des fibres dans la matrice, garantissant une amélioration maximale de la résistance au cisaillement.

3.2. Effet de la densité relative et de la contrainte normale

Les Figures IV.10 (a, b et c) présentent l'influence conjointe de la densité relative (D_r) et de la contrainte normale (σ) sur la résistance au cisaillement d'un sable limoneux renforcé à 0,45 % de fibres de verre, pour différentes longueurs de fibres (0 à 30 mm).

Les résultats montrent que la densité relative constitue un paramètre déterminant du comportement mécanique : plus le matériau est compact, plus la résistance de base est élevée, indépendamment de la longueur des fibres.

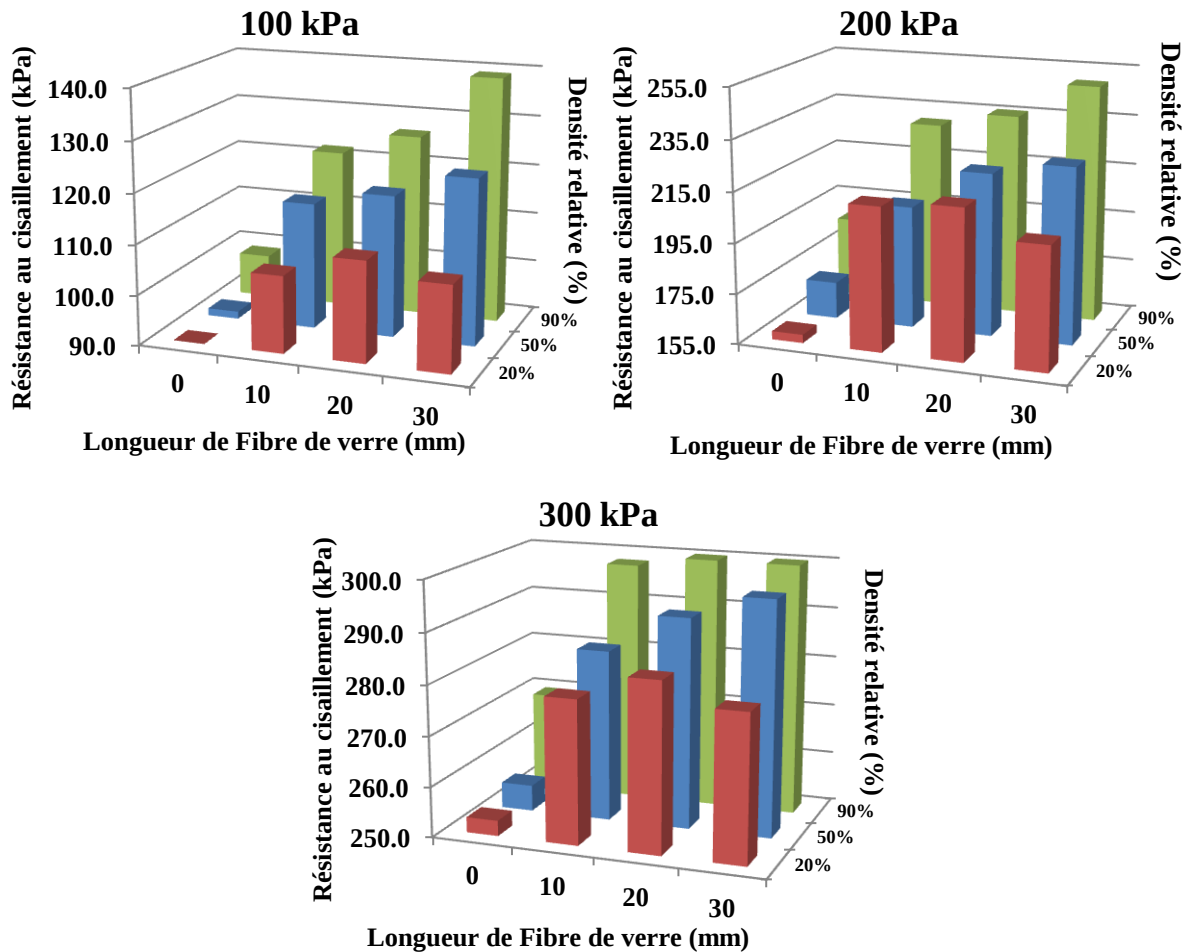


Figure IV.10: Evolution de la résistance au cisaillement à différentes longueurs et teneurs en fibres de verre, à divers densités relative, sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

Pour un sol lâche ($D_r=20\%$), le renforcement fibreux s'avère particulièrement efficace. Sous une contrainte de 100 kPa, la résistance augmente de 90 kPa (sans fibres) à 107 kPa pour des fibres de 30 mm, soit un gain de +18 %. Sous 200 et 300 kPa, l'amélioration reste notable,

avec des hausses comprises entre 26 et 45 kPa. Ce comportement traduit la capacité des fibres à combler les vides intergranulaires et à stabiliser la matrice granulaire peu dense.

À une densité moyenne ($D_r = 50\%$), les fibres longues (20–30 mm) continuent d'apporter une amélioration marquée, en particulier sous faibles et moyennes contraintes. Par exemple, sous 100 kPa, la résistance passe de 91,45 kPa à 122,98 kPa (+34 %), tandis qu'à 200 kPa, elle atteint 224,92 kPa contre 169,65 kPa (+32 %), pour le sol non renforcé. En revanche, pour un sol très dense ($D_r=90\%$), la résistance élevée du matériau réduit la contribution relative du renforcement : sous 300 kPa, soit un gain relatif de +19 %. Cette tendance s'explique par la compacité initiale du squelette granulaire, qui restreint la mobilité et l'ancrage des fibres.

L'analyse combinée de la densité et de la longueur des fibres montre que les fibres longues (20–30 mm) amplifient les effets bénéfiques de la compaction. Sous 100 kPa, par exemple, la résistance passe de 105 kPa avec des fibres de 10 mm à 110 kPa avec des fibres de 20 mm pour $D_r=20\%$. À des densités plus élevées, ces gains deviennent encore plus significatifs, traduisant une meilleure interaction fibres-grains et une transmission plus homogène des contraintes.

Le Tableau IV.1 synthétise ces résultats, illustrant la progression de la résistance au cisaillement avec la densité et la contrainte pour une longueur optimale de fibres (30 mm)

Tableau IV.1 : Synthèse de l'effet combiné de la densité relative et de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement ($F_c = 0.45\%$ et $L_f = 30$ mm).

σ (kPa)	Amélioration τ entre $D_R=20\%$ et 90% (fibres 30 mm)	Contribution des fibres à $D_R=20\%$
100	+30% (107 → 139 kPa)	+18% (90 → 107 kPa)
200	+23% (203 → 249.5 kPa)	+28% (158 → 203 kPa)
300	+15% (279 → 321 kPa)	+10% (253 → 280 kPa)
DR (%)	Longueur optimal (mm)	Amélioration τ vs 0 mm ($\sigma=200$ kPa)
20	20	+35% (158 → 214 kPa)
50	30	+32% (170 → 225 kPa)
90	30	+33.5% (187 → 250 kPa)

Il apparaît que les gains maximaux sont obtenus pour des densités faibles à moyennes et sous des contraintes modérées (≈ 200 kPa), conditions favorisant une mobilisation optimale du renforcement. Ces résultats confirment que la performance d'un sable limoneux renforcé

dépend d'un équilibre entre la densité, la contrainte appliquée et la longueur des fibres. Une densité moyenne associée à une contrainte modérée et à des fibres longues permet de maximiser la cohésion apparente et la résistance globale du matériau, assurant ainsi une efficacité optimale du renforcement fibreux.

3.3. Influence sur l'angle de frottement et la cohésion

L'influence de la longueur des fibres de verre sur les propriétés mécaniques internes du sable limoneux est illustrée aux Figures IV.11 (a) et (b), qui montrent respectivement l'évolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la longueur des fibres (0 à 30 mm), à une teneur constante de 0,45 % et pour trois niveaux de densité relative ($D_r = 20 \%$, 50% et 90%).

3.3.1. Optimisation de la cohésion

Les résultats de la Figure IV.11 (a) mettent en évidence une nette augmentation de la cohésion avec la longueur des fibres, particulièrement dans les états de densité faible à moyenne.

Pour $D_r = 20 \%$, la cohésion croît de 3,61 kPa (sol non renforcé) à 24,59 kPa pour des fibres de 30 mm. À $D_r = 50 \%$, elle atteint 41,31 kPa à 30 mm. Enfin, à $D_r = 90 \%$, la cohésion passe de 13,98 kPa à 54,46 kPa. Cette progression confirme que les fibres longues favorisent une interconnexion plus efficace entre les particules du sol, créant un réseau de renforcement qui améliore la cohésion apparente.

Toutefois, l'efficacité marginale des fibres tend à diminuer lorsque la densité relative augmente : dans un sol dense, la mobilité des particules est restreinte, limitant l'ancrage et le déploiement complet des fibres dans la matrice granulaire.

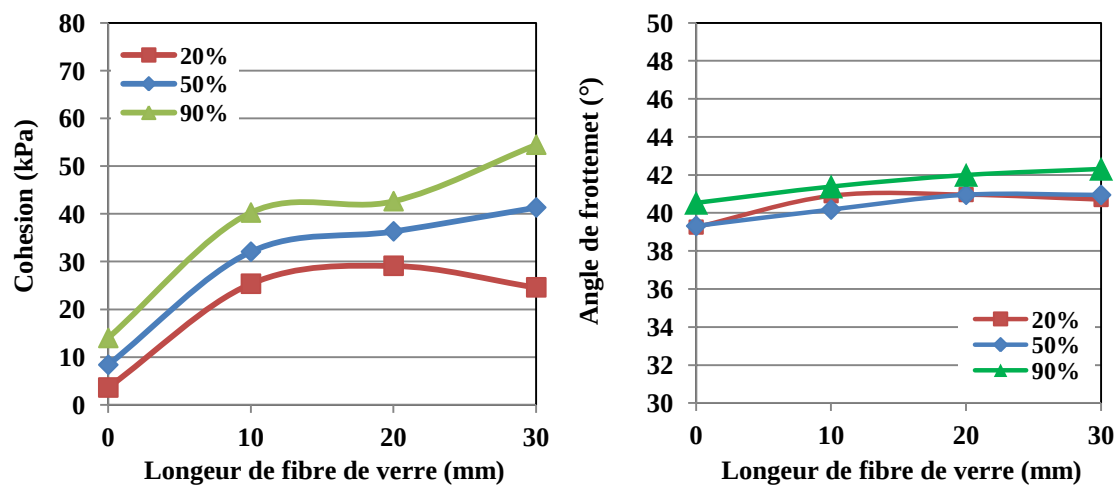


Figure IV.11 : Variations de (a) la cohésion et (b) l'angle de frottement en fonction de la longueur des fibres de verre à différentes densités relatives ($D_r=20, 50$ et 90%).

3.3.2. Evaluation de l'angle de frottement.

L'analyse de la Figure IV.11 (b) montre que l'angle de frottement interne varie peu avec la longueur des fibres. À $D_r = 20\%$, il augmente légèrement de $39,25^\circ$ à $40,70^\circ$ (+3,7 %) ; à $D_r = 50\%$, il passe de $39,31^\circ$ à $40,94^\circ$ (+4 %) ; et à $D_r = 90\%$, il s'élève de $40,53^\circ$ à $42,32^\circ$ (+4,4 %). Ces variations modestes suggèrent que le renforcement fibreux agit davantage sur la cohésion que sur le frottement interne.

Ce comportement est cohérent avec les conclusions de Consoli et al. (2010) et Diambra et al. (2013), qui ont montré que les fibres influencent principalement la résistance apparente du sol par une augmentation de la cohésion, tandis que l'angle de frottement reste gouverné par la nature minéralogique et la compacité du matériau. L'amélioration limitée de ϕ traduit toutefois une meilleure redistribution des efforts de cisaillement au sein de la matrice fibreuse, contribuant à la stabilité et à la ductilité du matériau renforcé.

3.4. Effet sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f)

L'effet combiné de la longueur des fibres, de la densité relative et de la contrainte normale sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f) est illustré à la Figure IV.12. Pour une teneur constante en fibres de 0,45 %, les valeurs de R_f augmentent globalement avec la longueur des fibres, traduisant une amélioration de la capacité portante du matériau.

Les effets les plus marqués sont observés pour les densités faibles à moyennes ($D_r = 20\text{--}50\%$) et sous des contraintes modérées (100–200 kPa), où R_f atteint des valeurs comprises entre 1,08 et 1,15. À $D_r = 20\%$, le rapport passe de 1 à 1,12 sous 100 kPa et atteint 1,15 sous 200 kPa, illustrant la forte efficacité du renforcement dans les sables lâches où les fibres assurent un pontage optimal entre les grains.

Lorsque la contrainte normale s'élève à 300 kPa, la croissance de R_f demeure positive mais atténuée ($\approx 1,08$), en raison de la prédominance des forces intergranulaires. Pour les densités moyennes ($D_r = 50\%$), R_f culmine à 1,13 sous 100 et 200 kPa, tandis qu'à $D_r = 90\%$, les gains sont limités (1,08–1,11) du fait de la réduction de la mobilité des fibres dans un squelette granulaire déjà compact.

De manière générale, l'efficacité du renforcement fibreux est maximale dans les sables lâches ou moyennement denses, où les fibres améliorent la cohésion apparente et retardent la localisation de la rupture. À l'inverse, dans les milieux denses ou fortement contraintes, le comportement est dominé par la friction intergranulaire, réduisant l'impact relatif des fibres sur la résistance globale.

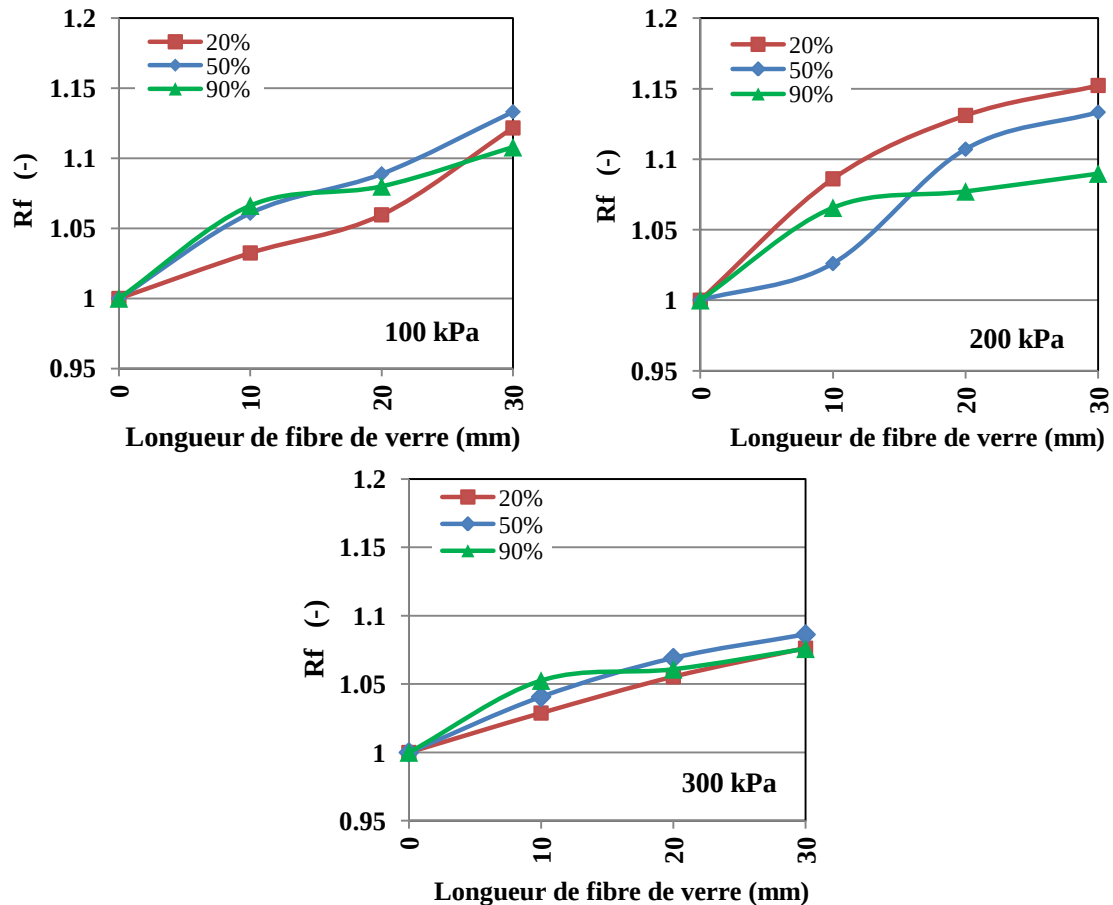


Figure IV.12: Evolution du rapport (R_f) à différentes longueurs de fibres de verre, densités relatives et contraintes normales

4. Conclusion

Ce chapitre a présenté une étude expérimentale approfondie sur l'effet du renforcement par fibres de verre sur le comportement mécanique d'un sable limoneux, à travers une série d'essais de cisaillement direct. Les paramètres investigués portaient sur la teneur en fibres (0,35 à 0,50 %), leur longueur (10, 20 et 30 mm), la densité relative du sol (20, 50 et 90 %) et la contrainte normale appliquée (100, 200 et 300 kPa).

Les résultats expérimentaux permettent de dégager les conclusions suivantes :

➤ Effet de la teneur en fibres :

Une teneur optimale d'environ 0,45 % maximise la résistance au cisaillement, la cohésion et le rapport de résistance R_f . Au-delà de ce seuil, une légère baisse de performance est observée, liée à l'agglomération des fibres et à leur répartition hétérogène. L'ajout de fibres induit une augmentation marquée de la cohésion (de 7,86 kPa pour le sol naturel à 36,31 kPa pour $F_c = 0,45$ %), traduisant un renforcement par mécanisme de pontage et d'ancrage intergranulaire.

En revanche, l'angle de frottement interne reste quasi stable (gain $\approx 1,5^\circ$), ce qui indique que l'amélioration de la résistance globale provient principalement du gain de cohésion plutôt que d'une modification du frottement interparticulaire.

Sur le plan volumétrique, le renforcement réduit la dilatance et favorise une légère contraction, améliorant ainsi la stabilité structurelle. L'efficacité du renforcement se révèle plus marquée dans les sols lâches ($D_r = 20\%$), où les fibres compensent le faible nombre de contacts entre grains. L'effet des fibres atteint un optimum sous une contrainte normale moyenne (≈ 200 kPa), tandis qu'à haute contrainte (300 kPa), leur contribution devient secondaire face au frottement intergranulaire.

➤ Effet de la longueur des fibres :

Les fibres longues (20–30 mm) renforcent davantage la résistance au cisaillement et la cohésion, en particulier sous faibles contraintes et dans les sols de densité faible à moyenne. Leur efficacité provient d'un meilleur enchevêtrement et pontage au sein de la matrice sableuse. L'influence sur l'angle de frottement reste limitée, confirmant le rôle prédominant du renforcement cohésif.

➤ Optimisation des conditions de renforcement :

L'analyse du rapport R_f montre que la combinaison optimale est obtenue pour $F_c = 0,45\%$, $D_r \approx 50\%$, $\sigma = 200$ kPa et $L_f = 20\text{--}30$ mm. Ce jeu de paramètres assure un équilibre entre la compacité du sol, le confinement et la mobilisation efficace des fibres pour le transfert des contraintes.

En définitive, l'étude met en évidence le potentiel considérable des fibres de verre pour l'amélioration mécanique des sols fins sableux. Le renforcement le plus efficace résulte d'un dosage et d'une longueur adaptés aux conditions de densité et de confinement, permettant d'assurer à la fois résistance, ductilité et stabilité. Ces conclusions fournissent des références pratiques utiles pour la conception et l'optimisation d'ouvrages géotechniques fondés sur des sols renforcés par fibres.

Chapitre V

*Effet d'un substitut cimentaire
(poussière de clinker) sur les propriétés
mécaniques d'un sable limoneux*

1. Introduction

La stabilisation des sols constitue un enjeu fondamental en géotechnique, notamment dans le domaine des infrastructures où la performance mécanique et la durabilité des sols sont déterminantes.

Parmi les différentes approches d'amélioration, l'incorporation de liants hydrauliques issus de sous-produits industriels, tels que la poussière de clinker (CKD), se révèle particulièrement prometteuse. Ce matériau, riche en oxydes de calcium et de silice, peut engendrer des réactions d'hydratation et de nature pouzzolanique conduisant à la formation de gels cimentaires de type C–S–H et C–A–H, lesquels renforcent les liaisons intergranulaires, accroissent la cohésion et améliorent la rigidité du squelette granulaire.

Dans ce contexte, le présent chapitre vise à étudier l'influence de la poussière de clinker sur le comportement mécanique d'un sable limoneux reconstitué, à travers deux axes complémentaires :

- d'une part, l'effet de la teneur en CKD (de 0 % à 3,5 %) sur les caractéristiques de cisaillement après un temps de cure de 7 jours ;
- d'autre part, l'évolution des propriétés mécaniques en fonction du temps de durcissement (de 7 à 28 jours) pour différentes teneurs en CKD.

2. Effet de la teneur en poussière de clinker (CKD)

Cette section analyse l'influence de la teneur en poussière de clinker (CKD) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux. L'étude porte plus particulièrement sur :

- **La résistance au cisaillement**, à travers la résistance maximale ($\tau_{\max}$) et la résistance résiduelle (τ_{res}), afin d'évaluer la capacité du matériau à maintenir ses performances après l'atteinte du pic ;
- **Le comportement post-pic**, analysé via le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\max}$, indicateur de la ductilité ou de la fragilité du matériau ;
- **L'évolution des paramètres de Mohr–Coulomb** (cohésion C , angle de frottement φ et rapport $C/\tan\varphi$), servant à caractériser la stabilité et le degré de renforcement induit par la présence du CKD.

2.1. Résistance au cisaillement

Les résultats expérimentaux illustrés à la Figure V.1 présentent l'évolution de la relation contrainte–déplacement horizontal pour des teneurs en CKD variant de 0% à 3.5%, sous trois contraintes normales (100, 200 et 300 kPa).

Quel que soit la contrainte appliquée, l'ajout de CKD modifie sensiblement la réponse mécanique du sable limoneux. On observe, pour de faibles déplacements, **une augmentation rapide de la contrainte**, traduisant une **raideur initiale accrue** avec l'augmentation de la contrainte normale.

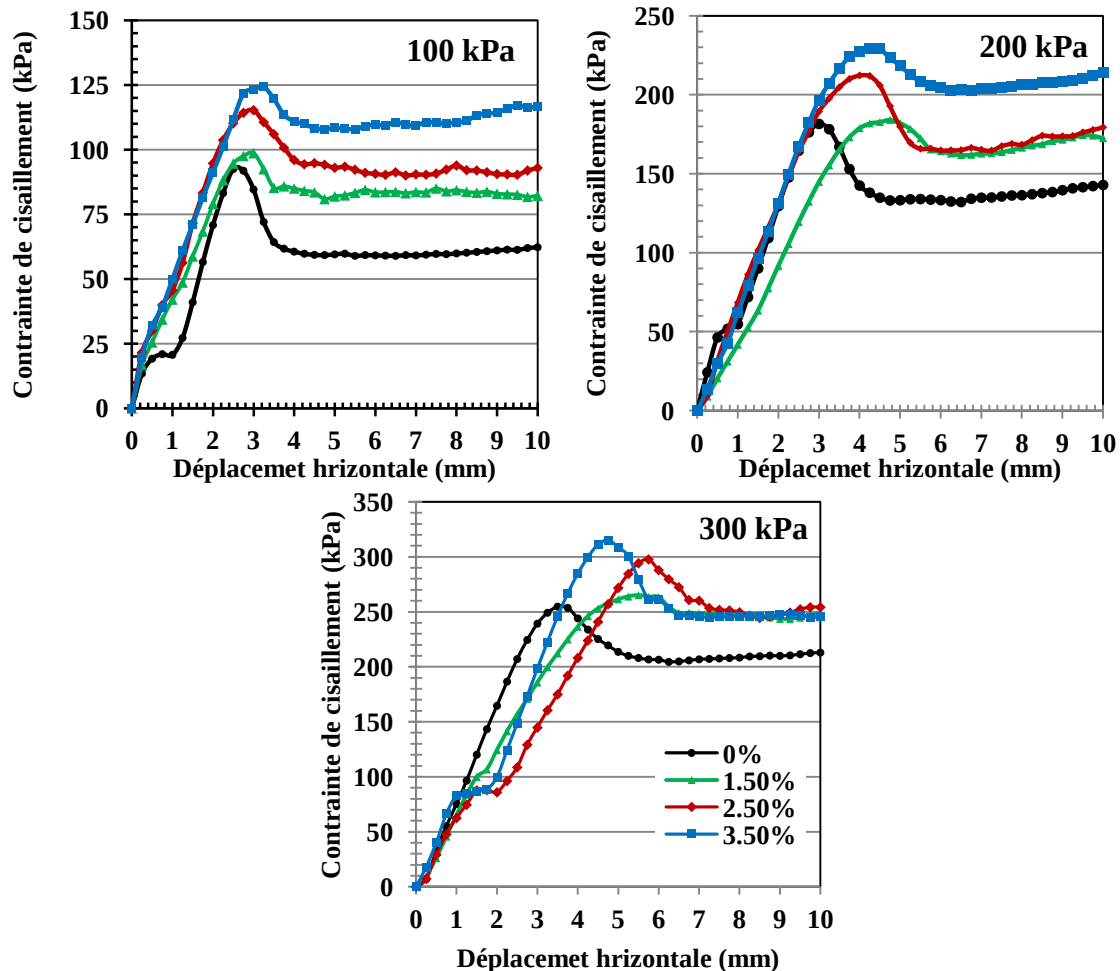


Figure V.1: Évolution de la relation contrainte-déplacement horizontal pour différentes teneurs en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales (100, 200 et 300 kPa), après 7jrs de cure.

Sous une contrainte de 100 kPa, la résistance maximale est atteinte pour des déplacements relativement faibles (environ 2,5 à 3 mm), suivi d'une chute marquée vers une résistance résiduelle nettement inférieure. Ce comportement traduit une certaine fragilité du matériau non traité ou faiblement cimenté dans des conditions de faible contrainte.

Pour une contrainte normale de 200 kPa, le pic de résistance se produit à des déplacements légèrement plus élevés et la phase post-pic devient plus progressive. Cette évolution traduit l'apparition de liaisons cimentaires entre les particules, issues des produits d'hydratation du clinker (gels C-S-H et C-A-H), qui améliorent la cohésion et la tenue résiduelle du matériau.

Sous 300 kPa, la résistance maximale augmente encore, avec un pic atteint à un déplacement plus important. Cependant, la chute post-pic peut s'avérer plus prononcée, indiquant une fragilité accrue sous forte sollicitation, malgré un renforcement global par le CKD. Un phénomène remarquable à ce niveau de contrainte est l'apparition d'un palier de repos entre 1 et 2 mm de déplacement, probablement lié à une réorganisation interne du réseau granulaire, où la dissipation d'énergie compense temporairement l'accumulation de contraintes avant l'atteinte du pic.

De manière générale, l'incorporation de CKD induit plusieurs effets bénéfiques sur la réponse mécanique du sable limoneux :

- Une augmentation de la raideur initiale, traduite par une pente plus abrupte des courbes contrainte-déplacement ;
- Une amélioration de la capacité d'absorption d'énergie, mise en évidence par l'accroissement de l'aire sous les courbes ;
- Une augmentation simultanée de la résistance maximale et résiduelle, traduisant un renforcement global du matériau traité.

En synthèse, l'introduction de CKD à partir d'un seuil de 2,5 % permet d'obtenir un comportement mécanique nettement amélioré, se manifestant par :

- Une meilleure résistance aux sollicitations externes ;
- Une capacité accrue de dissipation des contraintes sous forts confinements (200–300 kPa) ;
- Une hausse de la cohésion interne et de la résistance résiduelle, bien que certaines formes de fragilité persistent à haute contrainte.

2.1.1. Résistance maximale ($\tau_{\max}$)

Les données illustrées à la Figure V.2 montrent l'évolution de la résistance maximale au cisaillement ($\tau_{\max}$) d'un sable limoneux traité avec des teneurs en clinker variant de 0% à 3,5%, sous trois contraintes normale (100, 200 et 300 kPa). Les résultats montrent une amélioration progressive de $\tau_{\max}$ avec l'augmentation de la teneur en CKD, due à la formation de produits d'hydratation (C-S-H, C-A-H, etc.) qui génèrent des liaisons cimentaires entre les particules du sol, augmentant ainsi la cohésion apparente du squelette granulaire.

En effet, sous une contrainte de 100 kPa, la résistance maximale passe de 92.5 kPa (sable non traité) à 124 kPa pour sable traité par 3,5 % de CKD, soit un gain d'environ 34 %. Cette tendance se poursuit sous 200 kPa, avec un gain de résistance de 181 à 229 kPa, représentant une augmentation de près de 27 %. À 300 kPa, l'effet demeure significatif, avec

une élévation de la résistance de 255 kPa (sol non traité) à 315 kPa, traduisant un gain de plus de 60 kPa (environ +24 %).

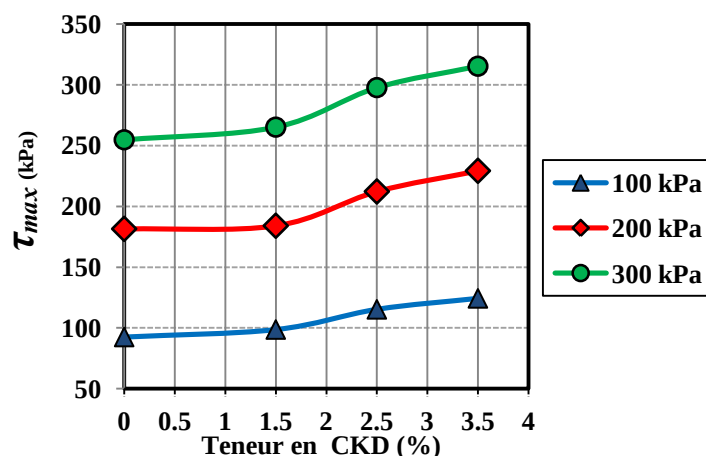


Figure V.2 : Évolution de la résistance maximale au cisaillement (τ_{max}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous des contraintes normales différentes (100, 200 et 300 kPa), après 7jrs de cure.

Ces résultats montrent que la croissance de la résistance s'observe à la fois pour de faibles contraintes normales (effet de cohésion particulièrement visible) et pour des contraintes plus élevées, où la microstructure cimentée est sollicitée de manière plus intense.

On note également que le gain reste relativement modeste entre 0 % et 1,5 % de CKD, tandis qu'un seuil critique semble se dessiner autour de 3,5 %, au-delà duquel les augmentations de résistance deviennent plus marquées. Cette observation suggère l'existence d'un dosage optimal de CKD permettant de mobiliser pleinement le potentiel de renforcement du matériau. Ainsi, l'incorporation de poussière de clinker contribue efficacement à accroître la résistance maximale du sable limoneux, en améliorant simultanément la rigidité du squelette granulaire et la cohésion interne du sol. Cette évolution confère au matériau une capacité accrue à résister aux sollicitations mécaniques, tout en retardant l'initiation de la rupture.

2.1.2. Résistance résiduelle (τ_{res})

L'évolution de la résistance résiduelle τ_{res} en fonction de la teneur en poussière de clinker est présentée à la Figure V.3. L'analyse des résultats révèle une amélioration significative de la résistance post-pic avec l'augmentation du pourcentage de CKD, et ce pour tous les niveaux de contrainte normale étudiés (100, 200 et 300 kPa).

Sous une contrainte normale de 100 kPa, la résistance résiduelle progresse de 70 kPa pour le sable non traité à 111 kPa avec 3,5 % de CKD, soit une hausse d'environ 60 %. A 200 kPa, l'amélioration est encore plus sensible : avec un passage de 136 kPa à 206 kPa, soit une amélioration de plus de 50 %. Sous 300 kPa, bien qu'un net renforcement soit observé par

rapport au sol non traité (passant de 208 kPa à près de 250 kPa). Toutefois, la différence entre les deux dernières teneurs reste marginale, suggérant un effet de saturation.

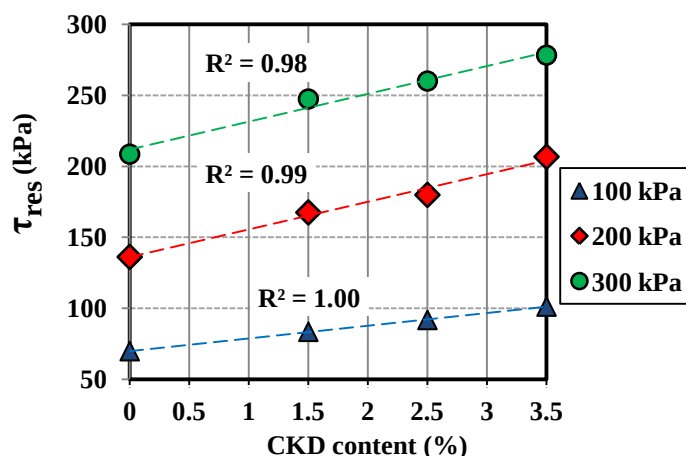


Figure V.3 : Évolution de la résistance résiduelle au cisaillement (τ_{res}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100, 200 et 300 kPa), après 7jrs de cure.

Ces résultats démontrent que l'ajout de CKD renforce la capacité du sol à maintenir une résistance mécanique significative après la rupture, en particulier grâce à la formation d'un réseau cimenté résistant aux déformations plastiques. Néanmoins, sous contraintes très élevées, la progression de la résistance tend à se stabiliser, probablement en raison de la formation de microfissures internes au sein de la matrice cimentée, qui limitent l'apport mécanique des teneurs les plus élevées.

Ainsi, la stabilisation par CKD améliore la résistance résiduelle du sol, contribuant à une meilleure tenue post-rupture et à une augmentation de la durabilité structurelle, particulièrement dans des contextes où des déformations prolongées sont à prévoir.

2.1.3. Comportement post-pic (τ_{res}/τ_{max})

L'étude du rapport τ_{res}/τ_{max} constitue un indicateur de la capacité du matériau à conserver ses propriétés mécaniques après l'atteinte du pic de résistance. Un rapport élevé est généralement associé à un comportement ductile, tandis qu'un rapport faible est symptomatique d'une rupture fragile.

Les données illustrées à la Figure V.4 montrent que sous une contrainte normale de 100 kPa, le sable non traité présente un ratio d'environ 0,76 (écart de 22,6 kPa). Ce ratio progresse à 0,85 pour 1,5 % de CKD, puis atteint environ 0,90 à 3,5 % de CKD, avec un écart réduit à 13 kPa. À 200 kPa, le sable témoin (0 %) montre un τ_{res}/τ_{max} d'environ 0.75, alors qu'il atteint 0,91 pour 1,5 % de CKD. Cependant, pour des teneurs plus élevées (2,5 % et 3,5 %), les ratios diminuent légèrement (environ 0,80 et 0,90) avec des écarts respectifs de 42 et 22,5 kPa. Sous 300 kPa, une tendance similaire est observée : le sable non traité présente un

rapport d'environ 0,82, il passe à 0.93 pour 1.5% de CKD, avant de diminuer légèrement pour les teneurs plus élevées (0,84 et 0,79 à 2,5 et 3,5 % de CKD, avec des écarts de 48 et 67 kPa respectivement).

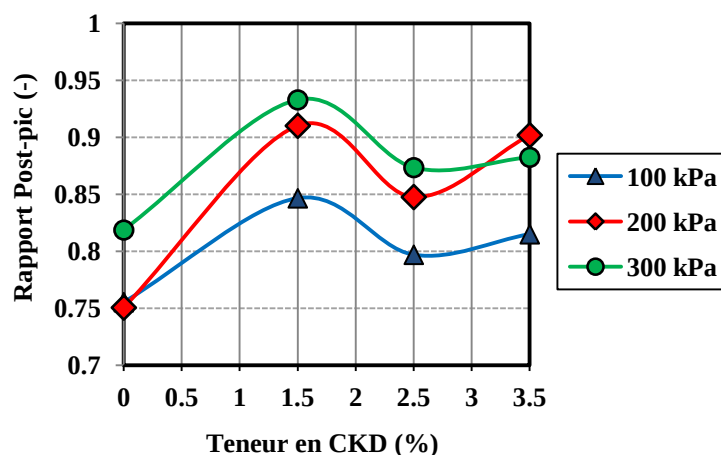


Figure V.4 : Évolution du rapport (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100, 200 et 300 kPa), après 7jrs de cure.

Ces résultats suggèrent qu'une teneur modérée en CKD (autour de 1,5 %) permet d'optimiser la ductilité du matériau et d'atténuer la chute de résistance post-rupture. En revanche, des teneurs plus élevées peuvent induire un comportement plus fragile, notamment sous fortes contraintes, traduisant une rupture plus abrupte du squelette cimenté.

2.2. Rapport de renforcement (Rf)

Le rapport de renforcement (Rf), défini comme le quotient entre la résistance maximale au cisaillement du sol traité et celle du sol non traité, constitue un indicateur synthétique permettant d'apprécier l'efficacité mécanique du traitement à la poussière de clinker. Il reflète directement le gain en résistance conféré par la stabilisation, sous des conditions expérimentales identiques.

Les résultats expérimentaux (Figure V.5) mettent en évidence une influence marquée du teneur de CKD et de la contrainte normale sur la valeur de Rf. Sous une contrainte normale de 100 kPa, le sol traité à 1,5 % de CKD présente une amélioration modeste de l'ordre de 7 % par rapport au témoin, tandis que de 3,5 % de CKD induisent respectivement des gains de 25 % et 34 %. Cette tendance se confirme sous et 300 kPa, où le rapport Rf évolue de 1,04 (pour 1.5 %) à 1.17 (2.5 %) puis 1.26 (3.5 %), traduisant une amélioration relative légèrement atténuée sous forte contrainte.

Ces résultats démontrent que l'addition de CKD améliore de manière significative la résistance au cisaillement, ce qui se traduit par une meilleure capacité du matériau à supporter des charges avant et après atteinte du pic. L'augmentation progressive du Rf d'amélioration

avec le dosage de CKD, en particulier pour des teneurs supérieures à 1.5 %, même si l'effet est légèrement moins prononcé à haute contrainte normale, souligne l'importance des réactions d'hydratation dans la formation de ponts cimentaires (gels C-S-H, C-A-H, etc.) qui consolident la microstructure granulaire.

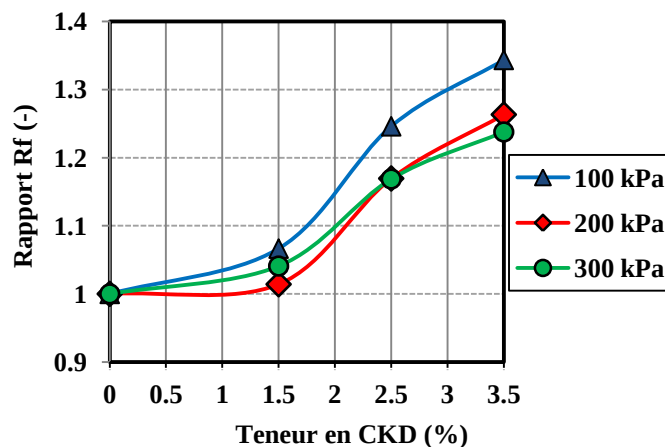


Figure V.5 : Évolution du rapport de résistance au cisaillement (R_f) en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) sous trois contraintes normales différentes (100, 200 et 300 kPa).

En synthèse, l'optimisation du teneur de CKD doit viser à maximiser ce rapport R_f , afin d'obtenir un matériau à la fois robuste lors de la phase de pic et capable de maintenir une résistance post-rupture élevée, garantissant ainsi la stabilité et la durabilité des ouvrages soumis à des charges importantes.

2.3. Influence de la contrainte normale

Les observations expérimentales révèlent que la contrainte normale exerce une influence déterminante sur l'efficacité du renforcement par CKD.

2.3.1. Évolution de la résistance maximale

Concernant l'évolution de la résistance maximale au cisaillement ($\tau_{\max}$) pour différentes teneurs en CKD (de 0 à 3.5 %) en fonction de la contrainte normale est présentée à la Figure V.6. Il ressort de manière claire que $\tau_{\max}$ augmente avec l'accroissement de la contrainte normale, quel que soit la teneur en CKD. Pour le sol non traité (0 % de CKD), $\tau_{\max}$ progresse de 92,5 kPa à 255 kPa en passant de 100 à 300 kPa. Ce comportement est attribuable à la mobilisation accrue de la friction intergranulaire sous contraintes, qui améliore la répartition des contraintes et retarde la rupture

En comparaison, Les échantillons stabilisés au CKD présentent systématiquement des valeurs de $\tau_{\max}$ plus élevées. Par exemple, pour une teneur en poussière de clinker de 3,5 %, $\tau_{\max}$ passe de 124,25 kPa à 315,25 kPa pour les contraintes de 100 à 300 kPa. Cette amélioration est due à l'effet combiné du renforcement par la cimentation – qui accroît la

cohésion et rigidifie le réseau granulaire via la formation de ponts cimentaires (C-S-H, C-A-H) – et à l'effet de contrainte normale qui mobilise efficacement la friction intergranulaire.

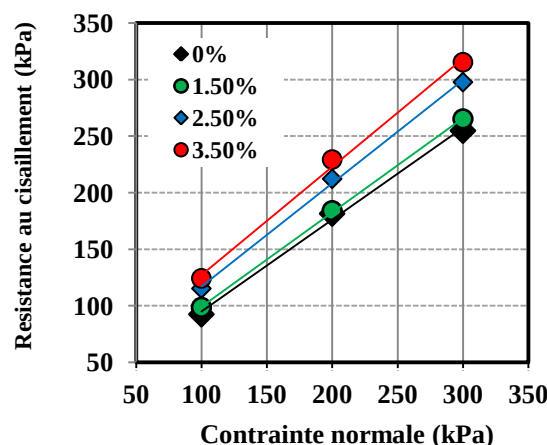


Figure V.6 : Évolution de la résistance maximale au cisaillement (τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

En conclusion, l'augmentation de la contrainte normale améliore la résistance maximale pour tous les types d'échantillons, mais l'effet est particulièrement avantageux pour les sols traités au CKD, qui bénéficient d'une meilleure cohésion et d'une plus grande rigidité grâce à la formation de liaisons cimentaires.

2.3.2. Rapport ($\tau_{rés}/\tau_{max}$) :

La Figure V.7 présente l'évolution du rapport ($\tau_{rés}/\tau_{max}$) en fonction de la contrainte normale pour des échantillons traités à différentes teneurs en CKD. Dans la plupart des cas, ce ratio augmente à mesure que la contrainte normale s'accroît, cette tendance est particulièrement nette pour les échantillons traités.

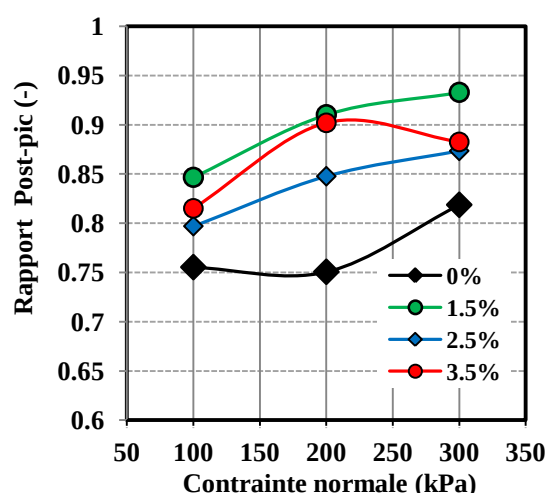


Figure V.7 : Évolution du rapport ($\tau_{rés}/\tau_{max}$) en fonction de la contrainte normale pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

Pour le sol non traité (0 % de CKD), ce rapport augmente modérément de 0.76 (100 kPa) à 0.82 (300 kPa), reflétant une légère amélioration lorsque la contrainte normale s'accroît. À 1.5 %, le rapport est déjà supérieur à celui du témoin non traité atteint 0,93 sous

300 kPa. Pour des teneurs de 2.5 et 3.5 %, les valeurs sont comprises entre 0.80 et 0.88 en fonction de la contrainte.

Sous faibles contraintes, la rupture est généralement plus fragile, mais l'ajout de CKD limite cette fragilité en améliorant la cohésion. En revanche, sous fortes contraintes, le squelette granulaire est mieux mobilisé, ce qui permet au matériau de conserver une part importante de sa résistance.

Enfin, le clinker agit favorablement sur le comportement post-pic, en assurant un maintien de la cohésion et une réduction de la perte de résistance, ce qui est essentiel pour les applications nécessitant une tenue prolongée après rupture (glissements de terrain, fondations, etc.).

2.3.3. Rapport de renforcement (Rf) :

En complément, la Figure V.8 illustre l'évolution du rapport de renforcement (Rf) en fonction de la contrainte normale pour différentes teneurs en CKD. Une tendance générale se dégage : plus la contrainte normale est élevée, plus le rapport Rf tend à diminuer, et ce malgré la présence de clinker.

Cette diminution s'explique par le fait que, sous fortes contraintes, la contribution de la friction devient prédominante, réduisant la part relative de l'amélioration attribuable à la cimentation. Autrement dit, le gain en résistance dû au CKD est moins perceptible dans les contextes où la friction intergranulaire est déjà fortement mobilisée.

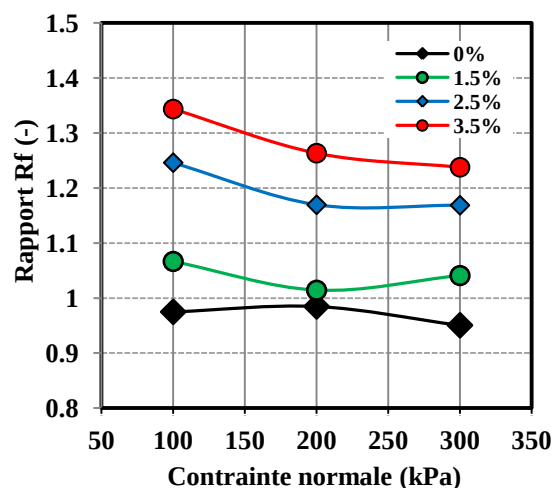


Figure V.8 : Évolution du rapport (Rf) pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%) en fonction de la contrainte normale.

Cependant, il convient de souligner que, même dans ces conditions, les teneurs élevées en CKD (2,5 et 3,5 %) continuent d'offrir des améliorations substantielles de la résistance globale du matériau. Le CKD est particulièrement efficace dans des conditions de faible

contrainte, où il peut compenser la compacité initiale limitée du sable, et reste pertinent dans des contextes plus contraints.

2.4. Évolution des paramètres de résistance

L'analyse des paramètres de résistance, à savoir la cohésion et l'angle de frottement, permet de mieux comprendre l'impact du poussière de clinker (CKD) sur le comportement mécanique du sol. Ces paramètres, extraits des courbes de cisaillement, permettent de mieux comprendre les mécanismes de renforcement induits par la formation de produits d'hydratation (C-S-H, C-A-H, etc.), tant au pic de résistance qu'en post-rupture.

2.4.1. Cohésion (C)

Évolution de la cohésion (C) à l'état maximale et résiduelle (Figure V.9) représente une amélioration significative avec l'augmentation de la teneur en CKD. Cette évolution peut être analysée séparément pour les états maximal (pic) et résiduel.

À l'état maximal, L'ajout de CKD induit une augmentation marquée de la cohésion. Ainsi, le sol non traité présente une cohésion d'environ 14 kPa, tandis qu'une teneur de 3,5 % de CKD permet d'atteindre 32 kPa, soit une amélioration d'environ 130 %. Cette évolution témoigne de l'activation de mécanismes chimiques (formation de gels C-S-H, C-A-H, etc.) qui génèrent des liaisons artificielles au sein du squelette granulaire, renforçant la microstructure du matériau. L'effet de cette cohésion additionnelle est particulièrement prononcé sous faibles contraintes normales, lorsque la contribution de la friction intergranulaire moins dominante.

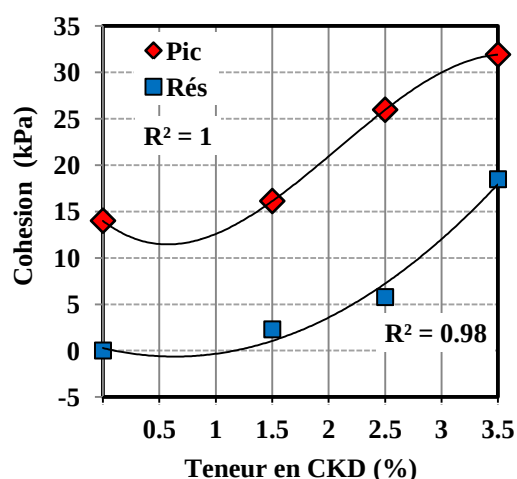


Figure V.9 : Évolution de la cohésion (C) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

À l'état résiduel, une observation particulièrement intéressante concerne l'apparition d'une cohésion résiduelle dans les échantillons traités, contrairement au sol non traité, qui

présente une cohésion résiduelle nulle ($C = 0$ kPa), Dès les premiers teneur en CKD, la cohésion résiduelle progressive, atteignant 18,5 kPa pour 3,5 % de CKD.

Même après la rupture initiale, les gels C-S-H encore partiellement intacts, ainsi que les agrégats de CKD, maintiennent un réseau microfissure capable de transmettre une cohésion résiduelle via des ponts partiels et un ancrage mécanique. Toutefois, il convient de souligner que des teneurs trop élevées pourraient induire un comportement plus fragile (fragile-brittle) en cas de rupture soudaine des liaisons cimentaires.

2.4.2. Angle de frottement (ϕ)

Évolution de l'angle de frottement (ϕ) à l'état maximale et résiduelle (Figure V.10) montre également une progression significative avec l'ajout de CKD. Cependant, son comportement diffère légèrement entre les états maximal et résiduel.

À l'état maximal, on constate une augmentation progressive de l'angle de frottement, passant de 39° pour le sol non traité à 44° pour une teneur de 3.5 % de CKD, soit un gain près de 12 %. Cette progression est liée à l'augmentation de la compacité et de la densité de contact entre les grains, permise par le développement des produits d'hydratation qui combler les interstices et améliorent l'interverrouillage granulaire.

À l'état résiduel, l'angle de frottement suit une évolution comparable, avec une hausse de 35° à $41,5^\circ$ pour les teneurs en CKD allant de 0 à 3,5 %, représentant une amélioration d'environ 19 %. Cette tendance suggère que, même après la rupture du réseau principal de résistance, la surface de rupture reste suffisamment rugueuse et cohérente pour mobiliser une friction intergranulaire effective.

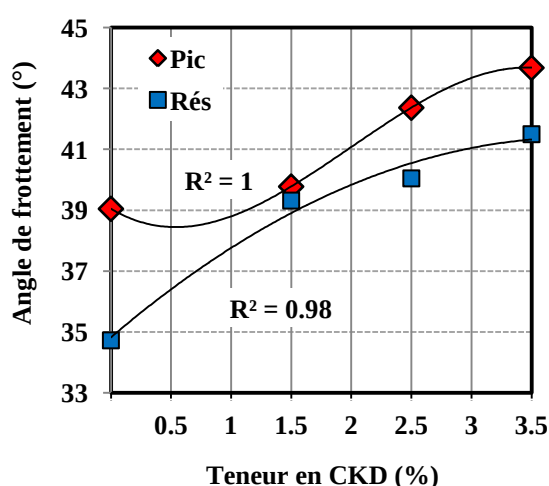


Figure V.10: Évolution de l'angle de frottement (ϕ) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

2.4.3. Analyse du rapport $C/\tan\phi$

Le rapport $C/\tan(\phi)$ permet d'évaluer l'importance relative de la cohésion par rapport à la friction dans la résistance globale du sol. Ce ratio montre une croissance continue avec l'augmentation de la teneur en poussière de clinker, tant à l'état maximal qu'à l'état résiduel.

À l'état maximal (pic), ce rapport passe de 17 kPa pour le sol non traité à environ 34 kPa pour une teneur de 3,5 % en CKD, traduisant un doublement de l'influence de la cohésion dans la résistance globale. Cette augmentation traduit une transition progressive d'un comportement essentiellement frictionnel vers un comportement mixte cohésif-frictionnel, particulièrement sous des contraintes normales faibles à modérées, où la cohésion additionnelle retarde l'apparition du pic.

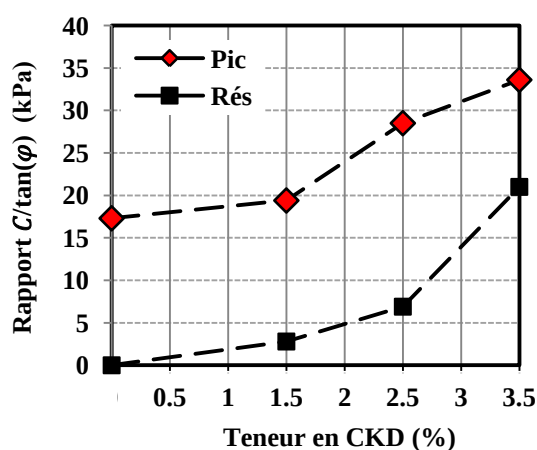


Figure V.11 : Évolution du Rapport ($C/\tan(\phi)$) à l'état maximale et résiduelle en fonction de la teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

À l'état résiduel, le rapport passe de 0 kPa pour le sol non traité à 21 kPa pour 3,5% de CKD, montrant qu'après la rupture, la microstructure cimentée ne s'effondre pas totalement : il subsiste un niveau de cohésion notable, ce qui accroît fortement la résistance résiduelle. Cette évaluation met en évidence l'importance de la cohésion résiduelle, qui assure une résistance post-pic significative.

L'ensemble des résultats indique que l'introduction de CKD dans un sable limoneux permet une amélioration simultanée et significative des deux paramètres fondamentaux de résistance : la cohésion et l'angle de frottement, conduisant à une résistance au cisaillement plus élevée, tant à l'état maximal qu'à l'état résiduel. Cette amélioration est principalement attribuée à la synergie entre la formation des produits d'hydratation (qui renforcent la cohésion) et l'amélioration de l'interverrouillage granulaire (qui accroît la friction).

De surcroît, la présence d'une cohésion résiduelle non négligeable constitue un atout majeur pour la durabilité et la sécurité des structures, en limitant le risque d'effondrement

brutal post-rupture. Toutefois, il convient de nuancer cette amélioration par le fait qu'un excès de clinker (3,5 %) peut induire une rigidité excessive, susceptible de compromettre la ductilité du matériau. Ainsi, une teneur optimisée autour de 2,5 % semble représenter un compromis judicieux entre performance mécanique et comportement post-rupture équilibré.

3. Effet du temps de durcissement.

La seconde partie de ce chapitre analyse l'effet du temps de durcissement (7, 14 et 28 jours) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux contenant 15 % de fines, traité par différentes teneurs en poussière de clinker (CKD) comprises entre 0 % et 3,5 %, et soumis à des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

L'étude se concentre sur deux axes principaux :

- L'évolution de la résistance au cisaillement, en distinguant la résistance maximale ($\tau_{\max}$) atteinte au pic et la résistance résiduelle (τ_{res}) après rupture. Le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\max}$ est également examiné pour caractériser la stabilité post-pic et la ductilité du sol au fil du durcissement ;
- L'analyse du facteur de renforcement (Rf), qui permet de quantifier le gain de résistance conféré par la CKD avec le temps. Parallèlement, l'évolution des paramètres fondamentaux de Mohr-Coulomb — la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) — est étudiée afin de mieux comprendre les mécanismes physico-chimiques responsables de l'amélioration progressive des performances mécaniques du sol traité.

3.1. Évolution de la résistance au cisaillement

L'analyse expérimentale qui suit vise à mettre en évidence l'évolution effective du comportement mécanique du sable limoneux traité en fonction du temps de durcissement et des teneurs en poussière de clinker (CKD). Cette approche permet de relier les phénomènes physico-chimiques de durcissement précédemment décrits aux réponses mécaniques mesurées lors des essais de cisaillement.

La Figure V.12 illustre cette évolution de la résistance au cisaillement pour un sable limoneux de densité moyenne (DR = 50 %) soumis à une contrainte normale de 300 kPa, et stabilisé par différentes teneurs en CKD (0, 1,5, 2,5 et 3,5 %). On y observe une tendance générale d'augmentation de la résistance avec le temps de cure, traduisant l'effet progressif du durcissement et la formation des produits cimentaires.

Trois indicateurs principaux sont analysés : la résistance maximale ($\tau_{\max}$), la résistance résiduelle (τ_{res}) et le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\max}$, afin d'évaluer la performance mécanique globale et la stabilité post-pic du matériau.

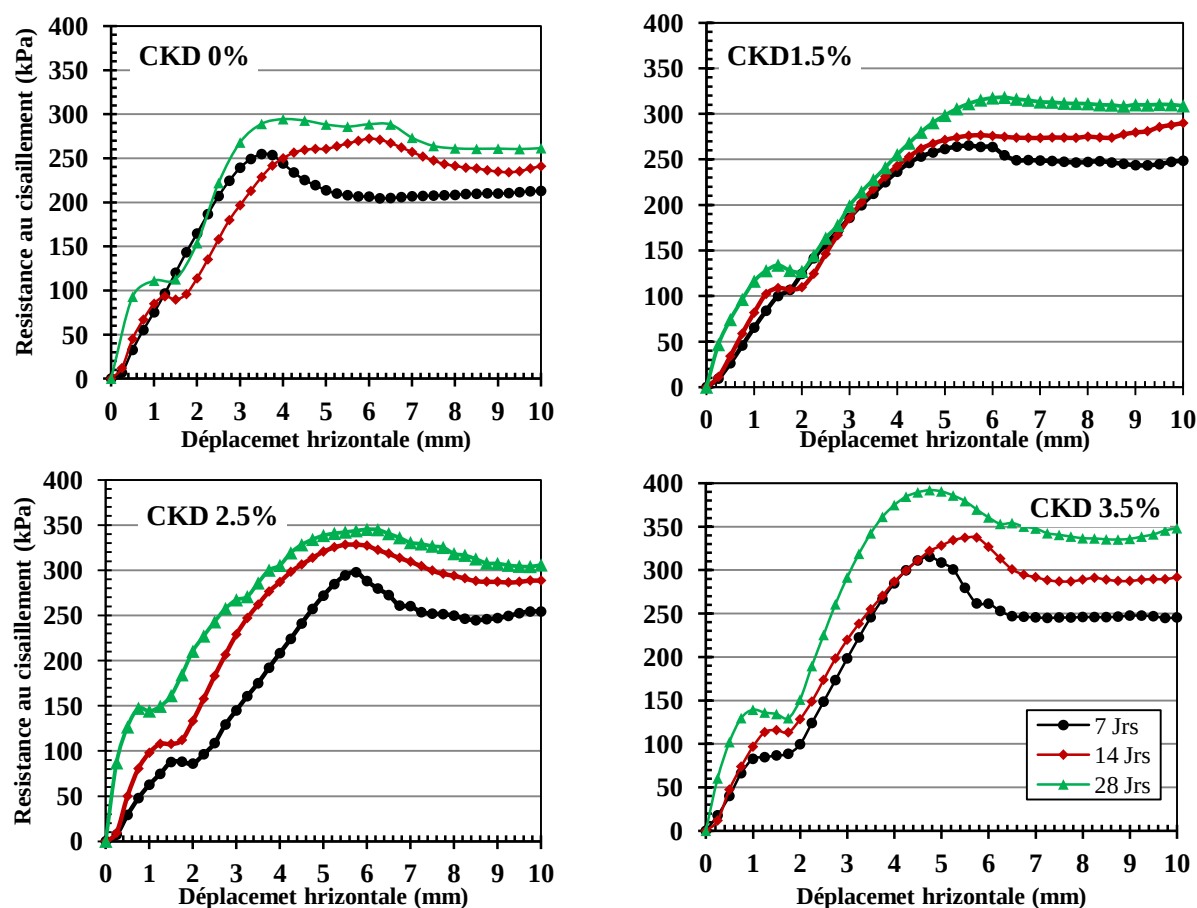


Figure V.12. Évolution de la résistance en fonction du temps de durcissement pour 0, 1.5, 2.5 et 3.5% de CKD sous une contrainte verticale de 300 kPa avec une densité moyenne 50%

3.1.1. Variation de la résistance maximale ($\tau_{\max}$)

La Figure V.13 illustre l'évolution de la résistance maximale $\tau_{\max}$ en fonction du temps de cure, pour différentes teneurs en CKD et sous trois niveaux de contrainte normale

Les résultats mettent en évidence une amélioration progressive de $\tau_{\max}$ avec l'augmentation du temps de durcissement, particulièrement marquée pour les teneurs de 2,5 % et 3,5 % de CKD.

L'évolution peut être décrite selon trois phases successives :

- **Phase initiale (0 à 7 jours) :** Les réactions d'hydratation démarrent rapidement, générant les premiers produits cimentaires C-S-H. Ces liaisons chimiques augmentent la cohésion et renforcent le squelette granulaire.
- **Phase de croissance (7 à 14 jours) :** Une densification accrue du squelette granulaire est observée, due à la poursuite de la cristallisation et au comblement progressif de la porosité par les produits d'hydratation. Par exemple, sous 100 kPa, $\tau_{\max}$ s'accroît de +19 % pour 2,5 % de CKD et de +15 % pour 3,5 %.

- Phase de maturation (14 à 28 jours) :** La structure cimentée atteint une compacité maximale, avec renforcement des ponts chimiques entre particules. Cette période est cruciale pour activer pleinement le potentiel des gels C-S-H, nécessitant toutefois un contrôle rigoureux de l'humidité afin d'éviter des désordres microstructuraux. Par exemple, pour un teneur de 1,5 % de CKD, $\tau_{\max}$ évolue de 121 kPa à 139 kPa à 100 kPa (+14 %), et de 290 à 318 kPa à 300 kPa (+9 %). Pour 2,5 % de CKD, le gain atteint +16 % (de 137 à 159 kPa) à 100 kPa, tandis que 3,5 % permet une hausse supérieure a +38 %.

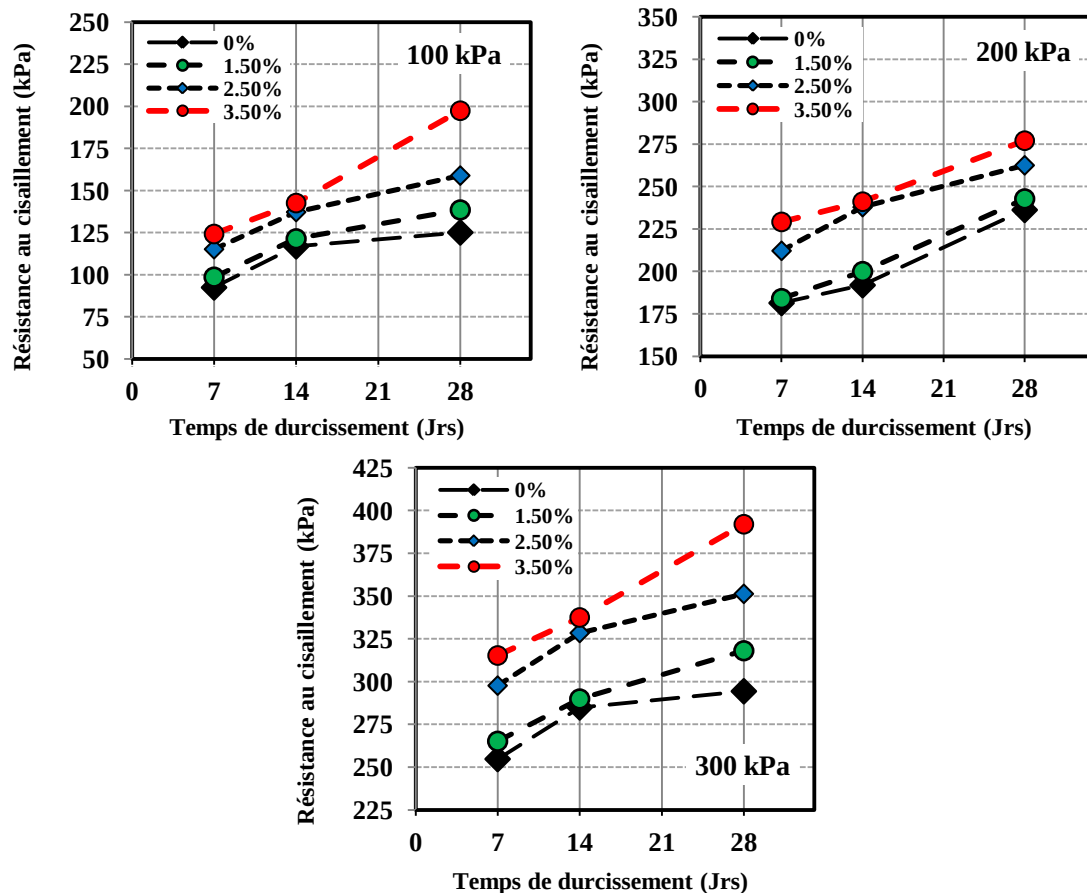


Figure V.13 : Évolution de la résistance maximale ($\tau_{\max}$) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs en clinker (de 0% à 3,5%).

En somme, l'influence persistante de la contrainte normale, combinée aux effets du durcissement, offre une vue d'ensemble du comportement mécanique à long terme, soulignant l'importance d'une cure prolongée (entre 14 à 28 jours) pour maximiser le potentiel des gels C-S-H et assurer la durabilité du matériau.

3.1.2. Variation de la résistance résiduelle (τ_{res})

L'évolution de la résistance résiduelle (Figure V.14) montre une tendance similaire à celle de la résistance maximale, avec des gains significatifs en fonction du temps de durcissement et de la teneur en CKD. Même pour le sol non traité (0 %), on observe une

augmentation naturelle de τ_{res} liée au tassement naturel et à la réorganisation du squelette granulaire. Par exemple, sous 100 kPa, τ_{res} évolue de 70 kPa à 100 kPa entre 7 et 28 jours (+42 %).

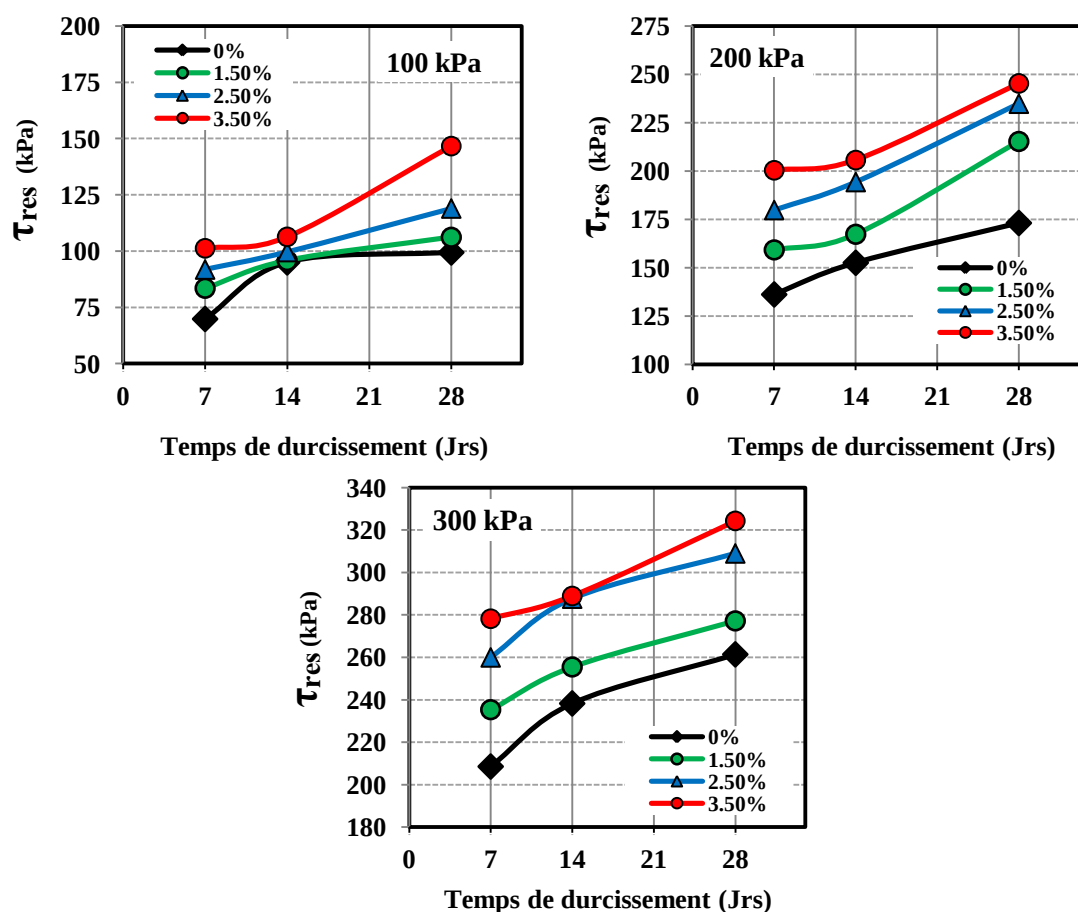


Figure V.14 : Évolution de la résistance résiduelle (τ_{res}) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs en clinker (de 0% à 3,5%).

En revanche, l'incorporation de CKD amplifie considérablement cette progression. Pour un teneur de 1.5 %, τ_{res} augmente de 83 kPa à 106 kPa sous 100 kPa, tandis que pour des teneurs plus élevées (2.5 et 3.5%), les résistances résiduelles à 28 jours atteignent respectivement 119 kPa et 147 kPa. Ces résultats traduisent l'action des gels C-S-H dans la préservation d'un maillage cimenté même après rupture.

Sous des contraintes normales plus élevées (200 et 300 kPa), la tendance est renforcée par l'activation complète des réactions pouzzolaniques, favorisant un meilleur ancrage mécanique post-pic. Dans l'ensemble, la prolongation du temps de durcissement, notamment entre 14 et 28 jours, permet d'optimiser la formation des liaisons chimiques et d'assurer une stabilité post-pic accrue.

3.1.3. Evaluation du rapport τ_{res}/τ_{max} avec le temps

La Figure V.15 illustre l'évolution du rapport τ_{res}/τ_{max} en fonction du temps de durcissement, de la teneur en CKD et de la contrainte normale appliquée. Il ressort que ce rapport, généralement compris entre 0,73 et 0,89, traduit un comportement globalement ductile du matériau après rupture. L'augmentation de la teneur en CKD se traduit par une amélioration notable de la stabilité post-pic, en particulier pour les dosages de 2,5 % et 3,5 %, où les valeurs du rapport demeurent élevées ($\approx 0,85-0,89$).

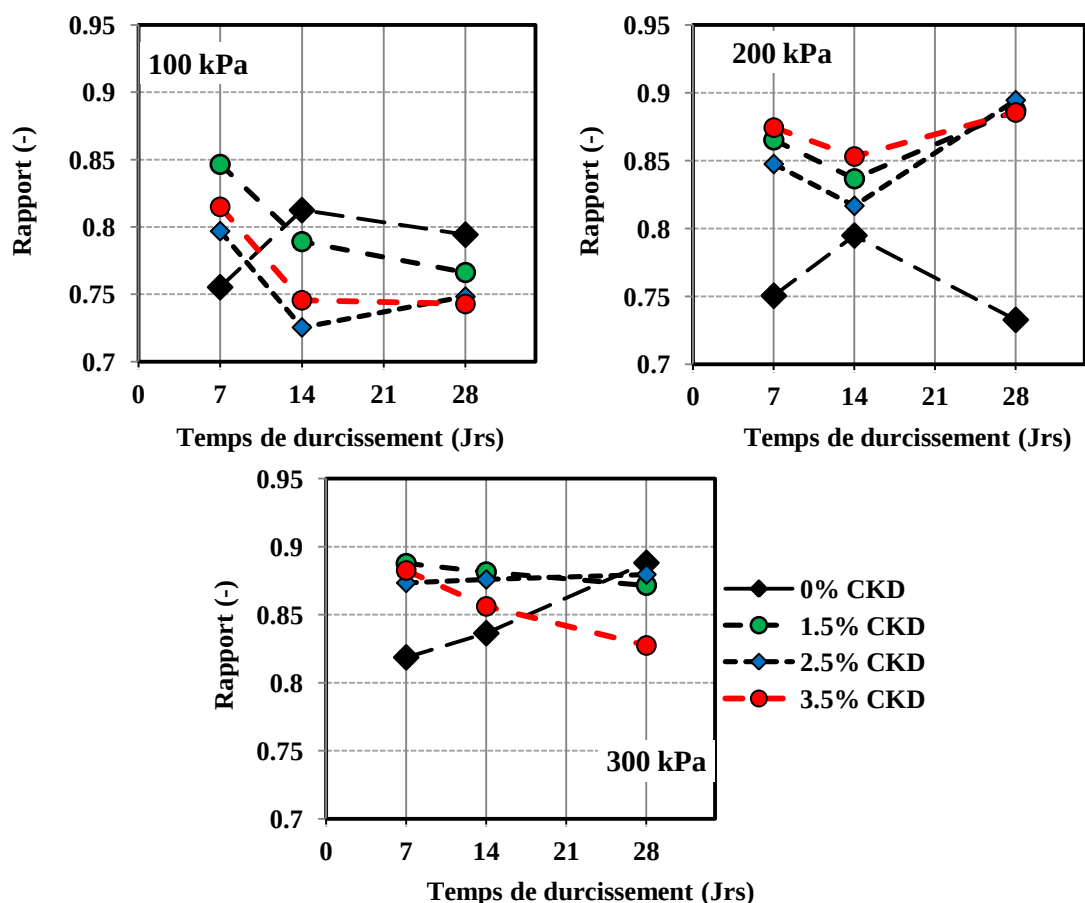


Figure V.15 : Évolution du Rapport (τ_{res}/τ_{max}) en fonction du temps de cure (7, 14 et 28 jours), pour différentes teneurs en clinker (de 0 à 3.5%).

L'effet du temps de durcissement se manifeste plus clairement sous fortes contraintes normales : à 300 kPa, le rapport τ_{res}/τ_{max} augmente légèrement avec le temps pour atteindre des valeurs maximales à 28 jours, atteignant 0,89 à 28 jours pour 2,5 % et 1,5 % de CKD, traduisant la consolidation progressive du squelette granulaire par les liaisons cimentaires formées. À l'inverse, sous faibles contraintes (100 kPa), une légère réduction du rapport au-delà de 14 jours est observée, suggérant une rigidification accrue pouvant induire une rupture plus fragile.

Ainsi, il apparaît que la poussière de clinker contribue significativement à la stabilité post-rupture du sable limoneux, particulièrement sous fortes contraintes et après un durcissement prolongé, confirmant son rôle de liant cimentaire efficace.

3.2. Rapport de renforcement (Rf) en fonction du temps

Le rapport de renforcement permet d'apprécier l'efficacité de la poussière de clinker (CKD) sur l'amélioration de la résistance au cisaillement du sable limoneux. Les valeurs obtenues (Tableau V.16) montrent une tendance générale à l'augmentation de Rf avec la teneur en CKD et le temps de durcissement, confirmant l'effet bénéfique de la formation de liaisons cimentaires au sein de la matrice granulaire.

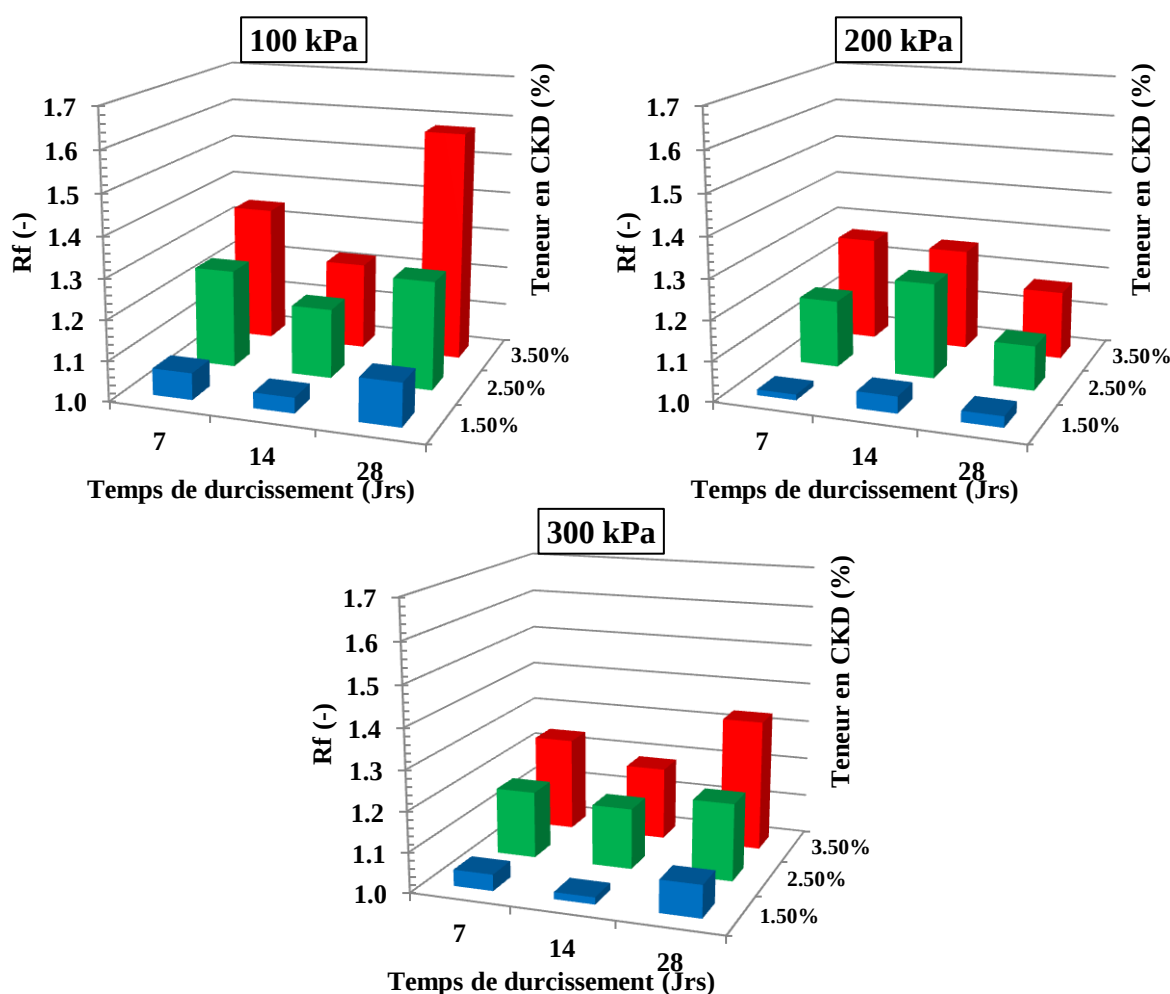


Figure V.16 : Évolution du Rapport (Rf) en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en clinker (de 0 à 3.5%) sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

Les résultats révèlent une évolution contrastée de Rf selon la teneur en CKD, la durée de durcissement et la contrainte appliquée : Pour un faible teneur en poussière de clinker (1.5%), les valeurs de Rf sont proches de 1 (oscillant entre 1.01 et 1.11), Cette évolution modeste suggère une efficacité limitée du traitement à cette concentration, indépendamment du niveau de contrainte ou du temps de durcissement. Ce comportement s'explique par une

contribution marginale des produits d'hydratation à la résistance globale du matériau, reflétant une densification microstructurale incomplète.

Pour la teneur de 1,5 % en CKD, les valeurs de R_f restent modérées ($\approx 1,01 - 1,11$), traduisant un renforcement limité lié à une quantité insuffisante de produits d'hydratation pour assurer un maillage cohésif entre les particules. En revanche, à partir de 2,5 % de CKD, une nette amélioration est observée : le rapport atteint 1,25 à 1,27 sous 100 kPa après 28 jours, traduisant une contribution significative du liant à la résistance globale.

La teneur de 3,5 % se distingue par des valeurs maximales de R_f atteignant 1,58 sous faible contrainte (100 kPa) à 28 jours, ce qui témoigne d'une efficacité accrue du liant dans les conditions de faible confinement. Cet effet s'explique par la prédominance des liaisons chimiques (C-S-H, C-A-H) qui suppléent au manque d'interverrouillage mécanique dans les zones faiblement contraintes.

Sous fortes contraintes (300 kPa), les gains relatifs de R_f ont plus modérés, car la résistance globale est dominée par le frottement intergranulaire plutôt que par les effets du liant. Ainsi, l'évolution du rapport R_f confirme que la poussière de clinker agit comme un liant efficace, capable d'augmenter sensiblement la résistance au cisaillement, en particulier pour des teneurs supérieures à 2,5 % et après 28 jours de cure.

En somme, l'analyse de l'évolution du rapport de renforcement R_f en fonction du temps de durcissement et du niveau de contrainte montre que, le dosage de 3.5% de CKD est optimal pour obtenir un renforcement marqué à long terme dans des conditions de faible contrainte, un dosage de 2.5% constitue un compromis performant, assurant un renforcement modéré mais constant, avec une bonne stabilité mécanique sous des contraintes faibles à élevées, et le dosage de 1,50 % présente une efficacité marginale, n'ayant qu'un impact limité sur la résistance globale du sol stabilisé.

Pour une meilleure visualisation comparative, le Tableau V.1 ci-dessous synthétise les performances observées selon les dosages en CKD :

Tableau V.1 : Synthèse des performances, stabilité et recommandations de temps de durcissement en fonction du dosage en CKD

Critère	Teneur en poussière de clinker		
	1,50%	2,50%	3,50%
Efficacité	Faible	Modérée à élevée	Élevée (sous 100 kPa)
Stabilité	Neutre	Bonne sous contraintes variées	Limitée sous contrainte élevées
Temps de durcissement recommandée	Non critique	14 à 28 jours	≥ 28 jours

3.3. Evaluation des paramètres de résistance

L'évaluation des paramètres de résistance, à savoir la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ), constitue une étape cruciale pour comprendre les effets du traitement au poussière de clinker (CKD) sur le comportement mécanique du sable limoneux. L'évolution de ces paramètres en fonction du temps de durcissement (7, 14 et 28 jours) et des teneurs de CKD (0, 1.5, 2.5 et 3.5 %) révèle les mécanismes physico-chimiques sous-jacents, notamment l'hydratation des silicates (C_3S , C_2S) et des aluminates (C_3A), et leur impact sur la microstructure du matériau.

3.3.1. Évolution de la cohésion:

La Figure V.17 illustre l'évolution de la cohésion en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD. L'analyse met en évidence une progression significative de la cohésion pour l'ensemble des échantillons, avec des gains directement liés à la durée de durcissement et à la teneur en CKD. Cette amélioration est attribuée à la formation progressive de produits d'hydratation (gels C-S-H, C-A-H, ettringite) qui agissent comme des liaisons cimentaires entre les grains de sable.

Pour le sable non traité (0 %), la cohésion initiale est relativement faible (environ 14 kPa à 7 jours), et augmente de +114 % pour atteindre 30 kPa à 14 jours, puis continue de croître jusqu'à 50 kPa à 28 jours (+257 %), en raison du compactage naturel et de la réorganisation granulaire, bien que l'absence de liant limite la performance structurelle finale.

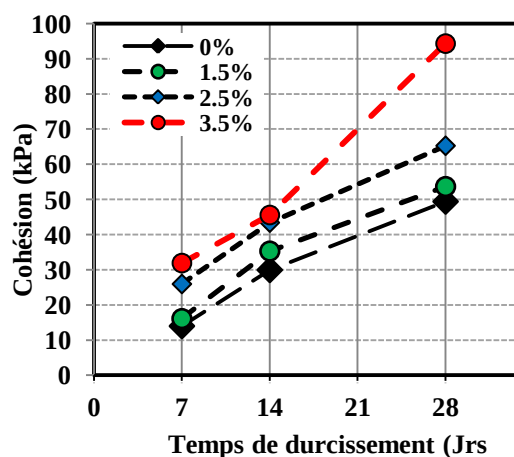


Figure V.17: Évolution de la cohésion (C) en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en clinker (de 0 à 3.5%).

Avec un teneur de 1.5% de CKD, une amélioration plus soutenue est observée, avec une cohésion évoluant d'environ 16 kPa à plus de 50 kPa à 28 jours (+212 %), démontrant l'effet significatif des premières phases d'hydratation dès la première semaine. Un teneur de 2.5% de CKD, la cohésion passe de 26 kPa à 43 kPa entre 7 et 14 jours (+65 %), puis atteint plus de 65 kPa à 28 jours (+152 %).

Enfin, à 3.5%, la cohésion atteint un maximum de 94 kPa à 28 jours (+213 %), grâce à une maturation optimale des gels C-S-H et à la synergie maximale entre les phases actives du CKD, même si un dosage élevé peut induire une rigidité accrue, et donc un comportement potentiellement plus fragile sous de fortes contraintes.

Dans l'ensemble, on distingue deux phases principales : (1) une phase initiale (0-7 jours), où les gains découlent principalement de la libération rapide de chaux libre et de la formation précoce de gels C-S-H et d'ettringite, et (2) une phase maturation (14-28 jours), durant laquelle la densification de la matrice cimentée renforce les liaisons intergranulaires, permettant d'atteindre une résistance maximale.

3.3.2. Évolution de l'angle de frottement (ϕ) :

La Figure V.18 illustre l'évolution de l'angle de frottement en fonction du temps de durcissement et du dosage en CKD. Contrairement à la cohésion, les variations de ϕ sont plus modérées mais traduisent néanmoins une amélioration progressive de la rigidité et de l'interverrouillage granulaire induits par le traitement.

Ainsi, le sable non traité présente un angle initial d'environ 39° à 7 jours, augmentant légèrement à 40° (+2,5 %) et se stabiliser. Cette évolution reflète principalement la compacité intrinsèque du squelette granulaire. L'ajout de 1.5 % de CKD entraîne un passage de 39° à 42° à 28 jours, soit une amélioration de +7 %. Cette augmentation résulte d'une réduction de la porosité et d'un meilleur agencement granulaire.

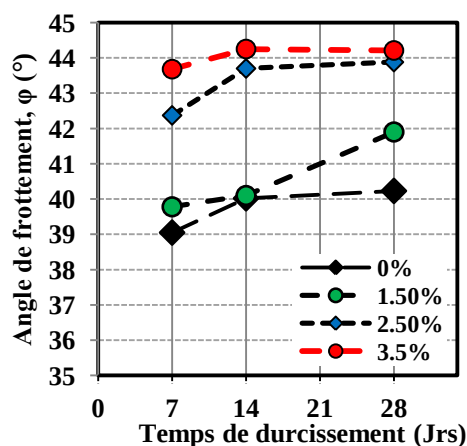


Figure V.18 : Évolution de l'angle de frottement (ϕ) en fonction du temps de durcissement pour différentes teneurs en clinker (de 0 à 3.5%).

Aux teneurs plus élevées (2.5 et 3.5%), l'angle de frottement culmine autour de 44° à 28 jours, traduisant un renforcement structurel modéré. Toutefois, au-delà de 2,5 %, l'effet de gain tend à s'atténuer, probablement en raison d'une rigidité excessive limitant la dilatance.

Ces observations illustrent trois aspects clés : (1) un gain initial de l'angle est principalement attribuable à une meilleure compacité granulaire, (2) à long terme, une

réduction progressive de la dilatance due à la rigidification du squelette, et (3) un effet de saturation à forte teneur, limitant l'accroissement de ϕ sur le long terme.

3.3.3. Analyse du rapport $C/\tan\phi$

L'analyse du rapport $C/\tan\phi$, représentant la contrainte normale équivalente, met en évidence la contribution respective de la cohésion et du frottement interne dans la résistance globale du sol traité. Les résultats obtenus dans la Figure V.19 montrent une évolution significative de ce rapport en fonction du temps de cure et du taux de clinker ajouté au matériau.

On observe d'abord que le rapport $C/\tan\phi$ augmente nettement avec le temps de cure, pour toutes les compositions. Ce comportement traduit la progressive hydratation du clinker et la formation de liaisons cimentaires entre les grains du sol, ce qui accroît la cohésion apparente. Pour le sol témoin (0 % de clinker), le rapport passe de 17,27 kPa à 58.4 kPa entre 7 et 28 jours, soit un triple de la contribution cohésive. Cette croissance est encore plus marquée pour les échantillons traités : par exemple, pour un ajout de 1,5 % de clinker, le rapport s'élève de 19,36 à 58,89 kPa sur la même période.

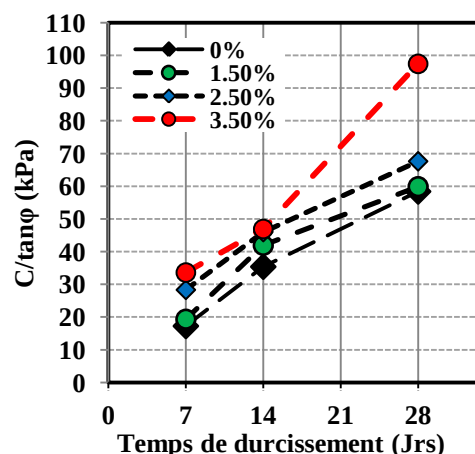


Figure V.19 : Évolution du Rapport ($C/\tan(\phi)$) en fonction de temps de durcissement pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

Le rapport d'amélioration (I) représenté dans la Figure V.20 et calculé par :

$$I = (C/\tan \phi)_{\text{traité}} / C/\tan \phi)_{\text{non-traité}} ;$$

Souligne cet effet. À 7 jours, I varie de 1,12 à 1,95 selon le pourcentage de CKD, montrant une amélioration rapide de la résistance à court terme. À 28 jours, I se varie entre 1,30 et 1,65, indiquant que le mélange témoin développe lui aussi une cohésion naturelle avec le temps, tandis que les échantillons renforcés atteignent un état quasi stable de cimentation.

L'ensemble de ces observations traduit une transition progressive d'un comportement purement frictionnel vers un comportement partiellement cimenté, caractéristique des sols renforcés par liants hydrauliques.

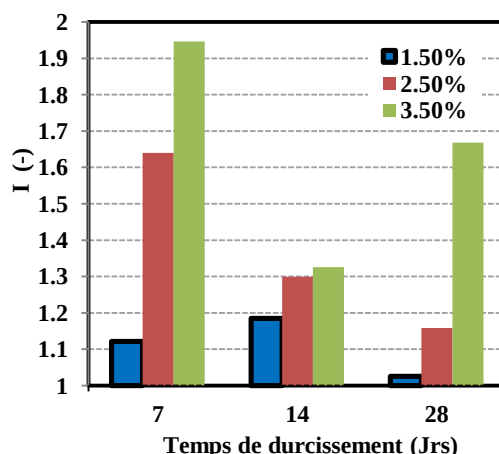


Figure V.20 : Évolution du Rapport d'amélioration (I) en fonction de temps de durcissement pour différentes teneur en poussière de clinker (de 0 à 3.5%).

En conclusion, le rapport $C/\tan\phi$ constitue un indicateur pertinent de l'efficacité du clinker dans l'amélioration du comportement mécanique du sol. L'effet combiné du temps de cure et du dosage en clinker conduit à une augmentation simultanée de la cohésion et de la résistance globale, avec un optimum technique situé autour de 2,5 à 3 % de clinker.

3.4. Influence de la contrainte normale

L'analyse de l'effet de la contrainte normale (σ_n) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux traité à la poussière de clinker (CKD) permet de mieux cerner les mécanismes de renforcement induits par la cure cimentaire et leur interaction avec le niveau de confinement.

Trois paramètres fondamentaux sont étudiés ici : la résistance maximale au cisaillement ($\tau_{\max}$), la résistance résiduelle (τ_{res}), et le rapport post-pic $\tau_{\text{res}}/\tau_{\max}$, auxquels s'ajoute l'analyse du rapport de renforcement (R_f). Ces grandeurs sont évaluées pour différents teneurs en CKD (0, 1.5, 2.5 et 3.5%), sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa, et pour des temps de durcissement de 7 à 28 jours.

3.4.1. Effet sur la résistance au cisaillement maximale et résiduelle

Les résultats expérimentaux montrent une augmentation quasi linéaire de $\tau_{\max}$ et τ_{res} avec l'accroissement de la contrainte normale, conformément au critère de Mohr-Coulomb. (Figure V.20) Cette progression est également amplifiée par le temps de durcissement, traduisant le développement progressif de liaisons cimentaires au sein de la matrice sableuse.

En effet, pour le sable non traité, sous 100 kPa, $\tau_{\max}$ passe de 92,5 à 125, tandis que la résistance résiduelle s'améliore de 70 à 100 kPa entre 7 et 28 jours. Sous une contrainte de 300 kPa, $\tau_{\max}$ évolue de 255 à 295 kPa, et τ_{res} passe de 208 à 261 kPa sur la même période. Ce phénomène s'explique par la contrainte normale accru qui limite la propagation des fissures et

favorise une dilatance limitée, permet une meilleure répartition des efforts et une augmentation des capacités portantes du matériau.

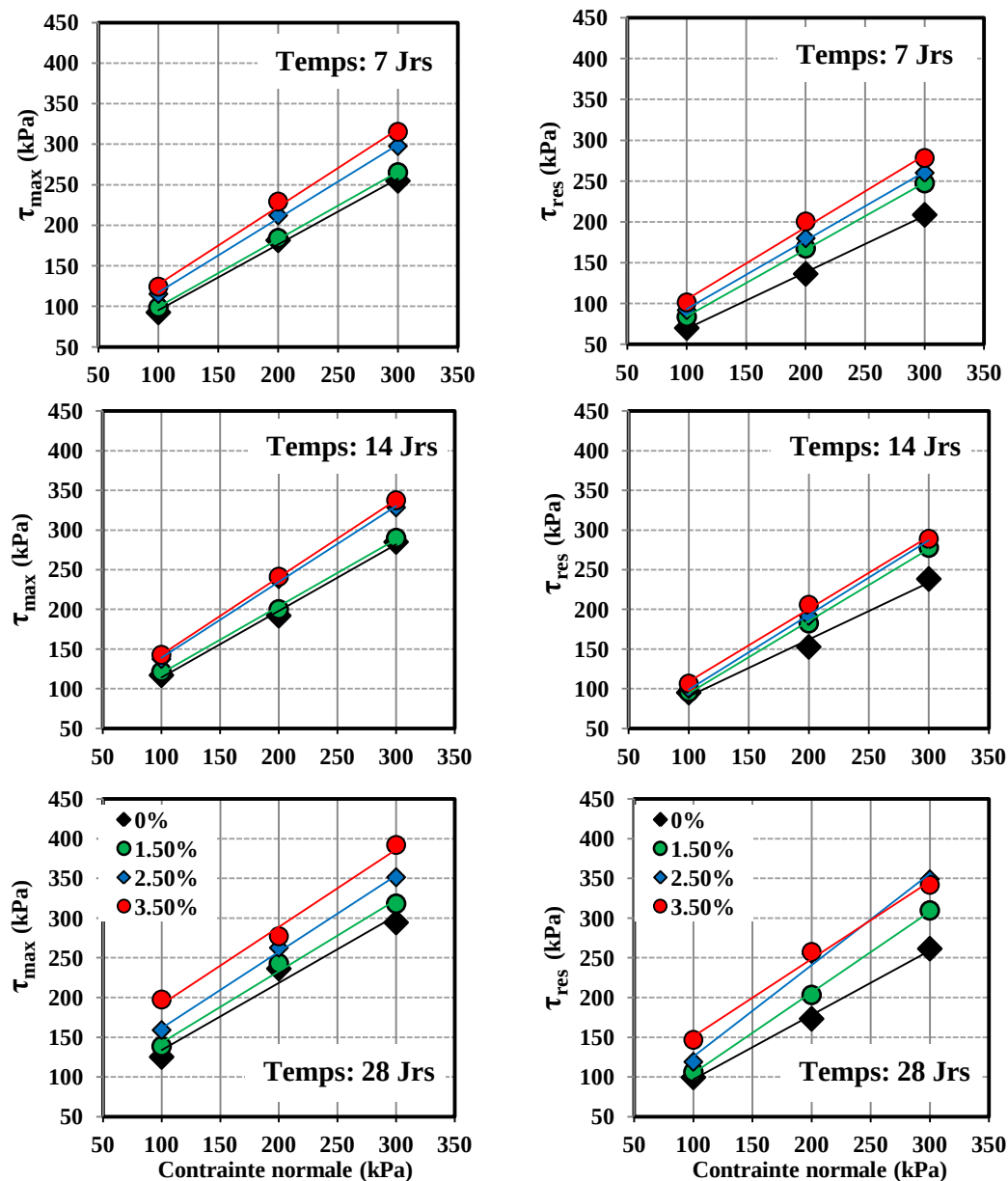


Figure V.21 : Evolution de la résistance maximale ($\tau_{\max}$) et résiduelle (τ_{res}) en fonction de contrainte normale pour différents teneurs e clinker et temps de durcissement.

Pour les sols traités, une amélioration continue est observée avec l'augmentation de σ_n . À titre d'exemple, avec 2,5 % de CKD, $\tau_{\max}$ passe de 115 kPa à 160 kPa sous 100 kPa, et de 298 à 350 kPa sous 300 kPa, entre 7 et 28 jours. Les résistances résiduelles suivent des tendances similaires.

Ces résultats démontrent que l'augmentation de σ_n , combinée à une cure prolongée, renforce non seulement la capacité maximale du matériau à résister au cisaillement, mais aussi sa capacité à conserver une partie substantielle de cette résistance après le pic de charge, améliorant ainsi la stabilité et la ductilité globale.

3.4.2. Rapport de post-pic (τ_{res}/τ_{max})

L'analyse du rapport post-pic τ_{res}/τ_{max} (Figure V.22) met en évidence l'influence combinée de la teneur en poussière de clinker (CKD), du temps de durcissement et de la contrainte normale sur la stabilité du matériau après rupture. Globalement, une tendance haussière du rapport est observée avec l'augmentation du contrainte normale et du temps de cure, traduisant une amélioration progressive de la cohésion intergranulaire et de la continuité des liaisons cimentaires issues des réactions d'hydratation. Pour les échantillons non traités, les valeurs demeurent modérées (0,73–0,84), mais augmentent sensiblement à 28 jours sous 300 kPa, indiquant une contribution accrue du frottement pur.

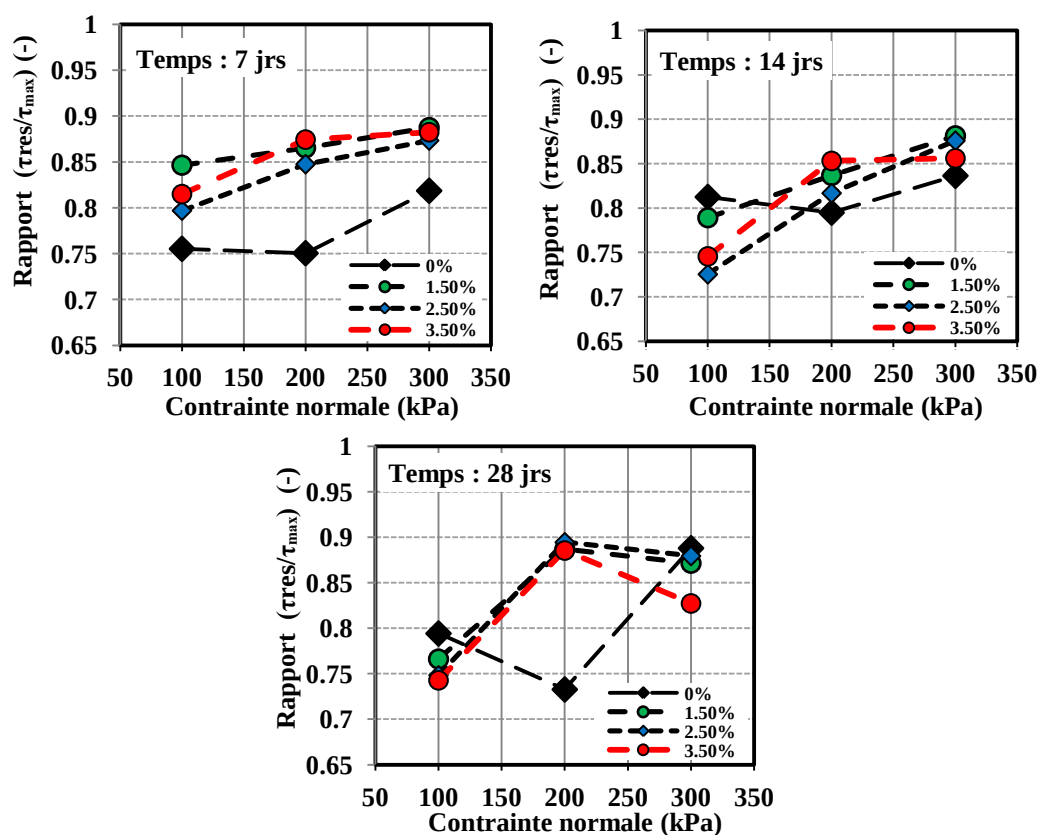


Figure V.22: Évolution du Rapport (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale à différentes temps de durcissement pour différentes teneurs en CKD.

L'ajout de CKD améliore nettement la tenue post-rupture, en particulier pour les dosages de 1,5 % et 2,5 %, qui présentent des rapports supérieurs à 0,85 sous 200–300 kPa, témoignant d'un comportement plus ductile et d'une meilleure capacité d'absorption d'énergie après le pic. À 2,5 % de CKD, la stabilité atteint son optimum avec des rapports avoisinant 0,9, signe d'une répartition homogène des produits d'hydratation et d'une matrice granulaire bien consolidée. En revanche, à 3,5 %, les valeurs deviennent plus irrégulières, suggérant qu'un excès de liant peut induire une microfissuration ou une distribution hétérogène du ciment, limitant les gains post-pic. Ainsi, la proportion de 2,5 % apparaît

comme un compromis optimal entre résistance et ductilité, assurant une performance mécanique durable du sable limoneux traité.

3.4.3. Rapport de renforcement (Rf)

L'analyse du rapport de renforcement Rf (Figure V.23) met en évidence une réponse non linéaire vis-à-vis de la contrainte normale et du temps de durcissement.

De manière générale, les valeurs les plus élevées de Rf sont observées sous faible contrainte ($\sigma_n = 100$ kPa), notamment pour les teneurs de 2,5 % et 3,5 % en CKD, où le renforcement relatif du matériau atteint respectivement 1,27 et 1,58 à 28 jours. Ce comportement s'explique par la faible résistance initiale du sol non traité à bas confinement, qui amplifie l'effet bénéfique du liant cimentaire. À mesure que la contrainte normale augmente, le rapport Rf tend à se stabiliser ou à diminuer légèrement, indiquant que le rôle du CKD devient moins dominant face au frottement intergranulaire accru.

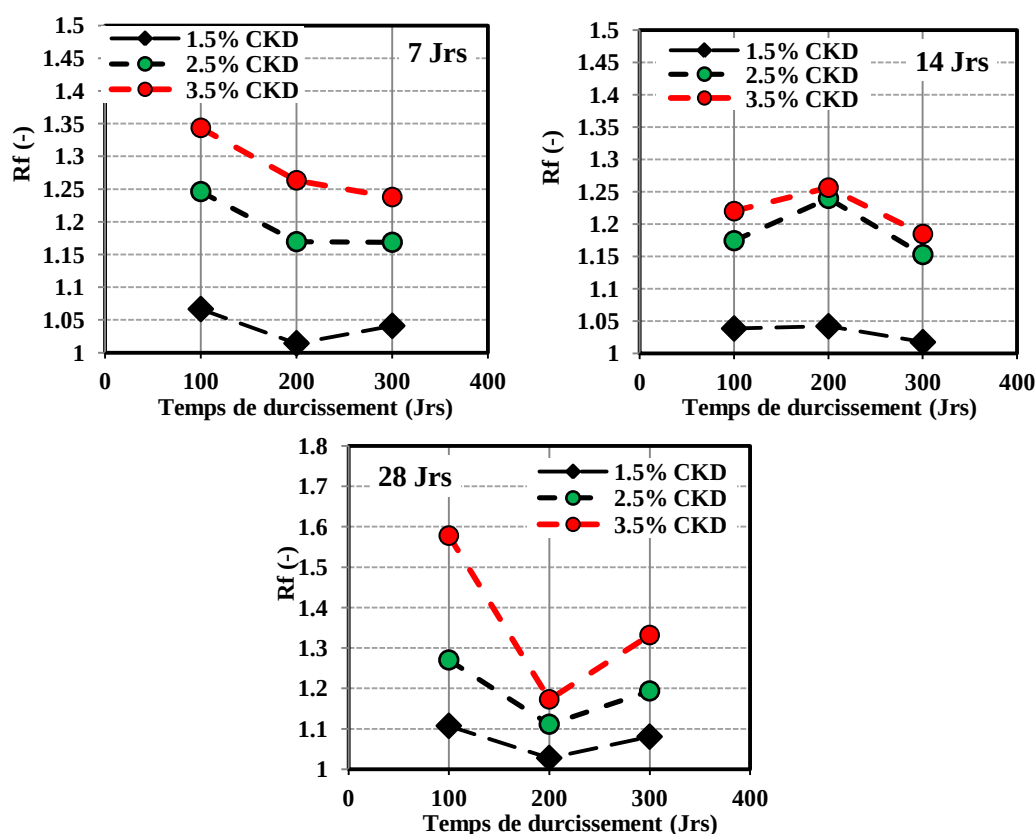


Figure V.23: Évolution du Rapport (Rf) en fonction de la contrainte normale à différentes temps de durcissement pour différents teneurs en CKD.

Par ailleurs, l'évolution temporelle de Rf souligne l'importance du durcissement : à toutes les teneurs, une hausse modérée est observée entre 7 et 28 jours, traduisant la maturation progressive des produits d'hydratation (C-S-H, ettringite) qui renforcent la matrice granulaire. Cependant, cette évolution n'est pas monotone : certaines variations

intermédiaires, comme à 14 jours pour 2,5 % CKD sous 200 kPa ($R_f = 1,24$), reflètent une interaction complexe entre la cinétique d'hydratation et le niveau de confinement.

Globalement, une teneur de 2,5 % en CKD apparaît optimale : elle assure un renforcement homogène et durable sans excès de rigidité. En revanche, un dosage plus élevé (3,5 %) induit parfois une réponse instable liée à une distribution irrégulière du liant ou à une microfissuration de la matrice, limitant le gain effectif de résistance sous fortes contraintes. Ainsi, la performance mécanique maximale est atteinte sous confinement modéré et après une cure prolongée, où l'équilibre entre cohésion cimentaire et friction granulaire est le mieux exploité.

4. Conclusion

L'analyse expérimentale de l'effet combiné de la teneur en poussière de clinker (CKD) et du temps de durcissement sur le comportement mécanique d'un sable limoneux traité met en évidence des tendances nettes et des paramètres d'optimisation essentiels pour la stabilisation des sols.

Concernant l'influence de la teneur en CKD ; les résultats montrent qu'une augmentation progressive du dosage entraîne une amélioration quasi linéaire des résistances au cisaillement maximale ($\tau_{\max}$) et résiduelle (τ_{res}), avec des gains atteignant jusqu'à +34 % pour un taux de 3,5 %. La cohésion (C) est significativement renforcée, passant de 14 kPa pour le sable naturel à environ 31,9 kPa, soit une multiplication par 2,3. L'angle de frottement interne (ϕ) progresse également de +12 %, atteignant près de 44° à 28 jours.

Toutefois, un optimum mécanique est observé autour de 2,5 % de CKD, assurant un compromis entre le gain de résistance, la stabilité post-pic et la prévention d'une rigidification excessive susceptible d'engendrer une rupture fragile.

S'agissant du temps de durcissement, son influence s'avère déterminante, en particulier entre 7 et 28 jours. Les résistances maximales et résiduelles augmentent fortement, avec un gain de +58 % sous 100 kPa pour 3,5 % de CKD. La cohésion évolue de manière exponentielle, enregistrant une hausse de +253 % à 28 jours, traduisant l'avancement des réactions d'hydratation et la densification progressive de la matrice cimentée. En revanche, l'angle de frottement tend à se stabiliser après 14 jours, ce qui indique la prédominance des mécanismes granulaires dans la résistance à long terme.

En résumé, cette étude confirme l'efficacité de la poussière de clinker comme liant alternatif pour la stabilisation des sols, et souligne l'importance d'un dosage maîtrisé ($\approx 2.5\%$) associé à un temps de durcissement suffisant (≥ 28 jours) pour garantir un renforcement durable, homogène et mécaniquement performant du sable limoneux.

Chapitre VI

*Effet de l'émulsion de bitume sur le
comportement mécanique d'un sable limoneux*

1. Introduction

La stabilisation des sols représente un enjeu majeur en géotechnique, particulièrement lorsqu'il s'agit d'améliorer le comportement mécanique des sols fins à faible cohésion. Parmi ces matériaux, les sables limoneux se distinguent par leur faible portance, leur grande sensibilité à l'humidité et leur vulnérabilité aux déformations différentielles, ce qui limite leur utilisation dans les ouvrages de génie civil tels que les routes, remblais et fondations superficielles.

Dans cette perspective, le recours à des liants alternatifs, notamment les **émulsions de bitume (EB)**, constitue une approche innovante et durable pour améliorer les propriétés physico-mécaniques des sols. Contrairement aux liants hydrauliques classiques (chaux, ciment), l'émulsion de bitume agit essentiellement par **enrobage des particules solides**, créant un réseau cohésif semi-continu qui renforce la structure du sol sans nécessiter de réactions chimiques d'hydratation. Ce mécanisme confère au matériau une **meilleure résistance mécanique** et une **stabilité accrue vis-à-vis de l'eau**.

La présente étude vise à analyser de manière systématique l'influence de trois facteurs clés sur le comportement mécanique d'un sable limoneux traité à l'émulsion de bitume :

- la **teneur en émulsion de bitume** (0 %, 3,5 %, 5 %, 7 % et 10,5 %) ;
- le **temps de durcissement** (7, 14 et 28 jours) ;
- les **conditions environnementales** (sèches et immergées).

Les paramètres étudiés incluent la résistance au cisaillement maximale (τ_{peak}), la résistance résiduelle (τ_{res}), la cohésion (C), l'angle de frottement interne (φ), ainsi que leur rapport $C/\tan\varphi$, indicateur de l'équilibre entre la contribution cohésive et frictionnelle. Le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ est également examiné pour caractériser le comportement post-pic (fragile ou ductile) sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa).

2. Effet de la teneur en Emulsion de Bitume.

Cette section présente une analyse expérimentale approfondie de l'influence de la teneur en émulsion de bitume (EB) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux reconstitué.

L'étude repose sur quarante échantillons compactés à une densité relative constante de 50 %, avec une teneur en fluide optimale à 14%, et traités avec des proportions d'émulsion de bitume (0, 3.5, 5, 7 et 10.5 %).

Les éprouvettes ont été soumises à des essais de cisaillement direct sous quatre contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa) dans deux conditions environnementales

distinctes : à l'état sec et en milieu saturé, après une période de cure de 7 jours à température ambiante ($22^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$).

2.1. Résistance au cisaillement (sec vs immergé).

2.1.1. Résistance maximale (τ_{peak}).

2.1.1.1. A l'état sec.

Le comportement typique des échantillons traités, tel qu'illustré par les courbes de la Figure VI.1, est caractérisé par une augmentation initiale de la contrainte de cisaillement jusqu'à un pic (τ_{peak}), suivie d'une décroissance vers une résistance résiduelle (τ_{res}). Cette forme de réponse, observée de manière cohérente pour toutes les contraintes normales appliquées (25 à 200 kPa), met en évidence la contribution simultanée de la cohésion induite par l'émulsion de bitume et du frottement intergranulaire amplifié par la contrainte normale.

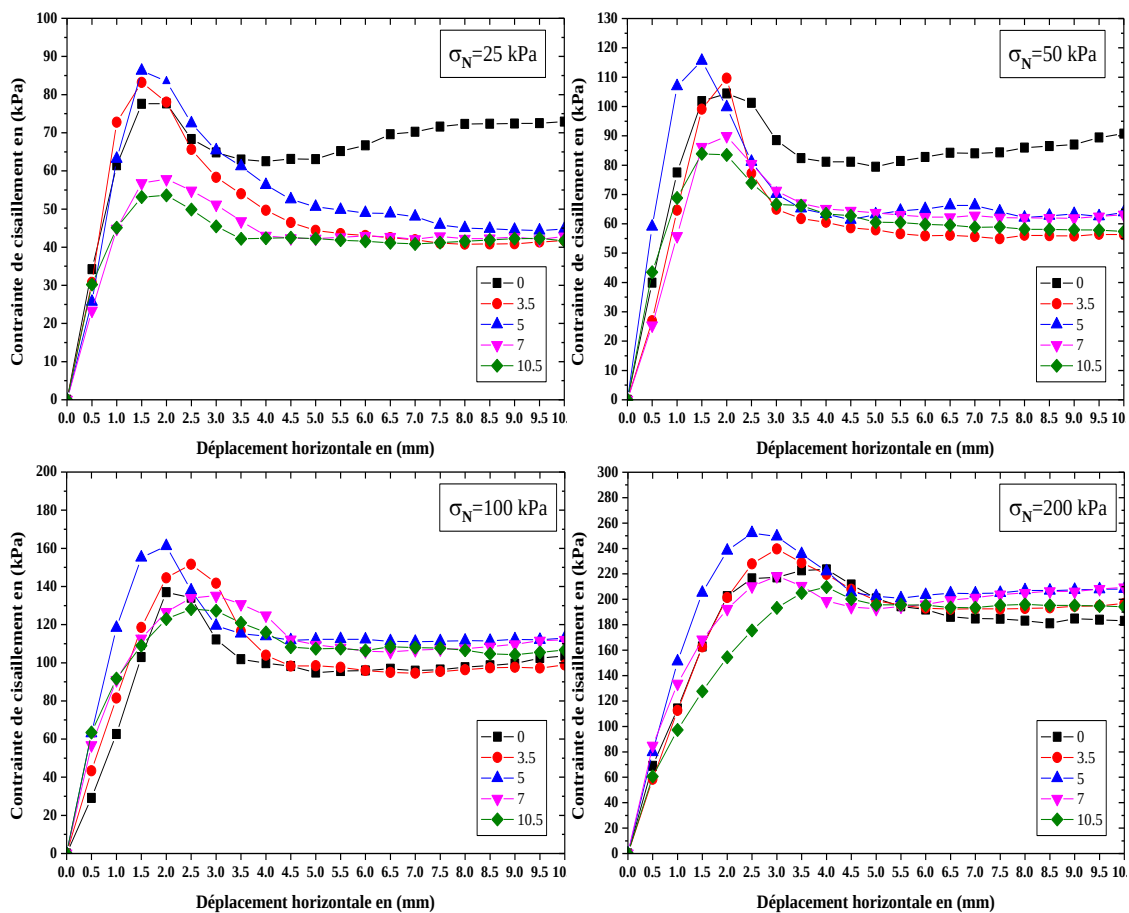


Figure VI.1 : Évaluation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes teneurs en émulsion de bitume (0 à 10,5 %), sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition sèche.

L'analyse des valeurs de τ_{peak} en fonction de la teneur en EB révèle une amélioration significative de la résistance maximale jusqu'à une teneur optimale de 5%. Ainsi, sous une

contrainte normale de 25 kPa, τ_{peak} passe de 77,7 kPa (sol non traité) à 86 kPa pour une teneur de 5% en EB, soit une augmentation de +11%. Des gains similaires sont observés sous 50 kPa (de 104 à 116 kPa, +11%) et sous 100 kPa (de 137 à 161 kPa, +17,5%). Enfin, sous une contrainte de 200 kPa, τ_{peak} atteint 252 kPa à 5% d'EB, contre 223,5 kPa sans traitement, traduisant un gain de +12,7%.

Cependant, au-delà de 5%, l'ajout d'émulsion engendre une diminution marquée de la résistance maximale. Par exemple, la résistance sous 25 kPa chute à 53,60 kPa (soit -38 % par rapport au pic à 5 %), tandis qu'à 50 et 100 kPa, les baisses s'élèvent respectivement à -27 % et -20 %. À 200 kPa, τ_{peak} diminue à 209 kPa (baisse de -17%).

Ce déclin de performance s'explique par l'excès de liant bitumineux, qui provoque une réduction de la résistance par effet de lubrification qui réduit la friction intergranulaire, compromettant ainsi la stabilité mécanique globale.

2.1.1.2. A l'état immergé

En milieu saturé, les tendances générales observées à l'état sec sont globalement conservées, bien que les valeurs absolues de résistance soient systématiquement plus faibles, du fait de la dégradation partielle du film bitumineux au contact de l'eau.

L'adoucissement du liant entraîne une diminution de la cohésion et une plus grande mobilité des grains, réduisant ainsi τ_{peak} .

Les courbes de la Figure VI.2 révèlent, malgré cette baisse, un comportement similaire : croissance de la contrainte avec le déplacement horizontal, atteinte d'un maximum, puis stabilisation vers un état résiduel.

L'ajout d'EB jusqu'à 5% continue d'améliorer de manière significative la résistance maximale, même en présence d'eau.

En effet, sous une contrainte normale de 25 kPa, τ_{peak} augmente de 30 kPa (à 0 % EB) à 45 kPa à 5%, soit un gain de +50 %. De manière comparable, les hausses enregistrées sont de +15 % sous 50 kPa (de 47 à 54 kPa), +16% sous 100 kPa (de 81 à 94 kPa) et +15 % sous 200 kPa (de 148 à 170 kPa). Ces résultats confirment l'efficacité de l'EB pour renforcer les liaisons intergranulaires, même en environnement saturé.

Cependant, au-delà du seuil de 5 %, une décroissance progressive de τ_{peak} est observée, particulièrement marquée sous 25 kPa, la résistance chute de 44, à 31 kPa à 10,5 % EB, soit une diminution de -30 %.

Les décroissances sont moins marquées sous 100 et 200 kPa (autour de -8 %), ce qui indique que les effets néfastes de l'excès de bitume sont plus prononcés à faible contrainte de confinement, où les forces de friction sont moindres.

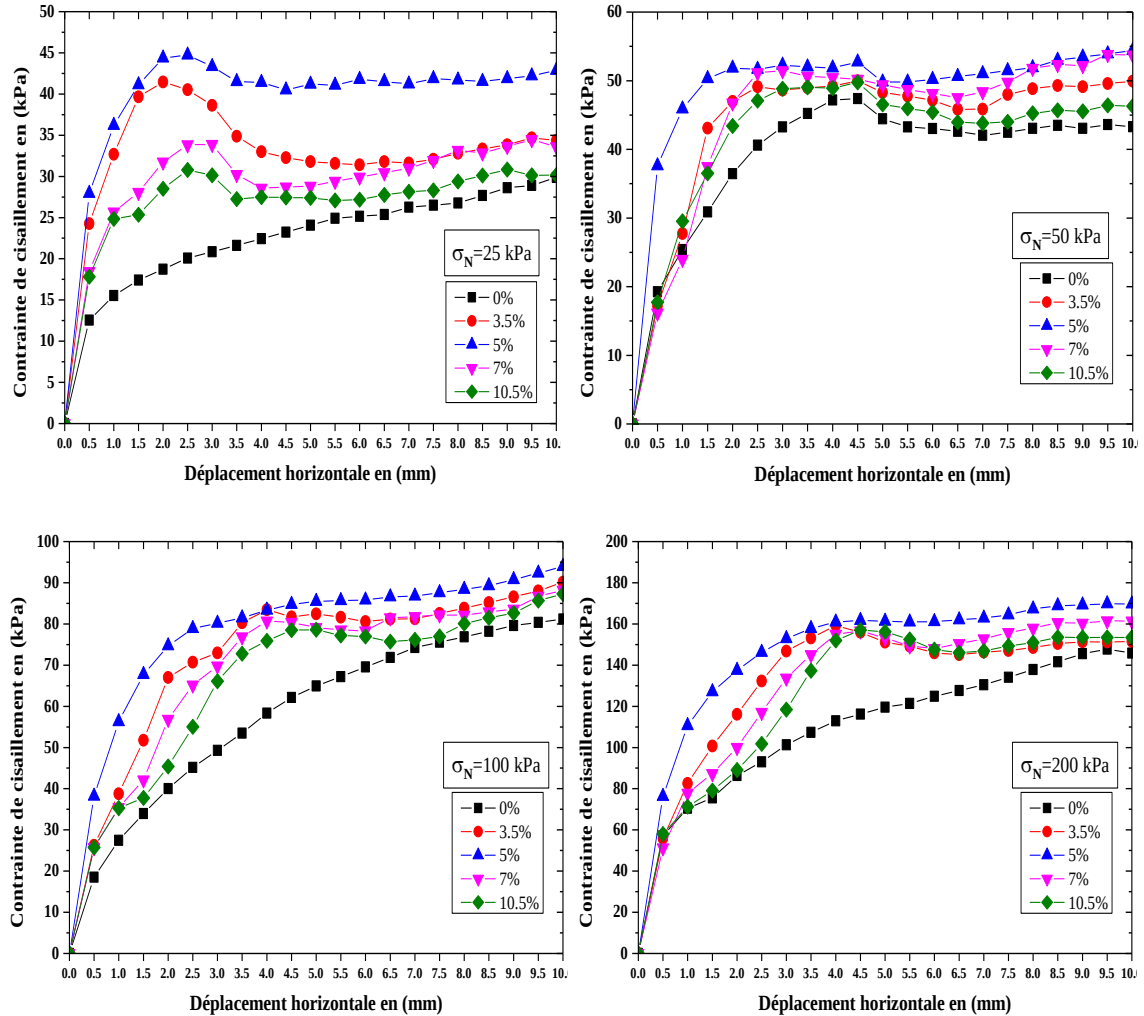


Figure VI.2 : Évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes teneurs en émulsion de bitume (0 à 10,5 %), sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition immergé.

2.1.2. Résistance résiduelle (τ_{res})

La résistance résiduelle (τ_{res}) correspond à la contrainte de cisaillement stabilisée après le franchissement du pic de résistance (τ_{peak}). Elle reflète la capacité du matériau à assurer une certaine stabilité post-rupture, caractéristique essentielle dans les situations où des déplacements importants peuvent se produire, notamment dans les ouvrages soumis à des sollicitations répétées ou différées. L'analyse de cette propriété permet d'évaluer le

comportement à long terme du sable limoneux traité, et de mieux cerner l'équilibre entre cohésion résiduelle et frottement intergranulaire.

2.1.2.1. A l'état sec

À l'état sec, les résultats expérimentaux (Figure VI.3) montrent que le sable non traité conserve une résistance résiduelle relativement élevée sous faibles contraintes, avec des valeurs de 68 kPa et 84 kPa respectivement sous des contraintes normales de 25 et 50 kPa.

Cette performance est attribuée à la friction intergranulaire naturelle, qui reste dominante en l'absence de liant. Cependant, l'ajout d'émulsion de bitume modifie significativement ce comportement. Sous faibles contraintes (25 et 50 kPa), l'EB induit une légère baisse de la résistance résiduelle.

Ce phénomène s'explique par la perturbation des contacts intergranulaires causée par un enrobage excessif des particules, qui réduisent la mobilisation du frottement résiduel.

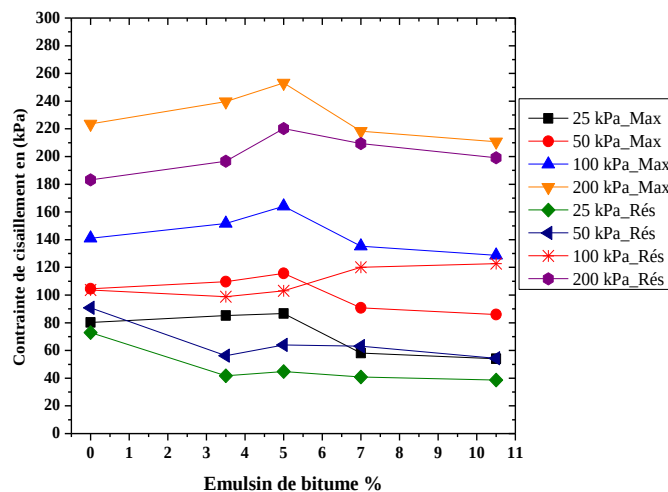


Figure VI.3: Effets de la teneur en émulsion de bitume sur la résistance au cisaillement maximal et résiduelle du sable limoneux reconstitué, sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition sèche.

À l'inverse, sous contraintes normales plus élevées (100 et 200 kPa), l'apport d'EB – jusqu'à une teneur de 5 % – entraîne une amélioration notable de la résistance résiduelle. Sous 100 kPa, τ_{res} passe de 98 kPa (à 0 % EB) à 112,5 kPa à 5 %, soit un gain d'environ +15 %.

Sous 200 kPa, la résistance atteint 205 kPa contre 187 kPa initialement, traduisant une hausse de +10 %. Ces résultats suggèrent qu'un niveau de contrainte normale suffisant favorise la mobilisation des effets de cohésion apportés par le bitume, notamment par la formation d'un réseau semi-rigide plus résistant à la rupture progressive. Au-delà de 5 % d'EB, une diminution progressive de τ_{res} est observée pour toutes les contraintes. Par

exemple, sous 100 kPa, la résistance résiduelle passe de 112,5 à 106 kPa entre 5 % et 10,5 % EB, soit une baisse de -6 %, tandis que sous 200 kPa, elle chute de 205 à 197 kPa (-4%).

Cette décroissance peut être attribuée à une lubrification excessive des grains et à un excès de phase bitumineuse, compromettant l'ancrage et la stabilité du squelette granulaire.

2.1.2.2. A l'état immergé

En milieu saturé, la réponse mécanique du matériau (Figure VI.4) présente des tendances analogues à celles observées à l'état sec, avec toutefois une sensibilité accrue à la teneur en bitume en raison de l'interaction entre l'eau et la matrice bitumineuse. Jusqu'à 5 % d'EB, une nette amélioration de τ_{res} est constatée pour l'ensemble des niveaux de contrainte, suivie d'une légère décroissance pour des teneurs supérieures, et traduisant l'effet bénéfique du bitume même en condition hydrique.

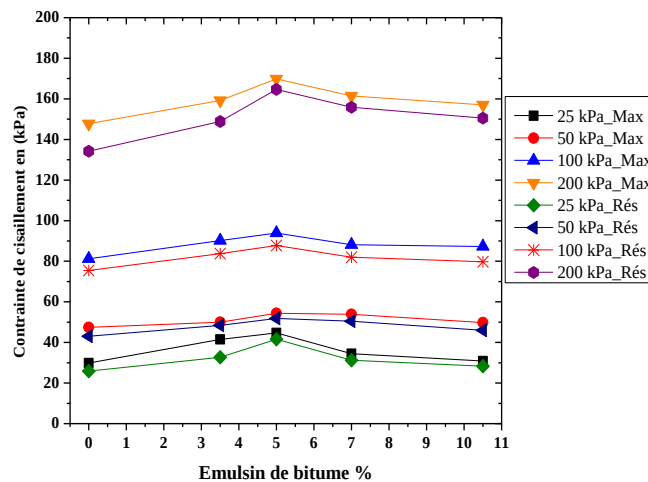


Figure VI.4: Influence de la teneur en émulsion de bitume sur la résistance au cisaillement maximale et résiduelle du sable limoneux reconstitué, sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), à une condition immergée.

Ainsi, sous une contrainte de 25 kPa, la résistance résiduelle augmente de 26 kPa (0% EB) à 39 kPa à 5 %, soit un gain remarquable de +50 %. Sous 50 kPa, τ_{res} passe de 43 à 50 kPa (+16 %), tandis que sous 100 kPa, elle atteint 85 kPa contre 75 kPa (+13 %). Enfin, sous 200 kPa, τ_{res} progresse de 134 à 165 kPa, traduisant un accroissement de +23 %.

Toutefois, à des teneurs supérieures à 5 %, la résistance résiduelle tend à diminuer, notamment en présence d'eau. Sous 25 kPa, τ_{res} chute à 28 kPa à 10,5 % EB, soit une perte de -32 % par rapport au maximum atteint à 5 %.

Des diminutions similaires sont observées sous contraintes de 50, 100 et 200 kPa, oscillant entre -8 et -11 %. Ce comportement peut être attribué à la dégradation du film bitumineux en milieu humide, réduisant l'efficacité des liaisons cohésives (Kim et al., 2021).

2.1.3. Ductilité post pic (Rapport τ_{res}/τ_{peak})

Le rapport τ_{res}/τ_{peak} est un indicateur clé pour évaluer la ductilité post-pic des sols stabilisés. Il reflète la capacité du matériau à conserver une résistance résiduelle significative après l'atteinte de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{peak}), traduisant ainsi la transition entre des comportements fragiles (chute brutale de résistance) et ductiles (maintien d'une résistance stable au-delà de la rupture).

Ce paramètre permet de caractériser les effets de la teneur en émulsion de bitume (EB).

2.1.3.1. A l'état sec

L'analyse du rapport τ_{res}/τ_{peak} à l'état sec révèle une évolution différenciée selon la teneur en EB et le niveau de contrainte normale appliquée. Les résultats présentés dans la Figure VI.5 mettent en évidence les variations de ce rapport en fonction de la teneur en EB (0 à 10,5 %) sous quatre niveaux de contraintes (25, 50, 100 et 200 kPa).

Pour le sol non traité (0 % EB), le rapport τ_{res}/τ_{peak} est relativement élevé, variant entre 0,72 et 0,88 selon la contrainte appliquée. Cette valeur traduit un comportement naturellement ductile du sable limoneux, dominé par la friction intergranulaire et la réorganisation progressive des particules sous charge, sans rupture brutale.

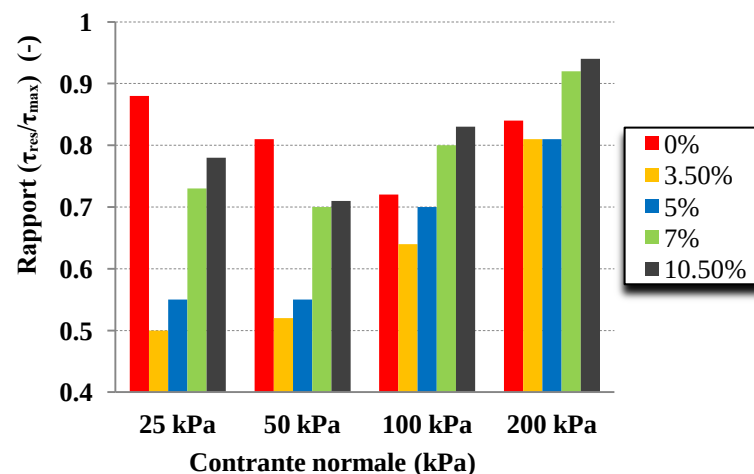


Figure VI.5 : Évolution du rapport τ_{res}/τ_{peak} en fonction du teneur en émulsion de bitume, sous différentes contraintes normale -à l'état sec.

L'introduction de l'EB à hauteur de 3.5% induit une baisse notable du rapport ($\approx 0,50$ – $0,64$ sous 25 à 100 kPa). Cette diminution suggère une fragilisation relative du matériau, liée à la rupture localisée du réseau de liant bitumineux, qui ne parvient pas encore à stabiliser suffisamment la structure granulaire post-rupture. À une teneur de 5% en EB, le rapport augmente légèrement sous faibles contraintes (25 et 50 kPa, environ 0,55) et atteint des valeurs comprises entre 0,70 et 0,80 sous des contraintes modérées à élevées (100 et 200 kPa).

Cette évolution indique que le liant bitumineux agit désormais de manière synergique avec la contrainte appliquée pour maintenir un squelette granulaire plus cohérent après rupture.

Enfin, lorsque la teneur en EB dépasse 5 % (notamment à 7 % et 10,5 %), le comportement du matériau devient progressivement plus ductile sous fortes contraintes.

Le liant bitumineux, en excès, agit comme une matrice élastique continue, capable d'absorber les déformations post-pic sans rupture nette. Les rapports $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ atteignent alors des valeurs élevées (jusqu'à 0,9–0,95 à 200 kPa), indiquant un comportement très ductile. Toutefois, cet effet bénéfique est conditionné à un confinement suffisant, sans lequel l'excès de bitume pourrait nuire à la stabilité globale du sol.

2.1.3.2. A l'état immergé

En condition saturée, l'évolution du rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ témoigne de la capacité du sol traité à conserver une résistance résiduelle significative après rupture, malgré l'influence potentiellement destructurant de l'eau sur la matrice bitumineuse. Les résultats sont synthétisés dans la Figure VI.6, qui illustre la variation de ce rapport en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale.

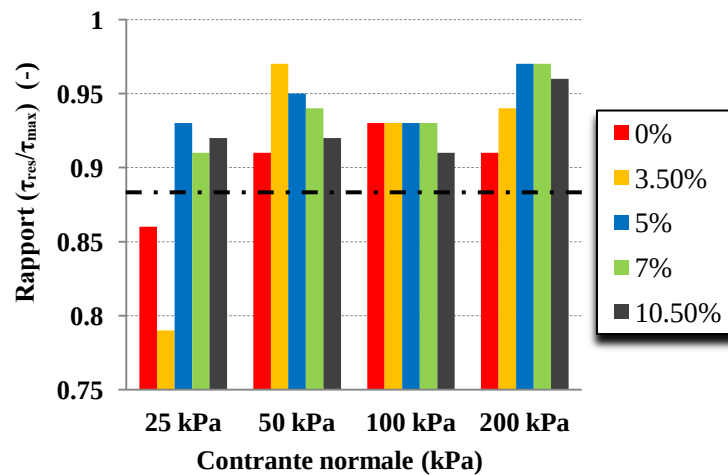


Figure VI.6 : Évolution du rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{max}}$ en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale – à l'état immergé

Ces résultats indiquent tout d'abord que le matériau non traité (0 % EB) présente déjà une bonne capacité de maintien de résistance après rupture, avec un rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ compris entre 0,86 et 0,93. Cela s'explique par la nature granulaire du sable limoneux, dont le frottement intergranulaire contribue significativement à la résistance résiduelle, même en présence d'eau.

À l'introduction d'une faible teneur en émulsion (3,5 %), une légère réduction du rapport est observée sous 25 kPa (0,79), traduisant une fragilisation locale probablement liée à

une liaison incomplète entre grains, mais une amélioration marquée est constatée sous 50 et 200 kPa (0,97 et 0,94 respectivement), suggérant une meilleure efficacité du liant sous confinement modéré à élevé.

La teneur de 5 % d'EB apparaît comme optimale, avec un rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ atteignant des valeurs très élevées, notamment 0,93 (25 et 100 kPa), 0,95 (50 kPa) et jusqu'à 0,97 sous 200 kPa. Cette performance atteste d'une structuration efficace du film bitumineux dans la masse granulaire, assurant à la fois une résistance maximale élevée et un maintien significatif de cette résistance en post-rupture, malgré l'exposition à l'eau.

Des teneurs plus élevées (7 et 10,5%) ne produisent pas d'amélioration supplémentaire notable. Le rapport reste élevé, autour de 0,91–0,97, mais tend à se stabiliser ou à décroître légèrement sous certaines contraintes (ex. : 0,91 à 100 kPa pour 10,5 % EB). Cette stagnation voire légère régression pourrait s'expliquer par une saturation du réseau intergranulaire en bitume, qui, au-delà d'un certain seuil, n'améliore plus l'ancrage interparticulaire et peut même altérer la rigidité locale.

En résumé, l'ajout de 5% d'émulsion de bitume confère au sable limoneux traité une ductilité post-pic remarquable, optimisée sous contraintes normales élevées. Ce comportement traduit une synergie entre le liant bitumineux et les mécanismes de frottement conférés par la structure granulaire, assurant ainsi la stabilité du sol traité même après rupture, en conditions saturées.

2.1.4. Effets de la contrainte normale sur la résistance et la ductilité

L'influence de la contrainte normale (σ_n) constitue un paramètre déterminant dans la compréhension du comportement mécanique des sols stabilisés par émulsion de bitume (EB), notamment en ce qui concerne la résistance au cisaillement (τ_{peak} et τ_{res}) et la ductilité post-pic ($\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$). Le niveau de contrainte normale joue un rôle clé dans la mobilisation des mécanismes de frottement intergranulaire et dans la stabilisation de la matrice bitumineuse, surtout en conditions immergées.

À l'état initial (0 % EB), le sol non traité présente une ductilité naturelle notable, avec un rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ variant entre 0,86 et 0,93. Ce comportement est attribué à la prédominance du frottement intergranulaire, bien que la résistance absolue demeure relativement faible. L'introduction de l'émulsion de bitume modifie significativement cette dynamique. Par exemple, sous une contrainte faible (25 kPa), le rapport diminue initialement à 0,79 (3,5 % EB), traduisant une rupture fragile due à un réseau bitumineux encore insuffisamment formé.

Cependant, à 5 % EB, ce rapport remonte à 0,93, indiquant la mise en place d'une structure homogène équilibrant cohésion et adhésion.

Sous contraintes normales plus élevées (50–200 kPa), le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ se stabilise autour de valeurs élevées (0,91–0,97), indépendamment de la teneur en EB. Cette stabilité est liée à l'effet bénéfique de la contrainte normale, qui limite l'infiltration d'eau et favorise le réarrangement granulaire, assurant ainsi une ductilité post-pic robuste même en condition saturée.

2.1.4.1. A l'état sec :

En milieu sec, l'augmentation de la contrainte normale renforce le rôle du frottement intergranulaire. Sous fortes contraintes (100–200 kPa), ce mécanisme domine, permettant de compenser les effets négatifs d'un éventuel excès de bitume. Ainsi, même au-delà de 5 % EB, la résistance maximale et résiduelle demeure élevée, et le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ progresse, indiquant une ductilité accrue. Ce comportement est cohérent avec les observations de Khattak et Alrashidi (2006) et Consoli et al. (2018), qui soulignent l'influence stabilisante du confinement mécanique dans les sols traités.

En revanche, sous faibles contraintes (25–50 kPa), la résistance dépend davantage de la cohésion apportée par le liant bitumineux. Dans ce cas, un surdosage en EB entraîne une dégradation significative de la cohésion sans qu'un frottement suffisant ne puisse compenser cette perte. La ductilité post-pic s'en trouve réduite, traduisant un comportement plus fragile.

2.1.4.2. A l'état immergé :

En milieu immergé, l'effet de la contrainte normale devient encore plus déterminant. Sous fortes contraintes (100–200 kPa), la contrainte normale favorise le compactage granulaire et limite la pénétration de l'eau dans la matrice. Cela réduit la déstructuration du liant bitumineux, permettant le maintien de la résistance mécanique et d'une ductilité post-pic élevée.

Le rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$ atteint alors des niveaux proches de 0,97, même pour des teneurs en EB supérieures à 5 %, témoignant de la robustesse du comportement sous forte contrainte.

En revanche, sous faibles contraintes (25–50 kPa), la combinaison de l'adoucissement du bitume et de la lubrification intergranulaire provoquée par l'eau entraîne une chute de la résistance au cisaillement et du rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$. Le matériau devient particulièrement sensible à un excès de bitume, ce qui compromet la stabilité post-rupture. Ces effets ont également été rapportés dans les travaux de Khattak & Alrashidi (2006) et Consoli et al. (2018) en milieu

Chapitre VI : Effet de l'émulsion de bitume sur le comportement mécanique d'un sable limoneux

sec, et sont corroborées par ceux d'Alotaibi & Aldaihani (2018) et Ghasemzadeh & Hossain (2019) en immersion, soulignant l'importance d'un dosage contrôlé en EB et le niveau de confinement aux conditions d'application pour optimiser à la fois la résistance et la ductilité.

Le Tableau VI.1 ci-dessous propose une synthèse comparative des effets de la contrainte normale sur la résistance et la ductilité du sol traité, selon l'état hydrique :

Tableau VI.1 Comparaison de l'impact de la contrainte normale (σ_n) dans des conditions sèches et immergées.

Condition	Contraintes élevées (100–200 kPa)	Contraintes faibles (25–50 kPa)
Dominance	Frottement intergranulaire	Cohésion liée au bitume Dégradation d'un surdosage
Effet d'un surdosage en EB	Compensé par le frottement	Dégrade la cohésion
Résistance	Élevée (frottement activé)	Faible (cohésion affaiblie)
Ductilité	Élevée (réorganisation granulaire favorisée)	Faible (instabilité accrue)
Risque en immergé	Limité (bonne tenue du liant)	Faible (matrice stable du sol traité)

En conclusion, l'efficacité du traitement à l'émulsion de bitume dépend étroitement du niveau de contrainte appliquée. Un confinement adéquat ($\sigma_n \geq 100$ kPa) permet d'exploiter pleinement les bénéfices du liant bitumineux, même en milieu saturé, tandis que sous faibles contraintes, un contrôle rigoureux du dosage est indispensable pour éviter une dégradation mécanique et une perte de ductilité.

2.1.5. Impact des conditions environnementales (sec et immergé).

L'analyse comparative des essais réalisés en conditions sèches et immergées révèle une influence significative de l'état hydrique sur les performances mécaniques du sable limoneux traité à l'émulsion de bitume (EB). Les trois principaux indicateurs étudiés — résistance maximale (τ_{peak}), résistance résiduelle (τ_{res}) et ductilité post-pic ($\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$) — présentent des tendances convergentes quant à l'existence d'un dosage optimal d'EB, ainsi qu'une sensibilité marquée à la contrainte normale et à la saturation.

2.1.5.1. Résistance Maximales (τ_{peak}).

L'évolution de la résistance maximale (τ_{peak}), présentée dans le Tableau VI.2, indique que l'addition d'EB améliore significativement les performances mécaniques du sol, avec un effet maximal observé pour une teneur de 5 % EB.

En condition sèche, ce taux permet un gain de résistance variant de +11 % à +18 % selon la contrainte normale appliquée. Cependant, au-delà de ce seuil, une chute progressive

de la résistance est observée, notamment sous faibles contraintes (jusqu'à -35 % à 25 kPa), ce qui peut être attribué à un excès de liant réduisant l'efficacité du frottement intergranulaire. Alors qu'en immersion, l'effet bénéfique de l'EB est encore plus marqué sous faibles contraintes, avec une augmentation de +49 % à 25 kPa, contre environ +15 % pour des contraintes plus élevées (50–200 kPa).

Toutefois, les valeurs absolues de τ_{peak} sont systématiquement inférieures à celles obtenues en condition sèche, en raison de la dégradation de la cohésion bitumineuse et du glissement accru des particules induit par la lubrification.

Tableau VI.2. Évaluation de la Résistance maximale (τ_{peak}) en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale, en deux états sec et immergé.

Contrainte (kPa)	État	0% EB	5% EB	Δ (%)	>5% EB (7-10.5%)	>5% vs 5% EB (%)
25	Sec	77.67	86.24	+11	55.73	-35
	Immergé	29.87	44.74	+49	32.65	-27
50	Sec	104.43	115.61	+11	86.93	-25
	Immergé	47.40	54.4	+15	54.79	0
100	Sec	136.97	161.12	+18	131.66	-18
	Immergé	81.18	93.93	+16	87.72	-7
200	Sec	223.53	252.06	+13	214.00	-15
	Immergé	147.79	169.80	+15	159.25	-6

2.1.5.2. Résistance Résiduelle (τ_{res})

Comme le montre le Tableau VI.3, la résistance résiduelle (τ_{res}) suit une tendance similaire à celle de la résistance maximale. En milieu sec, la valeur de τ_{res} est déjà relativement élevée pour le sol non traité sous faibles contraintes, en raison du frottement intergranulaire naturel.

L'ajout de 5 % d'EB optimise cette résistance, notamment sous contraintes modérées à élevées, avec des gains allant jusqu'à +15 % à 100 kPa et +10 % à 200 kPa. Toutefois, des teneurs supérieures en EB entraînent une diminution de τ_{res} (-5 % à -12 %), soulignant un effet d'adoucissement de la matrice.

Tandis qu'en immersion, les effets de l'EB sont encore plus significatifs, particulièrement sous faibles contraintes, avec une augmentation de +60 % à 25 kPa. À 5 % d'EB, la résistance résiduelle est améliorée dans toutes les configurations. En revanche, un excès de bitume (10,5 %) induit une baisse notable de performance, de l'ordre de -8 % à -11 %, traduisant une désorganisation du squelette granulaire saturé.

Tableau VI.3. Résistance résiduelle (τ_{res}) en fonction de la teneur en EB et de la contrainte normale, en deux états sec et immergé.

Contrainte (kPa)	État	0% EB	5% EB	5 vs 3.5 EB (%)	10,5% EB	10,5 vs 5 EB (%)
25	Sec	68,39	47,34	+13	41,80	-12
	Immergé	25,82	41,59	+61	28,34	-32
50	Sec	84,33	63,75	+12	59,53	-7
	Immergé	43,00	51,86	+21	45,97	-11
100	Sec	97,94	112,47	+15	106,75	-5
	Immergé	75,47	87,75	+16	79,76	-9
200	Sec	187,18	205,32	+10	196,94	-4
	Immergé	134,25	164,63	+23	150,52	-9

2.1.5.3. Ductilité post-pic (τ_{res}/τ_{max})

L'évolution du rapport τ_{res}/τ_{peak} , indicateur de ductilité post-pic, met en évidence des contrastes notables entre les deux états hydriques.

En milieu sec, le sol non traité présente une ductilité relativement élevée (0,72–0,88), attribuée au réarrangement granulaire après le pic.

L'ajout de 3,5 % d'EB provoque une chute de ce rapport ($\approx 0,50$ sous faibles contraintes), révélant un comportement plus fragile. Tandis qu'à 5 % d'EB, la ductilité post-pic s'améliore légèrement et atteint jusqu'à 0,81 sous des contraintes modérées à élevées.

En immersion, le rapport τ_{res}/τ_{peak} reste globalement élevé pour toutes les teneurs en EB, oscillant entre 0,91 et 0,97 sous contraintes fortes. Cela indique que la contrainte normale en milieu saturé joue un rôle critique dans la préservation de la ductilité, même en présence d'eau. Sous faibles contraintes, un excès d'EB induit une légère baisse du rapport, mais sans atteindre les niveaux de fragilité observés en condition sèche.

En synthèse, les résultats convergent vers une efficacité optimale de la stabilisation à 5 % d'EB, qui maximise simultanément τ_{peak} , τ_{res} et τ_{res}/τ_{peak} dans les deux environnements.

En milieu sec, les gains sont notables sous fortes contraintes (jusqu'à +18 % pour τ_{peak}), alors qu'en immersion, les améliorations sont plus marquées sous faibles contraintes (jusqu'à +60 % pour τ_{res}). Toutefois, les performances absolues demeurent meilleures en condition sèche.

Le Tableau VI.4 ci-dessous récapitule les principales différences observées entre les deux environnements (sec et immergé) sur la ductilité (rapport τ_{res}/τ_{peak}).

Tableau VI.4. Impact de la des conditions environnementales (sec et immergé) sur la ductilité ($\text{rapport } \tau_{res}/\tau_{max}$).

Paramètre	État sec	État immergé
Ductilité maximale	0.94 (10.5% EB, 200 kPa)	0.97 (5% EB, 200 kPa)
Comportement fragile	Prononcé à 3.5–5% EB sous faibles contraintes	Atténué par le confinement élevé
Rôle de l'EB	Optimise cohésion et élasticité	Compense partiellement la dégradation hydrique

En somme, l'efficacité du traitement dépend fortement des conditions environnementales. L'état sec permet d'exploiter pleinement la cohésion et le frottement, tandis qu'en immersion, le confinement devient indispensable pour préserver la performance mécanique du sol stabilisé.

2.2. Evaluation des paramètres de Mohr-Coulomb (sec vs immergé).

L'objectif de cette section est d'analyser l'effet de la teneur en émulsion de bitume (EB) sur les paramètres fondamentaux de la résistance au cisaillement du sol, à savoir la cohésion (C) et l'angle de frottement (ϕ), ainsi que leur interaction à travers le rapport $C/\tan \phi$.

L'analyse porte à la fois sur les états de pic et résiduel, en conditions sèches et immergées, afin de mettre en évidence l'influence des conditions environnementales sur la réponse mécanique du sol traité.

2.2.1. Cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ)

2.2.1.1. En condition sèche

La Figure VI.7 (a) illustre l'évolution de la cohésion maximale (C_{peak}) et de l'angle de frottement maximal (ϕ_{peak}) en fonction de la teneur en EB à l'état de pic, en condition sèche.

On remarque que l'augmentation progressive de la teneur en EB entraîne une amélioration initiale des propriétés mécaniques, avec une cohésion maximale (C_{peak}) atteignant un pic à 66 kPa à 5% d'EB, soit un gain de 12% par rapport au sol non traité (59 kPa).

Cette amélioration est attribuée à la formation d'un réseau liant efficace entre les particules. Toutefois, au-delà de ce seuil, une réduction notable est observée, la cohésion chutant à 36,8 kPa à 10,5 % d'EB (−44 %), en raison d'un excès de liant agissant comme lubrifiant intergranulaire. Parallèlement, l'angle de frottement maximal (ϕ_{peak}) suit une tendance similaire, atteignant un maximum de 43° à 5 % d'EB (+10 % par rapport à 39° pour le sol non traité), avant de décroître légèrement à 41° à 10,5 % d'EB.

Les valeurs résiduelles (C_{res} et ϕ_{res}) mettent en évidence une dégradation de la cohésion après rupture. Ainsi, C_{res} ne représente que 23 à 32 % de C_{peak} pour des teneurs de 3,5 à 5 % d'EB, ce qui traduit une rupture nette du réseau de cohésion. Cependant, pour des teneurs plus élevées (7 à 10,5% d'EB), une stabilité de C_{res} est observée (entre 17-18 kPa), représentant 45% de C_{peak} . En revanche, ϕ_{res} reste relativement élevé ($\approx 42^\circ$) à partir de 5 % d'EB, soulignant la persistance du frottement intergranulaire même après dégradation des liaisons bitumineuses.

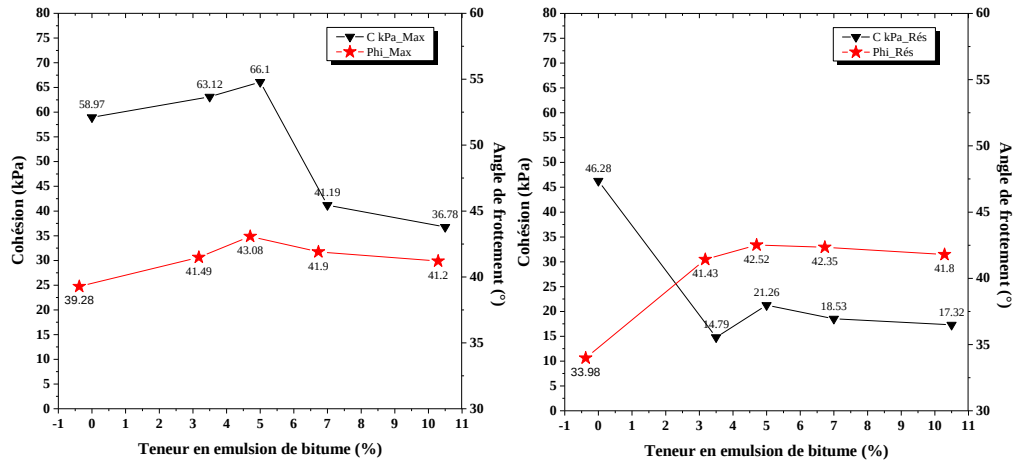


Figure VI.7 (a, b) : Cohésion et angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de teneur en émulsion de bitume, à une condition sèche.

2.2.1.2. A l'état immergé

L'influence de l'eau se traduit par une diminution globale des valeurs absolues. La Figure VI.8 (a) présente l'évolution de la cohésion maximale (C_{res}) et de l'angle de frottement maximal (ϕ_{res}) en condition immergée. Néanmoins, une amélioration relative est observée jusqu'à 5 % d'EB, avec une C_{peak} de 22 kPa (+63 % vs 13,5 kPa pour le sol non traité) et un ϕ_{peak} de $36,25^\circ$ (+7 %).

Ces gains sont néanmoins plus modestes qu'en condition sèche. Au-delà de 5% d'EB, une décroissance est notée, avec C_{peak} chutant à 13,7 kPa à 10,5% d'EB (−37,5 %). En parallèle, l'angle de frottement maximal (ϕ_{peak}) augmente jusqu'à 36° à 5% d'EB, (soit + 7% par rapport au sol non traité, 34°), puis diminue légèrement pour atteindre $35,7^\circ$ à 10,5% d'EB.

Concernant les valeurs résiduelles (C_{res} et ϕ_{res}) présente sur la Figure Vi.8 (b) ; la cohésion résiduelle (C_{res}) que montre des tendances similaire à (C_{peak}). L'ajout progressif d'EB augmente modestement (C_{res}) jusqu'à 19 kPa à 5% d'EB, (soit +61% par rapport au sol non traité, 11.8 kPa), représentant 87% de C_{peak} .

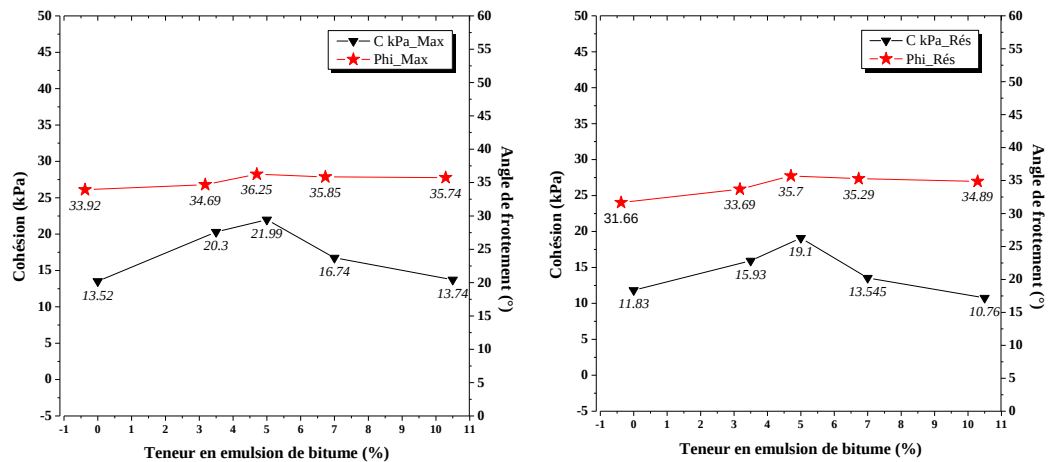


Figure VI-8 (a,b) : Cohésion et angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de teneur en émulsion de bitume, à une condition immergé.

Cependant, pour des teneurs plus élevées (7 à 10,5% d'EB), une dégradation progressive de C_{res} est observée, avec C_{res} chutant à 10,8 kPa à 10,5M d'EB (−44% vs 5% EB), représentant environ 78% de C_{peak} . Cependant, l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}) reste relativement stable autour de 36° pour les échantillons traités ($\geq 5\%$ d'EB), marquant une augmentation de +14% par rapport au sol non traité (31,7°).

2.2.2. Analyse du rapport $C/\tan\phi$

Le rapport $C/\tan\phi$, dérivé du critère de Mohr-Coulomb, permet d'évaluer la contribution relative de la cohésion (C) et du frottement (ϕ) dans la résistance au cisaillement du matériau. Un rapport élevé indique une prédominance de la cohésion (liaisons interparticulaires fortes), tandis qu'un rapport faible suggère que le frottement interparticulaire domine.

2.2.2.1. A l'état sec

En condition sèche, le rapport $C_{peak}/\tan\phi_{peak}$ est relativement stable jusqu'à une teneur de 5 % en émulsion de bitume (EB), oscillant entre 71 et 72. Cette stabilité traduit un bon équilibre entre cohésion et frottement, suggérant que l'EB favorise la formation de liaisons bitumineuses efficaces jusqu'à ce seuil.

En revanche, au-delà de 5 %, une chute marquée du rapport est observée, atteignant 42,0 à 10,5 % d'EB, soit une réduction de 40 %, ce qui suggère que l'ajout excessif d'émulsion de bitume agit comme un lubrifiant intergranulaire, diminuant l'efficacité des liaisons cohésives et affaiblit la structure.

Le Tableau VI.5 synthétise ces observations pour les états de pic et résiduel en condition sèche.

Chapitre VI : Effet de l'émulsion de bitume sur le comportement mécanique d'un sable limoneux

Tableau VI.5. Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état sec

Teneur EB (%)	C_{peak} (kPa)	ϕ_{peak} (°)	$C_{\text{peak}}/\tan\phi_{\text{peak}}$	C_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)	$C_{\text{res}}/\tan\phi_{\text{res}}$
0	58,97	39,28	72,2	46,28	33,98	69,3
3,5	63,12	41,49	71,4	14,79	41,43	16,7
5	66,10	43,08	70,8	21,26	42,52	23,2
7	41,19	41,90	46,0	18,53	42,35	20,3
10,5	36,78	41,20	42,0	17,32	41,80	19,4

Parallèlement, l'analyse des valeurs résiduelles $C_{\text{res}}/\tan\phi_{\text{res}}$ montre que le rapport chute drastiquement, passant de 69 pour le sol non traité à 23 à 5% d'EB (-67%), cette perte traduit la fragilité des liaisons bitumineuses face aux sollicitations mécaniques, une fois le seuil de rupture atteint.

2.2.2.2. A l'état immergé

En milieu saturé, les rapports sont globalement plus faibles en raison de la dégradation des liaisons interparticulaires par l'eau. Le sol non traité présente un rapport $C_{\text{peak}}/\tan\phi_{\text{peak}}$ de 20, soulignant une résistance principalement frictionnelle.

L'incorporation d'EB améliore ce rapport jusqu'à 30 à 5 % d'EB (+48 %), suggérant qu'une teneur modérée permet la formation d'un réseau cohésif partiellement résistant à l'humidité. Au-delà de ce seuil, le rapport diminue de manière significative (19 à 10,5 % d'EB), traduisant une perte de cohésion liée à l'effet lubrifiant de l'EB.

Parallèlement, cette tendance se confirme dans les états résiduels : le rapport $C_{\text{res}}/\tan\phi_{\text{res}}$ passe d'un maximum de 26,60 à 5 % d'EB (+38 % vs sol non traité) à 15,5 à 10,5 % d'EB, marquant une réduction de la cohésion effective après rupture.

Ces résultats, synthétisés dans le Tableau VI.6, montre que l'efficacité du traitement à l'EB dépend fortement de la teneur utilisée. Une teneur optimale de 5 % permet de maximiser la synergie entre cohésion et frottement, aussi bien à l'état de pic qu'après rupture, et ce dans les deux conditions hydriques.

Au-delà de ce seuil, l'excès de liant agit comme un agent de séparation entre les particules, réduisant l'efficacité des interactions intergranulaires.

Ces conclusions rejoignent les observations de Khattab et al. (2007), qui soulignent l'amplification des effets négatifs d'un surdosage en liant en présence d'eau.

Chapitre VI : Effet de l'émulsion de bitume sur le comportement mécanique d'un sable limoneux

Tableau VI.6. Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état immergé

Teneur en EB (%)	C_{peak} (kPa)	ϕ_{peak} (°)	$C_{peak}/\tan\phi_{peak}$	C_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)	$C_{res}/\tan\phi_{res}$
0	13,52	33,92	20,20	11,83	31,66	19,18
3,5	20,30	34,69	29,30	15,93	33,69	23,92
5	21,99	36,25	30,00	19,10	35,70	26,60
7	16,74	35,85	23,20	13,545	35,29	19,10
10,5	13,74	35,74	19,10	10,76	34,89	15,42

2.2.3. Impact des conditions environnementales (sec et immergé).

Cette section analyse comparativement l'effet des conditions sèches et immergées sur les paramètres de cohésion (C) et d'angle de frottement (ϕ), ainsi que sur leur interaction à travers le rapport $C/\tan\phi$, afin d'identifier l'impact de l'environnement hydrique sur les performances mécaniques du sable limoneux traité à l'émulsion de bitume (EB).

2.2.3.1. Évolution de Cohésion (C) et l'angle de frottement (ϕ)

Les résultats présentés dans le Tableau VI.7 montrent une amélioration conjointe de la cohésion et de l'angle de frottement avec l'ajout progressif d'EB, atteignant un optimum à 5 % dans les deux conditions environnementales. Néanmoins, les valeurs absolues obtenues en condition sèche restent significativement supérieures à celles mesurées en immersion, reflétant l'effet dégradant de l'eau sur les liaisons bitumineuses.

Tableau VI.7. Evaluation de la cohésion et de l'angle de frottement (C_{peak} et ϕ_{peak}) en fonction de la teneur en EB, en deux états sec et immergé.

Paramètre	État	0% EB	5% EB	Δ (%)	10,5% EB	Δ vs 5% EB (%)
C_{peak} (kPa)	Sec	58.97	66.10	+12	36.78	-44
	Immergé	13.52	21.99	+63	13.74	-37.5
ϕ_{peak} (°)	Sec	39.28	43.08	+10	41.20	-4
	Immergé	33.92	36.25	+7	35.74	-1

En condition sèche, la cohésion maximale passe de 59 à 66 kPa à 5 % d'EB (+12 %), tandis que l'angle de frottement augmente de 39° à 43° (+10 %). À 10,5 % d'EB, ces valeurs chutent respectivement de 44 % (C) et 4 % (ϕ), indiquant une perte d'efficacité du traitement à fortes teneurs.

En immersion, bien que les valeurs absolues soient moindres (C passant de 13,5 à 22 kPa et ϕ de 34° à 36° à 5 % d'EB), les gains relatifs sont significatifs (+63 % pour C , +7 % pour ϕ). Au-delà de ce seuil, une chute importante de la cohésion est observée ($-37,5\%$ à $10,5\%$ d'EB), alors que l'angle de frottement se stabilise à 36° . Ces résultats confirment que l'humidité affecte prioritairement la cohésion, mais qu'un dosage modéré en EB peut partiellement compenser cet effet.

2.2.3.2. Équilibre cohésion- frottement (Rapport de $C/\tan\phi$)

En condition sèche, à l'état de pic, le rapport $C_{\text{peak}}/\tan\phi_{\text{peak}}$ reste stable ($\sim 70-72$) jusqu'à 5 % d'EB, traduisant une bonne synergie entre les deux composantes de la résistance au cisaillement. Au-delà, il diminue fortement (jusqu'à 42 à $10,5\%$), soulignant l'effet lubrifiant d'un excès d'EB. En état résiduel, la diminution est encore plus prononcée, avec $C_{\text{res}}/\tan\phi_{\text{res}}$ chutant de 69 (sol non traité) à 23 à 5% d'EB (soit -67%), témoignant une perte irréversible de la cohésion résiduelle après rupture.

En revanche, en condition immergé, bien que les valeurs absolues soient plus faibles ($C_{\text{peak}}/\tan\phi_{\text{peak}}$ atteint 30 à 5% d'EB), la réduction post-rupture est bien moins importante (-11%), suggérant un effet de confinement partiel limitant la dégradation des propriétés mécaniques. Toutefois, comme en condition sèche, l'excès d'EB ($>5\%$) se traduit par une réduction notable du rapport (19 à EB= $10,5\%$), confirmant le rôle lubrifiant du liant en surplus dans un milieu saturé.

Le Tableau VI.8 synthétise ces comparaisons en mettant en évidence la stabilité relative du comportement en immersion vis-à-vis des pertes post-rupture.

Tableau VI.8. Comparaison du rapport $C/\tan\phi$ (pic et résiduelle) à 5% d'EB (sec vs immergé).

État	$C_{\text{peak}}/\tan\phi_{\text{peak}}$	$C_{\text{res}}/\tan\phi_{\text{res}}$	$\Delta \text{ Pic} \rightarrow \text{Résiduel (\%)}$
Sec	70.7	23.2	-67
Immergé	30.0	26.6	-11

En définitive, l'efficacité du traitement à l'EB dépend fortement des conditions environnementales. Un dosage optimal autour de 5 % permet d'obtenir un bon compromis entre cohésion et frottement, assurant à la fois une résistance maximale et une durabilité post-rupture. Cette optimisation est d'autant plus critique en milieu humide, où l'excès de liant,

combiné aux effets de l'eau, peut fragiliser significativement le comportement mécanique du sol (Khattab et al., 2007).

3. Effets du temps de durcissement

Après avoir évalué l'impact de la teneur en émulsion de bitume (EB) sur le comportement mécanique du sable limoneux, il est essentiel d'examiner comment le temps de durcissement influence la stabilisation du sol. Bien que le dosage optimal en EB (5%) améliore significativement la cohésion et la résistance au cisaillement, ces propriétés dépendent également de la durée de maturation du liant bitumineux.

Cette section analyse comment l'évolution temporelle du réseau bitumineux modifie les performances mécaniques, en comparant les résultats obtenus après 7, 14 et 28 jours de cure dans des conditions sèches et immergées.

3.1. Résistance au cisaillement (sec vs immergé).

Cette étude évalue l'évolution de la résistance maximale (τ_{peak}) et résiduelle (τ_{res}) d'un sable limoneux reconstitué traité à 5% d'EB, en fonction du temps de durcissement (7, 14 et 28 jours) et des contraintes normales appliquées (25, 50, 100 et 200 kPa).

3.1.1. Evaluation de la résistance maximale (τ_{peak})

a) A l'état sec

Les courbes de cisaillement obtenues pour des contraintes normales de 25, 50, 100 et 200 kPa (Figures VI.9 a–d) mettent en évidence trois phases distinctes : une augmentation initiale de la contrainte de cisaillement jusqu'à un pic (τ_{peak}) ; suivie d'une chute significative due à la rupture progressive des liaisons cohésives, puis d'une stabilisation résiduelle dominée par le frottement intergranulaire ($\tau_{\text{rés}}$).

L'ensemble des résultats montre que l'augmentation du temps de durcissement (7, 14 et 28 jours) conduit à une amélioration systématique de la résistance maximale pour toutes les contraintes appliquées. Sous une contrainte normale de 25 kPa, τ_{peak} passe de 86 kPa à 129 kPa entre 7 et 28 jours, soit une augmentation de +45 %. Des tendances similaires apparaissent sous 50 kPa, elle croît de 116 à 189 kPa (+63 %), et sous 100 kPa, de 164 à 213 kPa (+30 %). En revanche, sous 200 kPa, l'amélioration est plus modeste par un gain de +16% (la τ_{max} passe de 253,16 à 293 kPa).

Ces résultats confirment que, dans un environnement sec, le temps de durcissement joue un rôle déterminant dans l'évolution de la résistance et favorise la maturation du réseau

bitumineux grâce à la polymérisation et le développement de liaisons physico-chimiques solides entre les particules du sol, réduisant la porosité et augmentant la cohésion du matériau.

L'effet est particulièrement marqué sous faibles contraintes, où les gains sont majoritairement dus à l'amélioration des liaisons intergranulaires, tandis que sous contraintes élevées, l'influence du liant est plus limitée par le frottement intergranulaire.

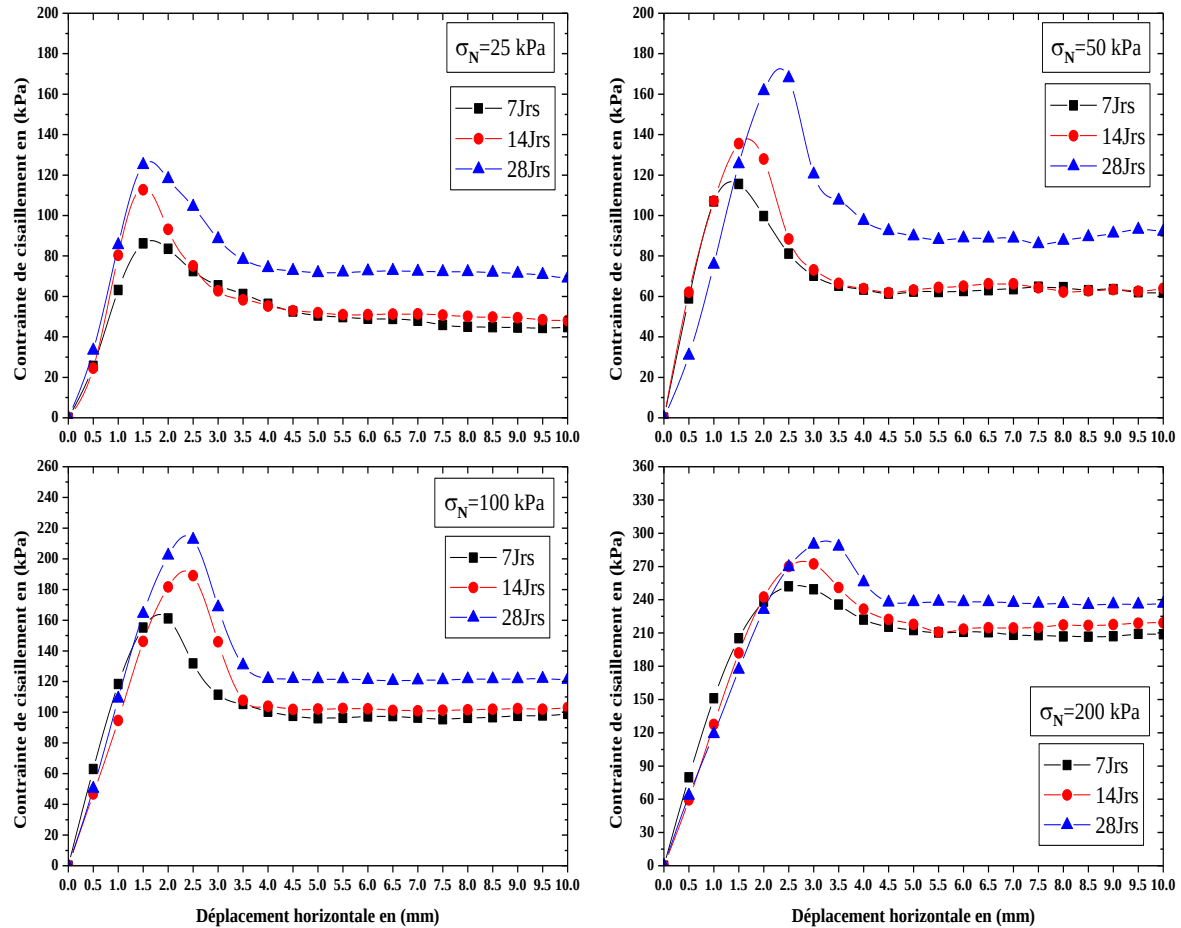


Figure VI.9 : Evaluation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, pour différents temps de durcissement (7, 14 et 28 Jrs) sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa), (en condition sèche).

b) A l'état immergé

Les résultats obtenus en immersion (Figures VI.10 a–d), sous les mêmes contraintes normales, révèlent un comportement sensiblement différent. L'évolution de τ_{peak} avec le temps de durcissement y est moins linéaire et montre une efficacité amoindrie du traitement bitumineux à long terme.

Entre 7 et 14 jours, une amélioration modérée de la résistance est observée sous faibles contraintes : à 25 kPa, τ_{peak} passe de 44,7 à 46 kPa (+2,5 %), et à 50 kPa, de 54 à 63 kPa (+16 %). Toutefois, entre 14 et 28 jours, les performances stagnent ou déclinent légèrement.

À 100 kPa, une hausse initiale est suivie d'une baisse de 4,3 % (de 100 à 96 kPa), tandis qu'à 200 kPa, τ_{peak} diminue de manière significative (-10,7 %, de 152 à 135 kPa entre 7 et 28 jours). Cette dégradation progressive est liée à l'effet hydrique sur la matrice bitumineuse. En condition saturée, l'eau peut réactiver partiellement l'émulsion de bitume, fragilisant les liaisons cohésives et favorisant leur dissolution progressive, en particulier sous contraintes élevées. Néanmoins, la tendance observée à 14 jours témoigne d'une certaine consolidation initiale du réseau bitumineux, avant que l'effet dégradant de l'eau ne prenne le dessus

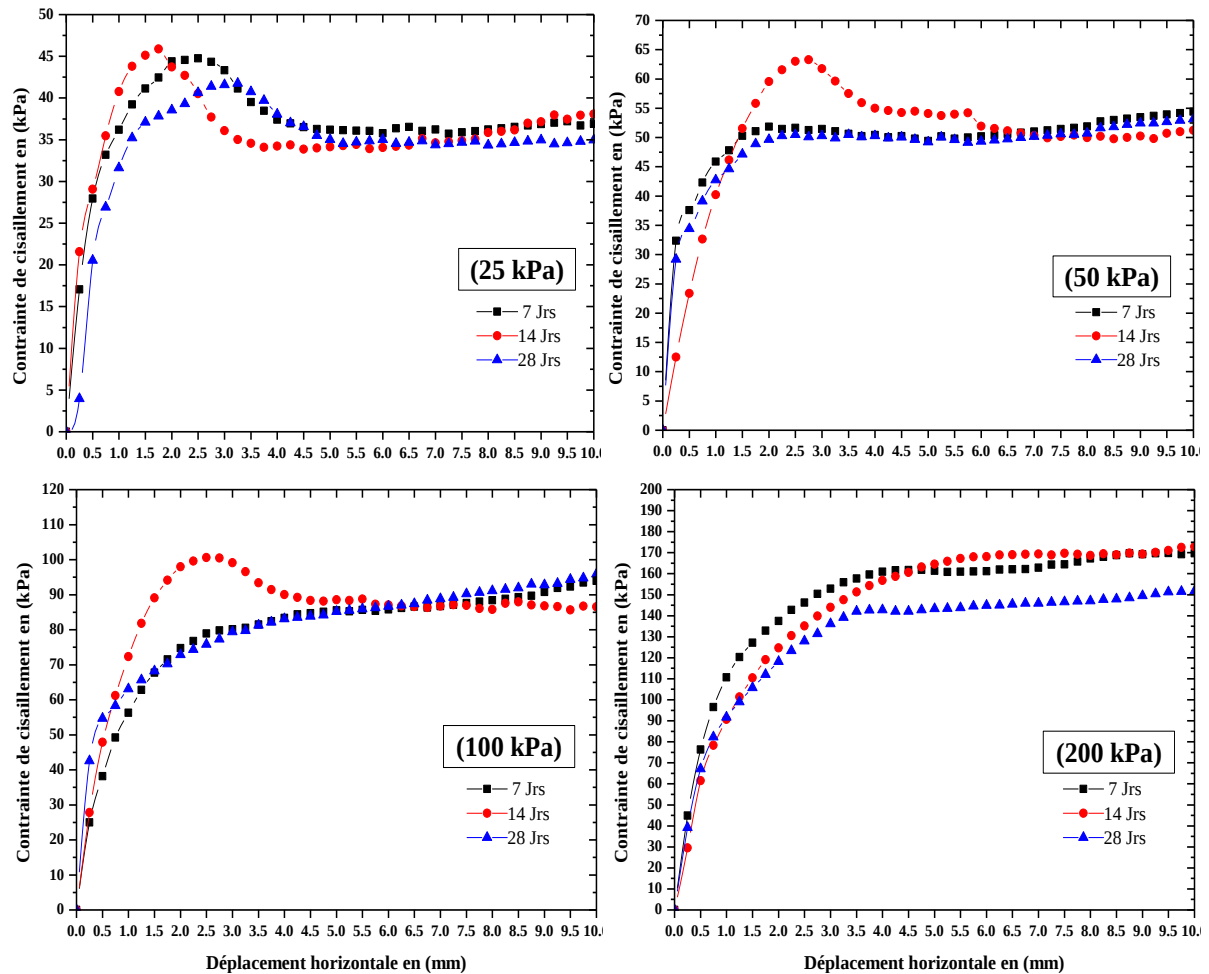


Figure VI.10 : Evaluation de la contrainte de cisaillement de SLR traitées à 5% d'émulsion de bitume en fonction du déplacement horizontal, sous différentes contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa) et après divers temps de durcissement de 7, 14 et 28 jrs, (A condition immergée).

.Ainsi, bien que la durée de cure reste un paramètre déterminant en environnement immergé, son impact est tempéré par la capacité du liant à résister à la réactivation hydrique. Ces observations soulignent la nécessité d'un dosage et d'un contrôle optimaux de la cure dans des contextes hydriques variables.

3.1.2. Évolution de la résistance résiduelle (τ_{res})

L'analyse de la résistance résiduelle (τ_{res}) constitue un indicateur clé pour évaluer la durabilité du renforcement des sols stabilisés à l'émulsion de bitume (EB), notamment en fonction du temps de durcissement et des conditions environnementales.

3.1.2.1. A l'état sec

La Figure VI.11 illustre l'évolution parallèle des résistances maximale (τ_{peak}) et résiduelle (τ_{res}) sous diverses contraintes normales (25, 50, 100 et 200 kPa) en fonction du temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours. Les résultats révèlent une amélioration significative de τ_{res} avec le temps. Sous 25 kPa, τ_{res} progresse de 46,50 kPa à 71,60 kPa (un gain de +54 %) entre 7 et 28 jours. Des hausses similaires sont observées à 50 kPa (+42 %), 100 kPa (+25 %) et 200 kPa (+13 %).

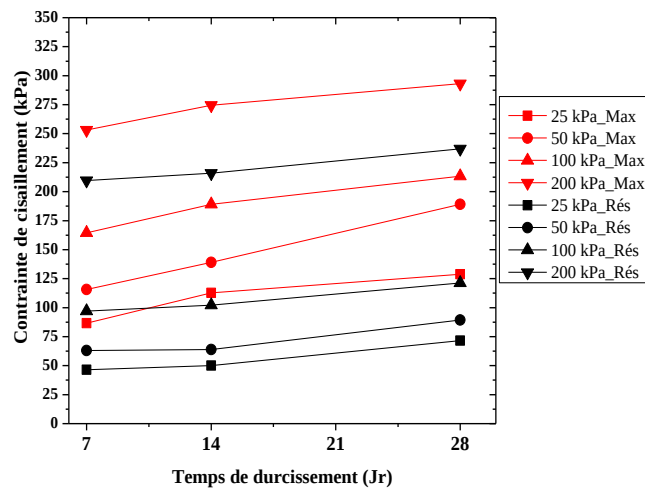


Figure VI.11 : Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction du temps de durcissement de 7,14 et 28 jrs, à une condition sèche.

Ces gains soulignent que le temps de durcissement joue un rôle crucial dans l'optimisation de la résistance résiduelle en milieu sec, grâce à la maturation progressive du réseau bitumineux via des processus de polymérisation et d'établissement de liaisons physico-chimiques, ce qui améliore la résistance post-rupture, en particulier sous faibles à moyennes contraintes.

3.1.2.2. A l'état immergé

En revanche, en condition immergée, l'évolution de τ_{res} est moins favorable, comme le montre la Figure VI.12. Sous faible contrainte (25 kPa), une diminution de τ_{res} est observée, passant de 41,7 kPa à 34,7 kPa (-17 %) entre 7 et 28 jours, indiquant une dégradation progressive des liaisons bitumineuses par infiltration d'eau.

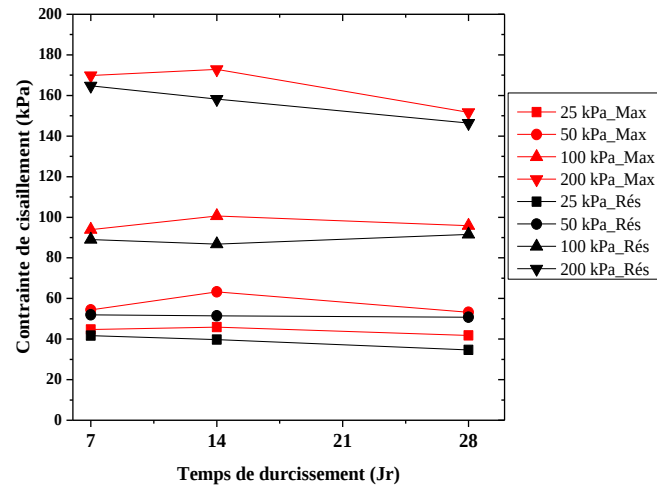


Figure VI.12 : Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction du temps de durcissement de 7,14 et 28 jrs, à une condition immergée.

Ainsi, sous 50 kPa, $\tau_{\text{rés}}$ reste relativement stable, oscillant entre 50 et 52 kPa lors des différents temps de durcissement, traduisant une relative inertie aux effets hydriques. Tandis que sous 100 kPa, une légère amélioration est notée (+3 %), tandis qu'à 200 kPa, une chute importante de -11 % est enregistrée (de 165 à 146 kPa).

Ces résultats suggèrent que l'eau affaiblit progressivement la cohésion en réactivant partiellement l'émulsion, ce qui limite l'efficacité du traitement à long terme. L'effet est particulièrement accentué sous fortes contraintes où la lubrification intergranulaire domine.

3.1.3. Comportement post-pic par le rapport $\tau_{\text{rés}}/\tau_{\text{peak}}$

L'analyse de l'impact du temps de durcissement sur le rapport $\tau_{\text{rés}}/\tau_{\text{peak}}$ met en évidence des tendances distinctes entre les conditions sèches et immergées, influençant la capacité du matériau à maintenir une résistance post-rupture sous diverses contraintes normales.

3.1.3.1. En condition sèche

Le Tableau VI.9 présente l'évolution de ce rapport pour différentes contraintes normales et durées de durcissements testé en condition sèche. Les résultats montrent que le rapport $\tau_{\text{rés}}/\tau_{\text{peak}}$ évolue de manière non linéaire avec le temps de durcissement

Tableau VI.9 : Évolution du rapport $\tau_{\text{rés}}/\tau_{\text{max}}$ en fonction du temps de durcissement et de la contrainte normale à l'état sec.

Temps de durcissement (Jrs)	Contrainte normale			
	25 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
7	0.54	0.54	0.59	0.83
14	0.44	0.46	0.54	0.79
28	0.56	0.47	0.57	0.81

Sous 25 kPa, τ_{res}/τ_{peak} diminue initialement de 0,54 à 0,44 entre 7 et 14 jours, reflétant un comportement plus fragile, avant de remonter à 0,56 à 28 jours, traduisant une récupération de la ductilité.

Des tendances similaires apparaissent à 50 kPa (de 0,54 à 0,46, puis 0,47), et à 100 kPa (de 0,59 à 0,54, puis 0,57), tandis que sous forte contrainte (200 kPa), le rapport reste élevé et stable (0,79–0,83), indiquant que, sous fortes contraintes, le matériau conserve sa capacité à résister après rupture, en raison de la dominance du frottement.

Ces résultats mettent en évidence une évolution transitoire du comportement post-pic, influencée par le renforcement progressif des liaisons, avec une ductilité plus marquée sous faibles à moyennes contraintes à long terme.

3.1.3.2. En condition immergé

Le Tableau VI.10 montre que, malgré la présence d'eau, le matériau présente initialement une bonne capacité à maintenir sa résistance post-rupture.

À 7 jours, une ductilité élevée est observée, avec des rapports variant de 0,93 à 0,97 selon la contrainte appliquée, indiquant que le liant prend rapidement même dans un milieu saturé et que l'augmentation de la contrainte améliore légèrement la résistance post-pic.

Cependant, une baisse significative est enregistrée à 14 jours, en particulier sous 50 kPa (0,81), traduisant une phase transitoire de fragilité due à la réactivation partielle du liant bitumineux par l'eau. À 28 jours, une reprise partielle est observée pour la plupart des contraintes (jusqu'à 0,97), sauf sous 25 kPa où le rapport reste plus faible (0,83), montrant que les propriétés mécaniques se stabilisent principalement sous des charges plus importantes.

Ainsi, le comportement post-pic en immersion évolue d'un état initialement ductile vers une fragilité temporaire, avant une stabilisation tardive sous charges modérées à fortes. Ces dynamiques confirment l'influence majeure du temps de cure dans l'adaptation du comportement mécanique aux conditions environnementales.

Tableau VI.10: Évolution du rapport τ_{res}/τ_{max} en fonction du temps de durcissement et de la contrainte normale à l'état immergé.

Temps de durcissement (Jrs)	Contrainte normale			
	25 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
7	0.93	0.95	0.95	0.97
14	0.87	0.81	0.86	0.92
28	0.83	0.95	0.95	0.97

3.1.4. Effets de la contrainte normale sur la résistance et la ductilité

L'évaluation de l'influence de la contrainte normale (σ_n) sur la résistance maximale (τ_{peak}), la résistance résiduelle (τ_{res}) et le rapport de ductilité (τ_{res}/τ_{peak}) constitue un axe fondamental pour comprendre le comportement mécanique global d'un sable limoneux stabilisé à l'émulsion de bitume (EB). Cette analyse est menée pour différents temps de durcissement (7, 14 et 28 jours) et selon deux états environnementaux distincts : sec et immergé.

3.1.4.1. A l'état sec :

Les Figures VI.13 (a, b) illustrent l'évolution conjointe des résistances maximale et résiduelle en fonction de la contrainte normale appliquée, pour des temps de durcissement de 7 à 28 jours. Il apparaît que la contrainte normale influence significativement le comportement mécanique du matériau, mais de façon différenciée selon le niveau de confinement. Sous faibles contraintes (25–50 kPa), les effets du durcissement sont particulièrement marqués : τ_{peak} augmente de +45 % à 25 kPa (passant de 87 à 129 kPa) et de +63 % à 50 kPa (de 116 à 189 kPa). Cette amélioration est attribuée à la consolidation progressive du réseau bitumineux, favorisée par les processus de polymérisation et le développement de liaisons physico-chimiques sol-liant.

En revanche, sous fortes contraintes (100–200 kPa), l'impact du temps de durcissement est atténué : l'augmentation de τ_{peak} est limitée à +16 % sous 200 kPa. Ce comportement met en évidence la prédominance du frottement intergranulaire sous fortes contraintes, où la contribution de la cohésion apportée par le bitume devient secondaire.

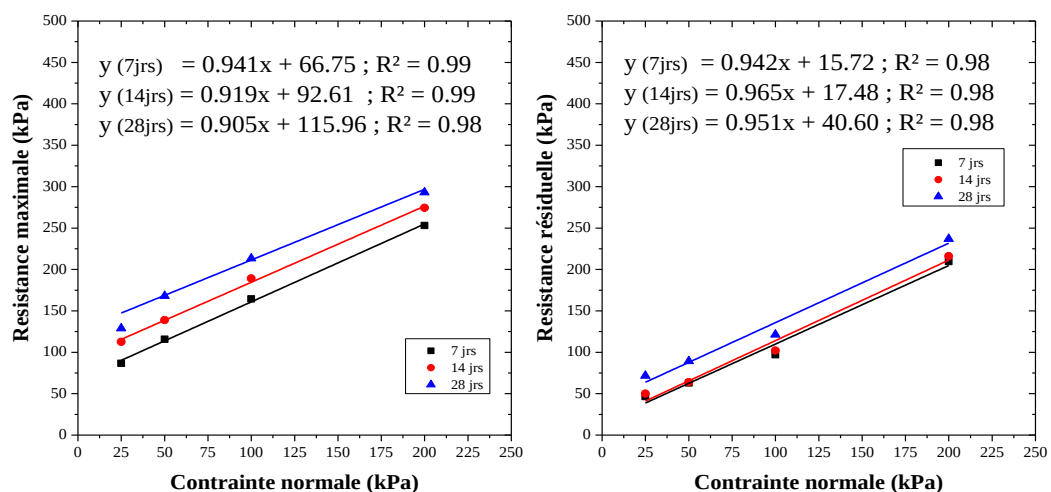


Figure VI.13 : Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours.(A une condition sèche).

Des tendances similaires sont observées pour la résistance résiduelle τ_{res} . Sous 25 kPa, τ_{res} progresse de +54 %, contre seulement +13 % à 200 kPa. Le développement du réseau de cohésion bitumineuse est donc plus efficace sous faibles charges, tandis que sous fort contrainte, le gain est moindre, car la résistance post-rupture est essentiellement portée par les forces de frottement.

L'évolution du rapport τ_{res}/τ_{peak} (Figure VI.14) met en évidence une courbe de tendance quadratique, soulignant une transition progressive du comportement fragile à ductile avec l'augmentation de σ_n . Sous faibles contraintes, le rapport reste bas ($\approx 0,44-0,59$), révélant une rupture fragile caractérisée par une chute significative de la résistance après le pic.

À l'inverse, à 200 kPa, le rapport atteint $\approx 0,79-0,83$, suggérant un comportement post-pic stable et ductile. L'ajustement des données expérimentales aux équations quadratiques, avec des coefficients de détermination ($R^2 = 1$), confirme cette tendance et montre une excellente corrélation avec les observations.

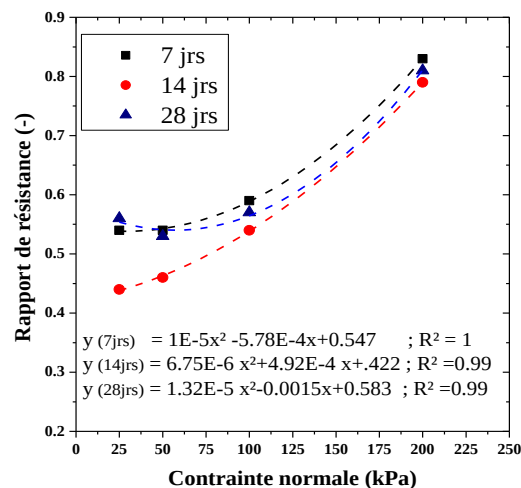


Figure VI.14 : Évolution de le rapport de ductilité (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours.(A une condition sèche).

Le Tableau VI.11 synthétise ces constats : la cohésion induite par le liant est dominante sous faibles contraintes, nécessitant un durcissement prolongé (≥ 28 jours) pour une efficacité maximale, tandis qu'à fortes contraintes, les mécanismes frictionnels prévalent, et une cure plus courte (7–14 jours) s'avère suffisante pour stabiliser la structure du matériau.

Ainsi, la contribution du liant bitumineux est essentielle à faible contrainte, tandis qu'en fortes contraintes, les interactions frictionnelles prédominent, assurant une ductilité et une stabilité mécanique satisfaisantes dès les premiers jours de cure.

Tableau VI.11. L'évolution du comportement du matériau en fonction de la contrainte normale appliquée.

Paramètre	Faible contrainte (25–50 kPa)	Forte contrainte (100–200 kPa)
$\tau_{\max}$	Gain élevé (+45 à +63%)	Gain modéré (+13 à +30%)
τ_{res}	Amélioration significative (+42 à +54%)	Stabilité limitée (+13%)
Mécanisme dominant	Cohésion (réseau bitumineux)	Friction intergranulaire
Temps de cure	≥ 28 jours	7–14 jours suffisent

3.1.4.2. A l'état immergé :

En milieu saturé, la réponse du matériau traité à l'émulsion de bitume face à la contrainte normale présente des dynamiques spécifiques. Les résultats expérimentaux (Figure VI.15) révèlent que l'augmentation de σ_n améliore τ_{peak} de manière marquée, même dans un environnement hydrique. À 7 jours, τ_{peak} passe de 44,75 kPa à 170 kPa entre 25 et 200 kPa, tandis qu'à 14 et 28 jours, les valeurs culminent à 173 kPa et 152 kPa respectivement, traduisant un gain structurel initial suivi d'une légère dégradation due à l'interaction avec l'eau.

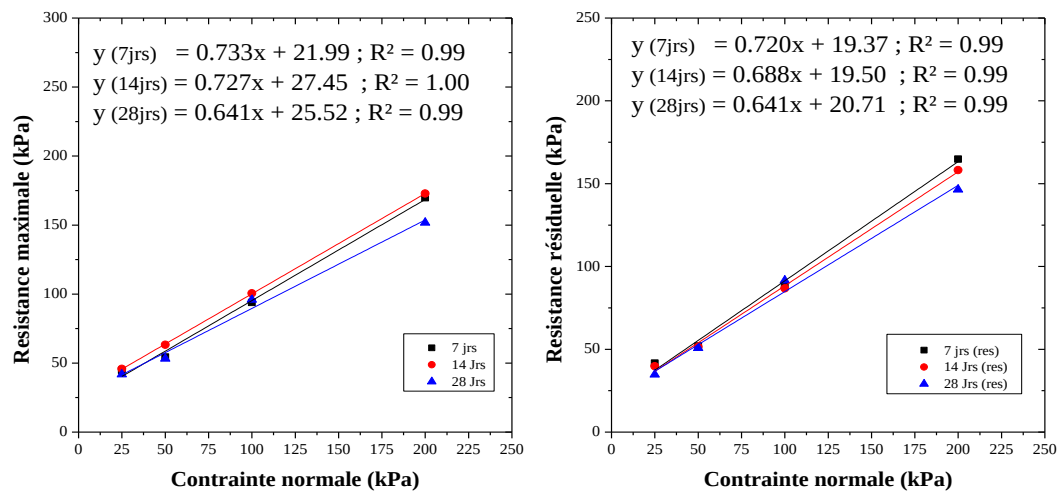


Figure VI.15 : Évolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours. (A une condition immergée).

Concernant la résistance résiduelle ($\tau_{\text{rés}}$), une tendance similaire est constatée, elle passe de 42 kPa sous 25 kPa à 165 kPa sous 200 kPa à 7 jours. Toutefois, une baisse significative de $\tau_{\text{rés}}$ est observée sous 25 kPa après 28 jours (−17 %), tandis que la diminution est plus modérée sous 200 kPa (−11 %). Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte normale favorise une meilleure capacité portante du matériau, en renforçant particulièrement τ_{peak} tout

en atténuant les effets de dégradation à long terme grâce à l'optimisation des mécanismes de frottement intergranulaire.

Le rapport τ_{res}/τ_{peak} (Figure VI.16) montre également l'effet de σ_n sur la ductilité post-pic en immersion. À 7 jours, ce rapport varie peu (0,93 à 0,97), révélant une résistance post-rupture stable.

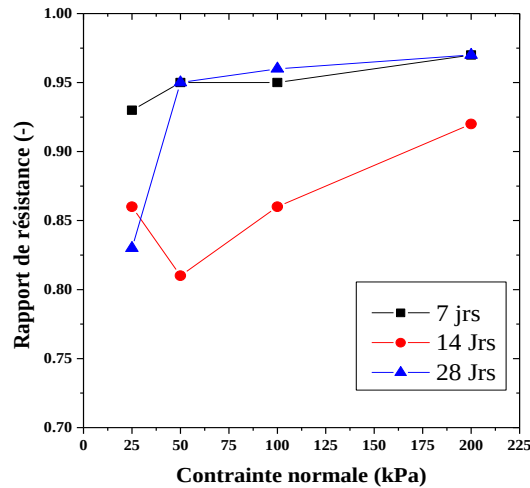


Figure VI.16 : Évolution de le rapport de ductilité (τ_{res}/τ_{max}) en fonction de la contrainte normale, pour des temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours.(A une condition immergée).

Toutefois, à 14 jours, une baisse transitoire est observée, notamment sous 50 kPa (0,81), indiquant une période de fragilité liée à la réactivation partielle de l'émulsion. À 28 jours, une récupération de la ductilité est notée sous fortes contraintes (0,95–0,97), alors qu'elle reste inférieure sous faible contrainte (0,83).

Le Tableau VI.12 synthétise l'impact de la contrainte normale sur le comportement mécanique en immersion.

Ces résultats mettent en évidence que, sous faibles contraintes, l'infiltration d'eau affaiblit les liaisons sol-bitume, entraînant une baisse notable de la résistance au cisaillement. En revanche, sous fortes contraintes, le réarrangement granulaire et le frottement intergranulaire compensent partiellement cet effet, assurant une meilleure conservation de la ductilité post-pic.

Le temps de cure se révèle particulièrement efficace à contraintes modérées, où le réseau bitumineux atteint un équilibre entre durcissement et dégradation de la résistance au cisaillement. Ainsi, la contrainte normale influence le mode de rupture, faisant évoluer le matériau d'un comportement fragile vers une réponse plus ductile avec l'augmentation du confinement.

Tableau VI.12. *Impact de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement en immersion.*

Paramètre	Faible contrainte (25–50 kPa)	Forte contrainte (100–200 kPa)
$\tau_{\max}$	• Augmentation initiale (+2.5%) (7vs14jrs) • Déclin ultérieur (-9, -2.3%)	• Légère hausse (+2%, 100 kPa) • Baisse modérée (-11%, 200 kPa)
τ_{res}	• Baisse marquée à 25 kPa (-17%) • Stabilité relative (50 kPa)	• Légère hausse (+3%, 100 kPa) • Baisse modérée (-11%, 200 kPa)
Mécanisme dominant	• Infiltration d'eau • Ré-émulsification bitume • Dégradation de liaison	• Réarrangement granulaire • Frottement intergranulaire • Compensation l'effet d'eau
Temps de cure	• Cure limitée • 28 jrs insuffisants.	• Consolidation rapide • 7–14 jrs suffisants

3.1.5. Impact des conditions environnementales (sec et immergé)

La comparaison entre les conditions sèches et immergées révèle des comportements mécaniques contrastés, en particulier pour la résistance maximale (τ_{peak}), la résistance résiduelle (τ_{res}) et la ductilité avec le temps de durcissement.

3.1.5.1. Résistance maximales (τ_{peak}).

En condition sèche, la résistance maximale au cisaillement (τ_{peak}) augmente linéairement avec le temps de durcissement pour toutes les contraintes normales appliquées, surtout sous faibles contraintes (gain de +45 à +49 % entre 7 et 28 jours), grâce à la maturation progressive du réseau bitumineux, caractérisée par la polymérisation et la réduction de la porosité, renforçant ainsi les liaisons sol-bitume. Tandis qu'à forte contraintes (200 kPa), l'effet de renforcement est plus modéré (un gain de +16%), car le frottement intergranulaire prédomine qui limite l'impact du liant.

En revanche, en condition immergée, l'infiltration d'eau perturbe les liaisons sol-bitume en réactivant partiellement l'émulsion, entraînant une évolution non monotone de τ_{peak} , une amélioration modérée est constatée entre 7 et 14 jours (+3% sous 25 kPa et +2% sous 200 kPa), suivie d'une chute généralisée à 28 jours (-7% sous 25 kPa et -11% sous 200 kPa).

Le Tableau VI.13 synthétise l'impact des conditions environnementales (sec et immergé) sur la résistance au cisaillement maximale. Ces résultats montrent que, bien que le processus de durcissement en milieu sec favorise une consolidation continue et un renforcement efficace du matériau, l'environnement immergé induit des mécanismes de

dégradation hydrique (sous faible σ_n) et une instabilité sous charge (sous forte σ_n), limitant voire inversant les gains de résistance au cisaillement.

Cette comparaison illustre clairement que l'état sec permet une amélioration progressive et stable de τ_{peak} grâce à la maturation du liant, tandis que l'état immergé, en favorisant la ré-émulsification et la dégradation partielle du liant, entraîne une diminution de τ_{peak} à long terme.

Tableau VI.13: Comportements de la résistance maximale au cisaillement par rapport la condition de testé (sèches vs immergé).

Paramètre	Condition sèche	Condition immergée
Réponse à la cure	Amélioration continue (7–28 jours).	Optimale à 14 jours, puis dégradation.
σ_n	Faible σ_n : Cohésion dominante ; Forte σ_n : Frottement prédominant.	Faible σ_n : Dégradation hydrique ; Forte σ_n : Instabilité sous charge.
τ_{max} à 28 jrs (25 kPa)	+49 % (vs 7 jours).	-7 % (vs 7 jours).
τ_{max} à 28 jrs (200 kPa)	+16 % (vs 7 jours).	-11 % (vs 7 jours).

3.1.5.2. Résistance résiduelle (τ_{res}).

L'analyse des résultats met en évidence une supériorité marquée de la résistance résiduelle (τ_{res}) en condition sèche par rapport à l'état immergé, et ce pour l'ensemble des contraintes normales. À 28 jours, le séchage favorise une maturation continue du liant bitumineux, renforçant la cohésion et assurant une meilleure tenue post-rupture. À l'inverse, en immersion, la présence d'eau compromet la stabilité du réseau bitumineux par ré-émulsification et ramollissement progressif du liant, entraînant une baisse sensible de τ_{res} avec le temps.

Les résultats, synthétisés dans le Tableau VI.14, révèlent que cette dégradation est d'autant plus prononcée sous faibles contraintes, où la cohésion dépend principalement du liant. Sous fortes contraintes, le confinement améliore la résistance résiduelle en condition sèche grâce à une meilleure mobilisation des forces intergranulaires, alors qu'en milieu saturé, cet effet est atténué par la dégradation du liant. En somme, la durabilité de la résistance résiduelle est fortement conditionnée par l'environnement : l'état sec favorise le développement et la conservation des propriétés mécaniques, tandis que l'immersion induit une perte progressive de performance, indépendamment du niveau de contrainte appliqué.

Tableau VI.14. Comparaison des performances mécaniques : Résistance résiduelle et cohésion en conditions sèches vs immergées

Paramètre	Condition sèche	Condition immergée
$\tau_{(res)}$	Augmentation continue Valeurs élevées	Légère amélioration initiale Dégradation progressive
Cohésion	Réseau bitumineux consolidé Durcissement optimal	Altération due à : Ré-émulsification Ramollissement du liant
Impact de l'eau	Favorisant la maturation Durabilité accrue	L'eau altère le liant Stabilité compromis
Contrainte normale (σ_n)	Renforcement de la cohésion, Effet positif marqué	Effet positif

3.1.5.3. Ductilité et comportement post-pic (τ_{res}/τ_{peak})

L'analyse du rapport τ_{res}/τ_{peak} met en évidence l'impact conjugué de la contrainte normale et des conditions environnementales sur la ductilité post-pic du matériau.

En condition sèche, ce rapport reste relativement faible sous faibles et moyennes contraintes (entre 0,44 et 0,59 pour 25 à 100 kPa), traduisant un comportement fragile. Ce comportement est attribuable à l'effondrement des liaisons cohésives fournies par le réseau bitumineux, encore en phase de durcissement partiel durant les premières semaines. Cependant, sous forte contrainte (200 kPa), il augmente significativement (entre 0,79 et 0,83), ce qui indique que le frottement intergranulaire prend le relais et assure une réponse post-pic plus ductile, même si la cohésion liée au bitume est affaiblie.

En milieu immergé, la ductilité présente des valeurs globalement plus élevées et relativement stables sous fortes contraintes (0,92–0,97 pour 100–200 kPa), ce qui suggère que la contrainte élevée limite les effets de l'infiltration d'eau en favorisant le réarrangement granulaire, permet de compenser la dégradation partielle du liant.

À l'inverse, sous faibles contraintes (25–50 kPa), on observe une diminution progressive du rapport τ_{res}/τ_{peak} avec le temps (par exemple, de 0,93 à 0,83 à 25 kPa entre 7 et 28 jours), traduisant une perte de ductilité liée à la ré-émulsification et à l'affaiblissement progressif des liaisons cohésives.

Ces résultats, synthétisés dans le Tableau VI.15, révèlent que l'état sec favorise une transition fragile → ductile à mesure que σ_n augmente, tandis que l'état immergé présente une ductilité relativement préservée sous fort confinement, mais vulnérable sous faible contrainte.

Tableau VI.15. Comparaison de la ductilité (τ_{res}/τ_{peak}) entre conditions sèches et immergées

Paramètre	Condition sèche	Condition immergée
Ductilité (τ_{res}/τ_{max})	• Faible σ_n : Faible (0,44–0,59). • Forte σ_n : Élevée (0,79–0,83).	• Faible σ_n : Diminution. • Forte σ_n : Elevée ($\geq 0,92$).
Évolution temporelle	• Faible σ_n : Amélioration modeste. • Forte σ_n : Stabilité.	• Faible σ_n : Dégradation. • Forte σ_n : Stabilité.
Contrôle mécanique	• Cohésion (bitume) vs frottement (σ_n).	• Dégradation hydrique vs contraintes (σ_n).
Comportement typique	• Transition fragile $\rightarrow$ ductile avec σ_n.	• Faible σ_n : Fragile. • Forte σ_n : Ductile et stable

En conclusion, la ductilité du matériau est modulée par l'équilibre entre la cohésion conférée par le liant et les forces de frottement intergranulaire, équilibre fortement influencé par le niveau de contrainte et l'exposition à l'eau. En condition sèche, une contrainte accrue améliore progressivement le comportement post-pic, tandis qu'en immersion, seul un fort σ_n permet de préserver une ductilité suffisante face à la dégradation du liant.

3.2. Evaluation des paramètres de Mohr-Coulomb (sec vs immergé)

3.2.1. Cohésion (C) et angle de frottement (φ)

3.2.1.1. A l'état sec

L'analyse des effets du temps de durcissement sur la cohésion maximale (C_{peak}) et l'angle de frottement maximal (φ_{peak}) en condition sèche révèle une évolution significative des propriétés mécaniques du matériau.

La cohésion maximale (C_{peak}) suit une progression linéaire, passant de 66,75 kPa à 116 kPa entre 7 et 28 jours, traduisant le développement progressif du réseau bitumineux par polymérisation et réticulation, qui renforce les liaisons entre particules. En parallèle, l'angle de frottement maximal (φ_{peak}) subit une stabilisation entre 42° et 43°, probablement en raison de l'effet lubrifiant partiel du bitume sur les contacts intergranulaires.

La Figure VI.17 présente l'évolution de la cohésion maximale (C_{peak}) et de l'angle de frottement maximal (φ_{peak}) en fonction du temps de durcissement à l'état de pic et en état résiduel. Concernant les états résiduels, la cohésion (C_{res}) passe de 15,70 kPa à 40,60 kPa au cours du temps de durcissement, représentant une amélioration de +158 %. L'angle de frottement résiduel (φ_{res}), se stabilise autour de 43,6° avec un écart minimale ($\sim +1^\circ$ par rapport à φ_{peak}), indiquant que le frottement intergranulaire est peu affecté par la rupture.

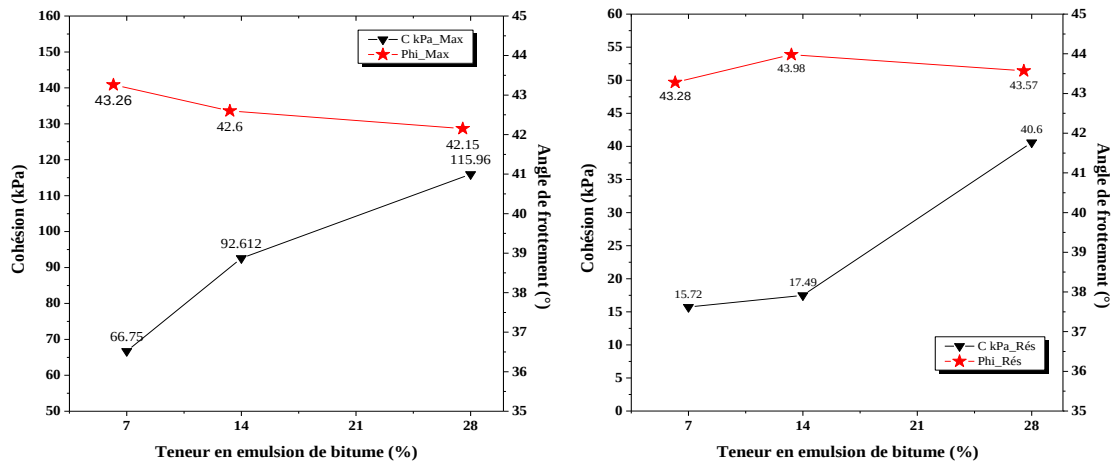


Figure VI.17 (a,b) : La cohésion et l'angle de frottement en fonction de temps de durcissement, à une condition sèche : (a) état de pic (b) état de résiduelle.

Ces observations montrent que, sous condition sèche, le temps de durcissement permet une consolidation progressive du réseau bitumineux, augmentant significativement la cohésion tout en stabilisant les mécanismes de frottement.

3.2.1.2. A l'état immergé

En milieu immergé, l'évolution des paramètres de cohésion (C) et d'angle de frottement (ϕ) est nettement influencée par l'action de l'eau en fonction du temps de durcissement du bitume (Figure VI.18).

La cohésion maximale (C_{peak}) augmente modérément entre 7 et 14 jours (de 22 à 27,5 kPa, soit +25 %), traduisant une polymérisation partielle du liant et la formation d'un film adhésif continu, limitant ainsi l'infiltration d'eau grâce à son action imperméabilisante. Toutefois, à 28 jours, une légère baisse est observée (25 kPa, soit -8 % par rapport à 14 jours), indiquant une dégradation progressive du réseau bitumineux liée à la ré-émulsification partielle du liant et la migration des particules fines.

Parallèlement, l'angle de frottement (ϕ_{peak}) reste relativement stable autour de 36° , diminue de manière plus marquée à long terme pour atteindre $32,66^\circ$ à 28 jours (-9 %), probablement sous l'effet du ramollissement du film bitumineux, qui réduit l'adhérence et la rugosité des grains.

Aux états résiduels présentés sur la Figure VI.18 (b), la cohésion résiduelle (C_{res}) reste relativement stable entre 19 et 21 kPa tout au long de la cure, tandis que l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}) suit une tendance à la baisse plus progressive, atteignant une valeur identique à ϕ_{peak} ($32,68^\circ$) à 28 jours.

En résumé, en conditions immergées, le sable traité montre une résistance au cisaillement optimale après 14 jours de cure, où la cohésion et l'angle de frottement sont à leur maximum. Au-delà de ce délai, une exposition à l'eau conduit à une dégradation progressive du réseau bitumineux, affectant négativement les propriétés mécaniques du matériau.

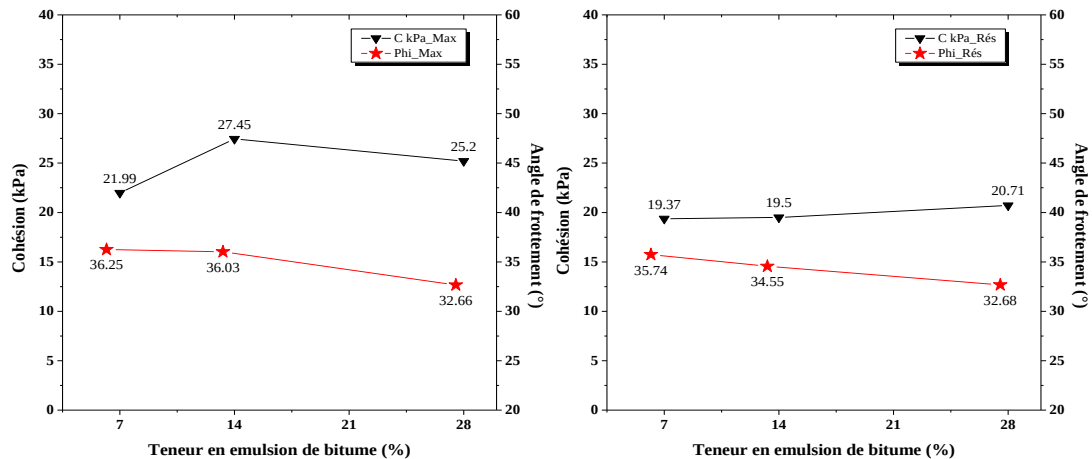


Figure VI.18 (a,b) : La cohésion et l'angle de frottement aux états de pic et résiduelle en fonction de temps de durcissement, à une condition immergée.

3.2.2. Analyse du rapport $C/\tan\phi$ (sec vs immergé)

3.2.2.1. A l'état sec

En condition sèche, le rapport $C/\tan\phi$ à l'état de pic augmente sensiblement avec le temps de durcissement. Entre 7 et 28 jours, la cohésion passe de 66,75 kPa à 116 kPa (+74 %), tandis que l'angle de frottement est resté presque stable (de 43° à 42°, soit -2%).

Ce déséquilibre en faveur de la cohésion, lié à la polymérisation et à la consolidation du film bitumineux, se traduit par une augmentation significative du rapport, qui atteint 129 à 28 jours. Cela met en évidence un verrouillage progressif des grains par le bitume, particulièrement marqué sous faibles contraintes normales.

À l'état résiduel, bien que les valeurs du ratio restent plus faibles que celles observées à l'état de pic, une augmentation continue est également observée (de 16,7 à 43 entre 7 et 28 jours).

Cette évolution démontre la capacité du réseau bitumineux à maintenir une cohésion post-rupture notable, même en l'absence de résistance au pic, et confirme l'efficacité du durcissement à long terme, tandis que l'angle de frottement ne varie que de manière modérée.

Le Tableau VI.16 synthétise l'analyse du rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état sec.

Tableau VI.16. Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état sec

Etat	Temps de cure (jours)	C (kPa)	ϕ (°)	$C/\tan\phi$	Tendance
Pic	7	66.75	43.26	71.1	+42% (7→28 j)
	14	92.61	42.60	101.1	+27% (14→28 j)
	28	115.96	42.15	128.8	Cohésion dominante
Résiduelle	7	15.72	43.28	16.7	+156% (7→28 j)
	14	17.49	43.98	18.2	+135% (14→28 j)
	28	40.60	43.57	42.8	Consolidation post-rupture.

3.2.2.2. A l'état immergé

En immersion, l'évolution du rapport $C/\tan\phi$ est fortement affectée par la présence d'eau. À l'état de pic, le rapport s'élève modérément entre 7 et 28 jours (de 30 à 39.4, soit +31 %), traduisant une amélioration initiale de la cohésion par polymérisation partielle. Toutefois, cette progression est entravée à partir de 14 jours par la ré-émulsification du liant, entraînant une légère baisse de la cohésion et une diminution plus marquée de l'angle de frottement (de 36,25° à 32,66°), ce qui limite le gain du ratio.

À l'état résiduel, le rapport évolue plus lentement, passant de 27,0 à 32,4 en 28 jours. Cette progression modérée suggère que, malgré la dégradation du liant sous l'effet de l'eau, une certaine compensation par les mécanismes de frottement subsiste, assurant un maintien minimal de la résistance post-rupture.

Le Tableau VI.17 synthétise l'analyse du rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état immergé.

Tableau VI.17. Rapport $C/\tan\phi$ de pic et résiduelle à l'état immergé.

Etat	Temps de cure	C(kPa)	ϕ (°)	$C/\tan\phi$	Tendance
Pic	7	21.99	36.25	30.1	+31% (7→28 j)
	14	27.45	36.03	37.8	-8% (14→28 j)
	28	25.20	32.66	39.4	Stabilisation partielle.
Résiduelle	7	19.37	35.74	27.0	+20% (7→28 j)
	14	19.50	34.55	28.4	+14% (14→28 j)
	28	20.71	32.68	32.4	Compensation par frottement

3.3. Impact des conditions environnementales (sec vs immergé)

3.3.1. Évolution des paramètres mécaniques (C, ϕ)

L'analyse comparative des paramètres de Mohr-Coulomb – la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) – en conditions sèches et immergées permet d'évaluer l'influence des environnements d'exposition sur le comportement mécanique d'un sable limoneux traité à l'émulsion de bitume au fil du temps de durcissement. Le Tableau VI.18 met en évidence les différences marquées dans l'évolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) en fonction du temps de cure selon deux conditions environnementales.

Tableau VI.18. Évolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) en fonction du temps de durcissement – Conditions sèches vs immergées

Paramètre	Condition sèche	Condition immergée
Évolution avec la cure	(C) • Augmentation linéaire.	• Augmentation (7→14 j : +25 %) . • Diminution (14→28 j : -8 %) .
	(ϕ) • Réduction modérée (-2,6 %).	• Stabilité entre 7 et 14 jrs. • Chute Critique : -9,3 % (7→28 j).
Mécanismes clés	(C) • Polymérisation du bitume. • Formation d'une matrice continue. • Réduction de porosité.	• Polymérisation partielle (7–14 j). • Dégradation hydrique (ré-émulsification, fissuration).
	(ϕ) • Lubrification partielle (Bitume). • Réduction de la rugosité.	• Ramollissement du bitume par l'eau. • Déplacement des particules fines. • Réduction de l'emboîtement granulaire
Impact de σ_n	(C) • Faible σ_n : Dominance de C. • Forte σ_n : C secondaire (frottement domine).	• Faible σ_n : Dégradation accrue de C. • Forte σ_n : C partiellement préservée.
	(ϕ) • Faible σ_n : ϕ secondaire. Forte σ_n : ϕ critique.	• Faible σ_n : ϕ dégradé. • Forte σ_n : ϕ stabilisé par confinement.
Rôle de l'eau	(C) • Aucun impact.	• Détérioration des interfaces sol-bitume
	(ϕ)	• Lubrification dominante.

Sous condition sèche, la cohésion évolue de façon linéaire avec le temps de durcissement, en raison d'une polymérisation progressive du liant, d'une réticulation accrue et de la formation d'un réseau bitumineux continu. Ce développement contribue également à la réduction de la porosité et à l'optimisation du verrouillage interparticulaire. En parallèle, l'angle de frottement diminue légèrement, ce qui s'explique par un effet lubrifiant modéré induit par le bitume, réduisant la rugosité des surfaces de contact.

En revanche, en milieu immergé, la cohésion augmente initialement entre 7 et 14 jours, suivie d'une légère diminution à 28 jours, conséquence d'une polymérisation partielle et d'une dégradation hydrique (ré-émulsification et fissuration). Parallèlement, l'angle de frottement, quant à lui, demeure relativement stable durant les deux premières semaines, mais diminue de manière plus marquée à 28 jours, en raison du ramollissement du bitume et du déplacement des particules fines, ce qui altère l'emboîtement granulaire. En somme, cette comparaison illustre que, sous condition sèche, la cohésion devient progressivement dominante, tandis qu'en immersion, les dégradations induites par l'eau réduisent significativement la performance du matériau, notamment au-delà de 14 jours de cure.

3.3.2. Équilibre cohésion-friction (Rapport de $C/\tan\phi$).

L'analyse globale du rapport $C/\tan\phi$ met en lumière l'influence déterminante des conditions environnementales sur le mécanisme de résistance du matériau traité au bitume.

En condition sèche, la maturation complète du bitume permet d'obtenir un rapport $C/\tan\phi$ très élevé, où il atteint 129 à l'état de pic et 43 en phase résiduelle. Cela témoigne d'un verrouillage interparticulaire efficace, permettant au matériau de conserver une bonne résistance même après la rupture.

En revanche, en condition immergée, la cohésion étant affectée par les processus de ré-émulsification et de ramollissement du bitume, de sorte que le rapport reste beaucoup plus faible. À 28 jours, il atteint seulement 39.5 à l'état de pic et 32.5 en résiduel. Cet écart – respectivement de -69 % et -24 % par rapport au milieu sec – met en évidence la dépendance accrue au frottement en milieu hydrique et la difficulté à maintenir une cohésion durable. Le Tableau VI.19 résume ces observations.

Tableau VI.19. Comparaison du rapport $C/\tan\phi$ à 28 jours (conditions sèches vs immergées)

Etat	$C/\tan\phi(\text{max})$	$C/\tan\phi(\text{res})$	Mécanisme clé
Sec (28 jrs)	128.8	42.8	Cohésion optimisé
Immergé (28jrs)	39.5	32.5	Frottement compensateur
Ecart	-69%	-24%	Impact hydrique critique

En résumé, un environnement sec favorise le développement harmonieux et durable de la cohésion, alors que dans des conditions immergées, la détérioration progressive du liant entraîne un glissement du mécanisme de résistance vers le frottement, ce qui compromet la robustesse structurelle du matériau à long terme.

4. Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser de manière approfondie l'effet de l'émulsion de bitume (EB) sur le comportement mécanique d'un sable limoneux reconstitué, à travers l'étude conjointe de trois paramètres essentiels : la teneur en émulsion (0 à 10,5 %), le temps de durcissement (7 à 28 jours) et les conditions environnementales (milieu sec et immergé).

Les résultats expérimentaux révèlent une influence marquée de la teneur en EB sur les propriétés mécaniques du sol.

Premièrement, une teneur optimale de 5 % a été identifiée, permettant d'améliorer simultanément la **cohésion (C)** et l'**angle de frottement (ϕ)**, aussi bien en conditions sèches qu'immergées. Au-delà de ce seuil, l'excès de bitume induit un **effet lubrifiant intergranulaire**, qui réduit la résistance au cisaillement — tant à l'état de pic qu'en phase résiduelle — ainsi que le rapport **C/tan ϕ** , traduisant une perte de rigidité et de stabilité.

Deuxièmement, l'évolution au cours du **temps de durcissement** montre que, sous conditions sèches, la consolidation progressive du film bitumineux renforce le squelette granulaire, entraînant une **hausse continue de la cohésion** et une **stabilité de l'angle de frottement**. À l'inverse, en milieu immergé, une **amélioration initiale** (jusqu'à 14 jours) est suivie d'une **détérioration progressive**, attribuée à la ré-émulsification partielle du liant et à la fragilisation des interfaces sol-bitume.

Par ailleurs, la **contrainte normale** influe directement sur les mécanismes de résistance. Sous **faibles contraintes (25–50 kPa)**, la résistance dépend surtout de la cohésion fournie par le liant, d'où la nécessité d'un dosage et d'une cure adaptés. Sous **fortes contraintes (100–200 kPa)**, la contribution du **frottement intergranulaire** devient prépondérante, assurant une meilleure stabilité, même en présence d'eau.

Enfin, l'analyse du **rapport $\tau_{\text{res}}/\tau_{\text{peak}}$** met en évidence un **comportement post-pic plus ductile** sous fortes contraintes et en milieu sec, tandis qu'en conditions immergées, ce ratio reste plus variable et sensible à la contrainte normale.

En somme, les résultats démontrent que la **performance mécanique et la durabilité** du sable limoneux traité dépendent d'un **équilibre optimal** entre la teneur en émulsion, le temps de durcissement et les conditions d'exposition. Une maîtrise de ces paramètres est essentielle pour garantir un **renforcement efficace et pérenne**, notamment dans les contextes hydriques susceptibles d'altérer la cohésion et la stabilité du matériau.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de recherche s'est inscrit dans une double problématique, à la fois géotechnique et environnementale, visant d'une part à améliorer le comportement mécanique d'un sable limoneux, matériau répandu mais problématique en ingénierie des sols, et d'autre part à valoriser des déchets industriels locaux dans une optique d'économie circulaire et de réduction de l'impact environnemental.

Cette étude a ainsi exploré le comportement physico-mécanique d'un sable limoneux à travers une approche durable, trois stratégies de renforcement complémentaires : l'apport de résistance à la traction par des **fibres de verre**, le gain de cohésion via un liant cimentaire alternatif (**poussière de clinker - CKD**), et l'amélioration de la stabilité hydrique à l'aide d'une **émulsion de bitume**.

L'approche méthodologique, fondée sur une campagne expérimentale rigoureuse utilisant l'essai de cisaillement direct, a permis de quantifier l'effet de paramètres clés (teneur, longueur, temps de cure, densité, contrainte) sur la résistance au cisaillement, les paramètres de Mohr-Coulomb et le comportement volumétrique. Les conclusions majeures de cette investigation sont synthétisées ci-après.

1. Synthèse des Apports Individuels des Techniques de Renforcement :

Les résultats obtenus démontrent de manière probante que chaque additif joue un rôle spécifique et complémentaire dans l'amélioration du comportement du sol :

a) Valorisation des déchets de carrière : Optimisation du squelette granulaire

Avant même l'ajout d'additifs, une première phase a démontré le potentiel de valorisation des sous-produits de concassage. L'incorporation de 30% de sable concassé (MCS) dans un sable de rivière a significativement amélioré la résistance au cisaillement (+28%) et l'angle de frottement (+12%), grâce à l'angularité et la rugosité des grains qui optimisent l'emboîtement granulaire et le frottement interne.

De plus, l'ajout de 15% de fines calcaires (SMCS) a permis d'atteindre un équilibre optimal entre résistance résiduelle et comportement volumétrique, stabilisant le squelette granulaire. Ce mélange (MRS + 30% MCS + 15% SMCS) a ainsi constitué la matrice de référence, optimisée et représentative d'une approche durable, pour l'ensemble des études ultérieures.

b) Renforcement mécanique par les fibres de verre : La cohésion au service de la ductilité :

L'étude du renforcement par fibres de verre a mis en évidence un mécanisme d'amélioration principalement cohésif. Une teneur optimale de 0,45% et une longueur de 20 à 30 mm ont émergé comme les paramètres les plus efficaces, permettant une augmentation de la cohésion de près de 360% (passant de 7.86 kPa à 36.31 kPa) sous une densité relative de 50%. Ce gain est attribué au mécanisme de pontage et d'ancrage intergranulaire des fibres, qui redistribuent les contraintes et limitent la propagation des fissures. En revanche, l'angle de frottement est resté quasi inchangé, confirmant que les fibres n'altèrent pas fondamentalement les contacts grain-à-grain mais ajoutent un réseau de traction cohésif. L'efficacité est maximale dans les sols lâches ($D_r=20\%$) et sous des contraintes normales modérées (≈ 200 kPa), où le rapport de résistance R_f atteint son pic. Cette stratégie confère ainsi au matériau une ductilité accrue et une meilleure capacité à absorber l'énergie avant la rupture.

c) Stabilisation chimique par la poussière de clinker : La solidification par hydratation :

L'utilisation de la poussière de clinker (CKD) comme liant cimentaire alternatif a démontré un potentiel remarquable pour la solidification du sable limoneux. Les réactions d'hydratation, produisant des gels de type C-S-H et C-A-H, ont entraîné une amélioration spectaculaire et progressive des propriétés mécaniques avec le temps. Un dosage de 2,5% et un temps de cure de 28 jours se sont révélés optimaux, conduisant à des gains de résistance au cisaillement allant jusqu'à +58% et une multiplication par plus de 2,5 de la cohésion.

Contrairement aux fibres, la CKD améliore à la fois la cohésion et l'angle de frottement, indiquant un renforcement à la fois des liaisons interparticulaires et de la rugosité du squelette granulaire. Cette approche transforme le sol en un matériau plus rigide et plus résistant, adapté aux applications nécessitant une forte capacité portante.

d) Stabilisation hydrique par l'émulsion de bitume :

La stabilisation à l'émulsion de bitume agit via un mécanisme physico-chimique d'enrobage des particules, créant un réseau cohésif et hydrofuge. Une teneur de 5% a été identifiée comme optimale, améliorant simultanément la cohésion et l'angle de frottement. Au-delà, un effet lubrifiant contre-productif apparaît.

La cure est un paramètre crucial : en conditions sèches, la cohésion augmente avec le temps grâce à la consolidation du film bitumineux, tandis qu'en immersion prolongée, une

dégradation après 14 jours est observée, liée à une ré-émulsification potentielle. Cette technique est particulièrement efficace sous fortes contraintes normales, où le frottement intergranulaire reste mobilisé, et confère au matériau un comportement plus ductile post-pic, essentiel pour la durabilité des ouvrages.

2. Synergie et Complémentarité des Approches :

La force de ce travail réside dans la démonstration de la **complémentarité fondamentale** des trois techniques étudiées, qui agissent sur des mécanismes distincts et peuvent être envisagées de manière synergique :

- Les **fibres de verre** excellent à apporter de la **ductilité** et de la résistance à la traction, idéales pour limiter la fissuration et les ruptures fragiles.
- La **poussière de clinker** apporte de la **rigidité** et une **résistance pic** très élevée, adaptée aux zones fortement sollicitées.
- L'**émulsion de bitume** assure la **stabilité à l'eau** et une certaine flexibilité, cruciale pour les ouvrages exposés aux intempéries ou aux variations de nappe phréatique.

Le choix de la technique ou de leur combinaison dépendra donc des contraintes du projet : nature des sollicitations (statiques/dynamiques), conditions environnementales (sec/humide), et performance mécanique requise (résistance vs. ductilité).

3. Contribution à la Géotechnique Durable

Sur le plan environnemental, cette recherche démontre la faisabilité technique de valoriser d'importants flux de déchets industriels (poussières de calcaire et de clinker) en les intégrant dans des matrices de sols stabilisés. Cette approche permet de réduire substantiellement l'empreinte carbone des projets géotechniques en diminuant le recours aux liants traditionnels (ciment Portland) et en détournant des déchets de leur mise en décharge. Elle s'inscrit pleinement dans une logique d'économie circulaire appliquée au secteur de la construction.

4. Perspectives de Recherche :

Pour conclure, ce travail ouvre plusieurs perspectives prometteuses pour des recherches futures, trois axes de recherche prioritaires se dégagent :

- Optimisation des combinaisons synergiques : Il serait particulièrement intéressant d'explorer systématiquement les interactions entre les trois additifs (CKD, fibres, bitume) au

sein de mélanges binaires ou ternaires. L'objectif serait d'identifier la meilleure combinaison permettant de maximiser les performances mécaniques tout en maintenant les bénéfices environnementaux, et peut-être de découvrir des effets synergiques non anticipés.

- Évaluation de la durabilité et du comportement à long terme : Une validation en conditions réelles est indispensable. Des essais de durabilité sous cycles gel-dégel et humide-sec permettraient de quantifier la résistance du réseau bitumineux et la stabilité des produits d'hydratation de la CKD face aux agressions climatiques. Cette approche est cruciale pour garantir la pérennité des ouvrages et bâtir la confiance des praticiens.

- Approche microstructurale et modélisation numérique : Pour passer d'une compréhension phénoménologique à une connaissance prédictive, une investigation fine des mécanismes est nécessaire. Une approche microstructurale, associant des observations au MEB (Microscopie Électronique à Balayage), des analyses DRX (Diffraction des Rayons X) et de la modélisation numérique (par éléments discrets, par exemple), offrirait une compréhension fondamentale des mécanismes d'interaction à l'échelle des particules et permettrait d'établir des liens quantitatifs entre la microstructure et le comportement mécanique macroscopique.

En définitive, cette recherche contribue à l'émergence d'une géotechnique durable, innovante et responsable. Elle démontre que les "déchets" d'aujourd'hui peuvent constituer les ressources géotechniques de demain, ouvrant la voie à des pratiques de construction plus résilientes et respectueuses de l'environnement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]. Abbireddy, C. & Clayton, C. (2015). The impact of particle form on the packing and shear behaviour of some granular materials: an experimental study. *Granular Matter*, 17, 427-438. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10035-015-0566-0>.
- [2]. Abbou, M., Semcha, A. & Kazi-Aoual, F. (2020). Stabilization of compressed earth block clayey materials from Adrar (Algeria) by lime and crushed sand. *Journal of building materials and structures*, 7, 42-50. Available at: <https://doi.org/10.34118/jbms.v7i1.137>.
- [3]. Afzali-Nejad, A., Lashkari, A., & Shourijeh, P. (2017). Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 45, 54-66. <https://doi.org/10.1016/J.GEOTEXMEM.2016.07.005>.)
- [4]. Ahmad, A., Sutanto, M. H., Ahmad, N. R., Khan, M. A., Wahab, A., Sapar, N. I. F., & Hashir, M. (2023, May). Feasibility of bituminous stabilizer in the stabilization of problematic soil: An overview on the non-traditional soil additive. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 2688, No. 1). AIP Publishing.
- [5]. Al-Abdul Wahhab, H. and Hicks, R. G., Evaluation of emulsified asphalt treated mixes. In *Proc. 3rd IRF Middle East Regional Meeting*, Riyadh, Saudi Arabia, 1988, pp. 3.159-3.174.
- [6]. Al-Adili, A.; Azzam, R.; Spagnoli, G. and Schrader, J. (2012), "Strength of soil reinforced with fiber materials (Papyrus)", *Soil Mech. Found. Eng.*, 48(6), 241-247, DOI: 10.1007/s11204-012-9154-z
- [7]. Alhaji, M., & Alhassan, M. (2018). Effect of Reclaimed Asphalt Pavement Stabilization on the Microstructure and Strength of Black Cotton Soil. *International Journal of Technology*. <https://doi.org/10.14716/IJTECH.V9I4.435>.
- [8]. Alizadeh, A., & Modarres, A. (2019). Mechanical and Microstructural Study of RAP–Clay Composites Containing Bitumen Emulsion and Lime. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31(2), 4015107. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0002583.
- [9]. Almuaythir, S., & Abbas, M. F. (2023). Expansive soil remediation using cement kiln dust as stabilizer. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e01983.
- [10]. Al-Refeai, T. (1991), "Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions." *Geotextile and Geomembranes*, 10(3), 319-333, DOI:10.1016/0266-1144(91)90009-L
- [11]. Al-Refeai, T. and Al-Suhaibani, A. (1998), "Dynamic and static characterization of polypropylene fiber-reinforced Dune Sand." *Geosynth. Int.* 5(5), 443-458, DOI: 10.1680/gein.5.0132
- [12]. ALTUHAFI, F. N., COOP, M. R. & GEORGIANNOU, V. N. (2016). Effect of Particle Shape on the Mechanical Behavior of Natural Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001569](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001569).
- [13]. Amadi, A. A., & Osu, A. S. (2018). Effect of curing time on strength development in black cotton soil – Quarry fines composite stabilized with cement kiln dust (CKD). *Journal of King Saud University: Engineering Sciences*, 30(4), 305–312. <https://doi.org/10.1016/J.JKSUES.2016.04.001>
- [14]. Anagnostopoulos, C.A., Papaliangas, T.T., Konstantinidis, D. et al. (2013). Shear Strength of Sands Reinforced with Polypropylene Fibers. *Geotech Geol Eng* 31, 401–423 <https://doi.org/10.1007/s10706-012-9593-3>

- [15]. Aouali, N., Benessalah, I., Arab, A., Ali, B. & Abed, M. (2019). Shear strength response of fibre reinforced Chlef (Algeria) silty sand: laboratory study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37, 1047-1057. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0641-5>.
- [16]. Arab, A., Hamoudi, S., Shahrour, I. & Lancelot, L. (2009). Effet des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. Etude d'un mélange sable-limon peu plastique. <https://doi.org/10.1051/geotech/2008122037>.
- [17]. Arabani, Mahyar; Haghsheno, Hamed (2020). The effect of water content on shear and compressive behavior of polymeric fiber-reinforced clay. *SN Applied Sciences*, 2(11), 1759–. doi:10.1007/s42452-020-03568-3
- [18]. Arasan, S.(2005). Investigation of the Effect of Cement, Lime, Silica Fume and Fly Ash on Swelling Pressure and Cation Exchange Capacity of Fine Grained Soils. Master's Thesis, Ataturk University, Erzurum, Turkey.
- [19]. Arciero, M., Salvatore, E., Tengattini, A., Modoni, G., & Viggiani, G. (2024). Effect of fibre orientation on the mechanical response of reinforced sand, detected with x-ray tomography. *E3S Web of Conferences*, 544, 11017. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202454411017>
- [20]. Arman, A., & Saifan, F. S. (1965). The effect of delayed compaction on stabilized soil-cement. Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.
- [21]. Asadollahi, F., & Dabiri, R. (2017). Effects of glass fiber reinforced polymer on geotechnical properties of clayey soil. *Journal of Structural Engineering and Geo-Techniques*, 7(2), 73-83.
- [22]. Asphalt Institute, & Asphalt Emulsion Manufacturers Association. (1979). A basic asphalt emulsion manual. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- [23]. Ateş, A. (2016). Mechanical properties of sandy soils reinforced with cement and randomly distributed glass fibers (GRC). *Composites Part B: Engineering*, 96, 295-304.
- [24]. Bakir, N., Abbeche, K., Panczer, G., & Belagraa, L. (2020). Study of the Effect of Waste Glass Fibers Incorporation on the Collapsible Soil Stability Behavior. *KnE Engineering*, 5(4), 157–166. <https://doi.org/10.18502/keg.v5i4.6806>.
- [25]. Baron, J. (1996). Les bétons-bases et données pour leur formulation.
- [26]. Batra, S. S., & Arora, J. S. (2016). Effect of cationic bitumen emulsion on shear strength parameters of soil. *Int J Res Eng Technol (IJRET)*, 5(9), 156-160.
- [27]. Baumgardner: (2006) Asphalt Emulsion Manufacturing Today and Tomorrow. Transportation Research Circular E-C102: Asphalt Emulsion Technology, 16-25.
- [28]. Been, K. & Jefferies, M. G. 1985. A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35, 99-112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>.
- [29]. Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H. & Schanz, T. 2010. Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *Comptes rendus. Mécanique*, 338, 290-303. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2010.04.002>.
- [30]. Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering geology*, 42(4), 223-237.
- [31]. Benessalah, I., Arab, A. & Meziane, E.-H. 2021. Intergranular void ratio and undrained monotonic behavior of Chlef sand containing low plastic fines. *Acta Mechanica*, 232, 1621-1640. <https://doi.org/10.1007/s00707-020-02923-0>.
- [32]. Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Sadek, M., & Kadri, A. (2016). Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41, 1343-1353. <https://doi.org/10.1007/S13369-015-1912-6>.

- [33]. BOLTON, M. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36, 65-78. Available at: <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>.
- [34]. BORHANI, A. & FAKHARIAN, K. 2016. Effect of particle shape on dilative behavior and stress path characteristics of Chamkhaleh sand in undrained triaxial tests. *International journal of civil engineering*, 14, 197-208. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0048-8>.
- [35]. Bouaricha, L., Henni, A., & Lancelot, L. (2017). A Laboratory Investigation on Shear Strength Behavior of Sandy Soil: Effect of Glass Fiber and Clinker Residue Content. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 39, 15 - 3. <https://doi.org/10.1515/sgem-2017-0032>.
- [36]. Bouri, D., Krim, A., Brahim, A. & Arab, A. 2019. Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters. *Studia geotechnica et mechanica*, 42, 18-35. <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0027>.
- [37]. Brooks, R., Udoeyo, F. F. & Takkalapelli, K. V. 2011. Geotechnical properties of problem soils stabilized with fly ash and limestone dust in Philadelphia. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23, 711-716. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000214](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000214).
- [38]. Cabalar, A. F. & Omar, R. A. (2023). Stabilizing a silt using waste limestone powder. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 82, 300. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10064-023-03302-4>.
- [39]. Canuto, N., Neto, S. A. D., & de Oliveira, J. (2022). Influência do tempo de cura na resistência à compressão simples de misturas entre solo e elevados teores de emulsão.
- [40]. Castañeda Pinzón, E. A., & Such, C. (2004). Evaluation of Moisture Sensitivity of Bituminous Mixtures by a Complex Modulus Approach. *Transportation Research Record*, 1891(1891), 62–67. <https://doi.org/10.3141/1891-09>
- [41]. Chen, W., Zhao, J., Fan, L., Li, J. X., Yuan, B., Li, H., Jiang, G. Z., Li, H., & Chen, T. (2022). The Effect of Length and Content of Fiber on Glass Fiber and Basalt Fiber-Reinforced Granite Residual Soil. *Advances in Civil Engineering*, 2022, 1–9. <https://doi.org/10.1155/2022/7803002>
- [42]. Chenarboni HA, Lajevardi SH, MolaAbasi H, Zeighami E. The effect of zeolite and cement stabilization on the mechanical behavior of expansive soils. *Constr Build Mater*. 2021;272:121630.
- [43]. 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. *Geotechnical Testing Journal*, 41. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170118>.
- [44]. Chib, V. S., & Pathak, R. (2019). Evaluation of Stiffness Modulus of Soil Reinforced with Glass Fiber. *International Journal of Engineering Research and Technology*, 8(9).
- [45]. CHO, G.-C., JAKE, D. & SANTAMARINA, J. C. (2006). Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness, and strength Natural and Crushed sands. *Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132, 591-602. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:11\(1474\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:11(1474)).
- [46]. Conceição, M. P. da S., Pinto, C. M. T., Carvalho, M. de F., & Machado, S. L. (2023). Fiber reinforcement effectiveness in two different sand specimens. *Soils & Rocks*, 46(2), e2023012422. <https://doi.org/10.28927/sr.2023.012422>
- [47]. Consoli N. C., Prietto P. D., and Ulbrich L. A., Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. (1998) 124, no. 12, 1211–1214, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(1998\)124:12\(1211\),2-s2.0-0032430469](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:12(1211),2-s2.0-0032430469).)

- [48]. Cristelo, N., Glendinning, S., Fernandes, L., pinto, A., Effects of alkaline activated fly ash and Portland cement on soft soil stabilization. *Acta Geotech.*, 8 (2013) 395–405. <https://doi.org/10.1007/s11440-012-0200-9>
- [49]. Cubrinovski, M. & Ishihara, K. 2002. Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and foundations*, 42, 65-78. https://doi.org/10.3208/sandf.42.6_65.
- [50]. Cui HZ, Jin ZY, Bao XH, Tang WC, Dong BQ. (2018). Effect of carbon fiber and nanosilica on shear properties of silty soil and the mechanisms. *Constr Build Mater.* 189:286–95.
- [51]. Cui, S. L., Wang, X. P., Tian, M. J., & Du, Y. F. (2016). Study on strength property of Cement Kiln Dust treated expansive soil. 606–612. <https://doi.org/10.2991/ICCAHE-16.2016.99>
- [52]. Cui, S.L.; Wang, J.D.; Wang, X.D.; Du, Y.F.; Wang, X.P. (2018) Mechanical behavior and micro-structure of cement kiln dust-stabilized expensive soil. *Arab. J. Geosci*, 11, 521.
- [53]. Daghistani, F. & Abuel-Naga, H. 2023. Evaluating the influence of sand particle morphology on shear strength: A comparison of experimental and machine learning approaches. *Applied Sciences*, 13, 8160. <https://doi.org/10.3390/app13148160>.
- [54]. Dantas, S. A., Pereira, C. G. F., & Abreu, A. A. (2020). Stabilization of sandy soil with high content of asphalt emulsion. *REM-International Engineering Journal*, 73(2), 163-169.
- [55]. Dash, S. K., & Hussain, M. (2012). Lime stabilization of soils: reappraisal. *Journal of materials in civil engineering*, 24(6), 707-714.
- [56]. Day, D.; Lancaster, I.M.; McKay, D. Emulsion cold mix asphalt in the UK: A decade of site and laboratory experience. *J. Traffic Transp. Eng.* 2019, 6, 359–365.
- [57]. De Medeiros, A. S., Cardoso, M. H. S. A., & da Silva, M. A. V. (2024). Evaluation of the mechanical behavior of soil stabilized with asphalt emulsion using multi-stage loading. *Civil Engineering Journal*, 10(1), 20-40.
- [58]. Diambra, A., & Ibraim, E. (2015). Fibre-reinforced sand: interaction at the fibre and grain scale. *Géotechnique*, 65(4), 296-308. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.206>
- [59]. Diambra, A., Russell, A.R., Ibraim, E., Muir Wood, D. (2007): Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands. *Géotechnique* 57(7), 623–628
- [60]. Doligez, D., Chazalon, C., Pelletier, H., Godard, E., Horny, P., Nguyen, M. L., Chabot, A., Lumiere, L., & Gharbi, M. (2019). For Sustainable Reinforcements of Infrastructures with Coated Glass Fiber Grids. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-02411508>
- [61]. Dołżycki, B.; Jaskuła, P. Review and evaluation of cold recycling with bitumen emulsion and cement for rehabilitation of old pavements. *J. Traffic Transp. Eng.* 2019, 6, 311–323.
- [62]. Dunn, C. S., & Salem, M. N. (1971). Influence of processing procedures on strength of sand stabilized with cationic bitumen emulsion. *Highway Research Record*, (351).
- [63]. Eades, J. L., & Grim, R. E. (1960). Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. *Highway Research Board Bulletin*, (262).
- [64]. Eades, J. L., & Grim, R. E. (1966). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway research record*, (139).
- [65]. Energy Institute (2005) Bitumen Safety Code. Model Code of Safe Practice in the Petroleum Industry, part 11, 4th edn. Energy Institute, London, UK.
- [66]. Esrig, M. I. (2017). Keynote lecture: Properties of binders and stabilized soils. In *Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization* (pp. 67-72). Routledge.

- [67]. Eurobitume and the Asphalt Institute (2011) *The Bitumen Industry – A Global Perspective: Production, Chemistry, Use, Specification and Occupational Exposure*, 2nd edn. Eurobitume, Brussels, Belgium; Asphalt Institute, Lexington, KY, USA.
- [68]. Ezziane, M., Henni, A. D., Denine, S., Benyahia, B. A., & Boumezerane, D. (2025). Effect of silt fines on the undrained monotonic behavior of compacted tuff soil. *Arabian Journal of Geosciences*, 18(1), 1-15. Available at: [10.1007/s12517-024-12149-2](https://doi.org/10.1007/s12517-024-12149-2)
- [69]. F.T. Wallenberger, P.A. Bingham, *Fibreglass and Glass Technology Energy-Friendly Compositions and Applications*, Springer, New York, Dordrecht, Heidelberg, London, 2010.
- [70]. Federico, A., Vitone, C., & Murianni, A. (2015). On the mechanical behaviour of dredged submarine clayey sediments stabilized with lime or cement. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(12), 2030-2040.
- [71]. Festugato, L., Gálvez, J. H. F., Miguel, G. D., & Consoli, N. C. (2022). Cyclic response of fibre reinforced dense sand. *Transportation Geotechnics*, 37, 100811.
- [72]. Ganiev, J. (2023). Anisotropic behavior of fiber-reinforced sand in undrained triaxial compression and extension tests. In *Smart Geotechnics for Smart Societies* (pp. 779-783).
- [73]. Gao, Zhiwei and Zhao, Jidong. 2012. "Evaluation on Failure of Fiber-Reinforced Sand". American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000737](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000737)
- [74]. George, K. P. (1976). Stabilization of sands by asphalt emulsion. *Transportation Research Record*, 593, 51-56.
- [75]. Ghadr S, Liu CH, Mrudunayani P, Hung C. Effects of hydrophilic and hydrophobic nanosilica on the hydromechanical behaviors of mud stone soil. *Constr Build Mater*. 2022;331:127263.
- [76]. Gilbert, R. & Byrne, R. 1996. Strain-softening behavior of waste containment system interfaces. *Geosynthetics International*, 3, 181-203. <https://doi.org/10.1680/gein.3.0059>.
- [77]. Gingras, J.-P.; Tanguy, P.A.; Mariotti, S.; Chaverot, P. Effect of process parameters on bitumen emulsions. *Chem. Eng. Process. Process. Intensif.* 2005, 44, 979–986. [CrossRef]
- [78]. Gong, J., Nie, Z., Zhu, Y., Liang, Z. & Wang, X. 2019. Exploring the effects of particle shape and content of fines on the shear behavior of sand-fines mixtures via the DEM. *Computers and Geotechnics*, 106, 161-176. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.10.021>.
- [79]. Gowthaman, S., Nakashima, K., & Kawasaki, S. (2018). A state-of-the-art review on soil reinforcement technology using natural plant fiber materials: Past findings, present trends and future directions. *Materials*, 11(4), 553.
- [80]. GUEMMADI, Z. & HOUARI, H. 2009. Utilizing crushed limestone fine wastes in Algeria as fillers in cement. *Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur*, 17-22. Available at: <https://revue.umc.edu.dz/b/article/view/252> (Consulté le: 19 janvier 2025).
- [81]. Gul, N., & Mir, B. (2022). Parametric study of glass fiber reinforced fine-grained soil with emphasis on microstructural analysis. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16, 716 - 728. <https://doi.org/10.1080/19386362.2022.2049524>.
- [82]. Gul, N., & Mir, B. A. (2023). Performance evaluation of silty soil reinforced with glass fiber and cement kiln dust for subgrade applications. *Construction and Building Materials*, 392, 131943.)
- [83]. Guo, P. & Su, X. 2007. Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 579-591. <https://doi.org/10.1139/t07-010>.
- [84]. Hadjer, F., Noureddine, D., Sidali, D., Mehdi, M., Abdelhamid, F., Sedat, S., Bol, E., & Ozocak, A. (2024). Investigation of the shear strength of reinforced silty sand. *Architecture and Engineering*. <https://doi.org/10.23968/2500-0055-2024-9-3-81-90>.

- [85]. Hall, M. R., Najim, K. B., & Dehdezi, P. K. (2012). Soil stabilisation and earth construction: materials, properties and techniques. In *Modern earth buildings* (pp. 222-255). Woodhead Publishing.
- [86]. Hamidi, A., Yazdanjou, V. & Salimi, N. 2009. Shear strength characteristics of sand-gravel mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3, 29-38. Available at: <https://doi.org/10.3328/IJGE.2009.03.01.29-38>.
- [87]. Harder, D., Garcia, L., & Rushing, J. (2019, September). Fiberglass ACE Mat as a Temporary, Rapid Alternative to Unpaved Road Surfaces. In *12th International Conference on Low-Volume Roads* (p. 277).
- [88]. Hazout, L., Taiba, A. C., Mahmoudi, Y., & Belkhatir, M. (2022). Deformation characteristics of natural river sand under compression loading incorporating extreme particle diameters impacts. *Marine Georesources & Geotechnology*, 1–19. <https://doi.org/10.1080/1064119x.2022.2122090>
- [89]. Holtz, R. D., Kovacs, W. D. & Sheahan, T. C. 1981. *An introduction to geotechnical engineering*, Prentice-hall Englewood Cliffs, NJ.
- [90]. Holtz, W. G. & Gibbs, H. J. 1956. Engineering properties of expansive clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 121, 641-663. Available at: <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0007325>.
- [91]. Huang, Y. (1965). The deformation characteristics of sand-bitumen mixtures under constant compressive stresses. .
- [92]. Hunter, R. N., Self, A., Read, J., & Hobson, E. (2015). *The shell bitumen handbook* (p. 789). London, UK:: ICE Publishing.
- [93]. Hussein, A. F., Ali, A. S., & Al-Taie, A. J. (2021). Some Geotechnical Properties of Plastic Soil Enhanced with Cement Dust. *The Journal of Engineering*, 27(10), 20–33. <https://doi.org/10.31026/J.ENG.2021.10.02>
- [94]. IBEF, International Bitumen Emulsion Federation Publication, *Asphalt Emulsions: Beyond Pavement Preservation*. Available online: <http://www.ibef.net/download/1155/> (accessed on 6 November 2020).
- [95]. Ibrahim, H. H., Alshkane, Y. M., Mawlood, Y. I., Noori, K. M. G. & Hasan, A. M. 2020. Improving the geotechnical properties of high expansive clay using limestone powder. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5, 112. Available at: <https://doi.org/10.1007/s41062-020-00366-z>.
- [96]. Ibrahim, H. H., Alshkane, Y. M., Mawlood, Y. I., Noori, K. M. G., & Hasan, A. M. (2020). Improving the geotechnical properties of high expansive clay using limestone powder. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(3), 112.
- [97]. Ibraim, E., Diambra, A., Russell, A.R., Muir Wood, D.: Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands. *Geotext. Geomembr.* 34, 69–79 (2012)
- [98]. IGWE, O. 2018. The combined effect of particle size distribution and relative density on the large strain behavior of sandy soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 36, 1037-1048. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0372-z>.
- [99]. Ikeagwuani, C. C., & Nwonu, D. C. (2019). Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review. *Journal of rock mechanics and geotechnical engineering*, 11(2), 423-440.
- [100]. Ilaria Soriano et al. "3D fibre architecture of fibre-reinforced sand." *Granular Matter*, 19 (2017). <https://doi.org/10.1007/s10035-017-0760-3>.
- [101]. ISHIHARA, K. 1996. *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford University Press.

- [102]. Ismeik, M., Ismeik, M., Shaqour, F., & Hasan, S. E. (2021). Geotechnical evaluation of clayey soils amended with cement kiln dust during freeze-thaw cycling. *Arabian Journal of Geosciences*, 14(19), 1–14. <https://doi.org/10.1007/S12517-021-08144-6>
- [103]. Jadhao P. D. and Nagarnaik P. B., Performance evaluation of fiber reinforced soil-fly ash mixtures, *Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, August 2008, Goa, India.
- [104]. Jair, M. Bitumen Emulsions. In *The Shell Bitumen Handbook*, 6th ed.; Hunter, R.N., Self, A., Read, J., Eds.; ICE Publishing: Westminster/London, UK, 2018; pp. 185–214.
- [105]. James, A. (2006). Overview of asphalt emulsion. *Transportation Research Circular E-C102: Asphalt Emulsion Technology*, 1-15.
- [106]. K. Rajak, D. D. Pagar, P. L. Menezes, and E. Linul, *Polymers*, 11, 1667 (2019).
- [107]. K.L. Loewenstein, *The Manufacturing Technology of Continuous Glass Fibres (Glass Science and Technology)*, Elsevier, Amsterdam-London-New York-Tokyo, 1993.
- [108]. Kanchi, G. M., Neeraja, V. S., & Sivakumar Babu, G. L. (2015). Effect of anisotropy of fibers on the stress-strain response of fiber-reinforced soil. *International Journal of Geomechanics*, 15(1), 06014016.
- [109]. Kandasami, R. K. & Murthy, T. G. 2017. Manifestation of particle morphology on the mechanical behaviour of granular ensembles. *Granular Matter*, 19, 1-13. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10035-017-0703-z>.
- [110]. Khabiri, M. M. , and Mohammadi Anaie, H. . "Evaluation of the Effect of Initial Moisture Content of Sandy Subgrade and Emulsion Bitumen Percentage on Final Deformation and Strength of Fiber and Cement-Reinforced Pavement", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 4, 2, 2018, 61-76. doi: 10.22075/jtie.2018.14333.1291
- [111]. Krzeczek, O., Trummler, T., Trautner, E., & Klein, M. (2023). Effect of the Density Ratio on Emulsions and Their Segregation: A Direct Numerical Simulation Study. *Energies*, 16(7), 3160. <https://doi.org/10.3390/en16073160>
- [112]. Kumar, N. V., Asadi, S. S., Prasad, A. V. S., & Kumar, G. P. (2017). Study on Strength of Laterite Soil Using Bitumen Emulsion and Esp, Csa (Egg Shell Powder and Coconut Shell Ash). *International Journal of Current Engineering and Scientific Research (Ijcesr)*, 4.
- [113]. Kuvat, A., et Şadoğlu, E. (2020). Dynamic properties of sand-bitumen mixtures as a geotechnical seismic isolation material. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106043. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106043>.
- [114]. L.I. Koroteeva, E.Y. Koroteeva, *Tehnologiya i oborudovanie dlya polucheniya volokon i nitey spetsialnogo naznacheniya, Uchebnoe posobie, Infra-M, Moskva*, 2015.
- [115]. Lade, P. & Yamamuro, J. 1997. Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotech J* 34, 918–928. Available at: <https://doi.org/10.1139/t97-052>.
- [116]. Latif R, Wakeel S, Zaman Khan N, Noor Siddiquee A, Lal Verma S, Akhtar Khan Z. Surface treatments of plant fibers and their effects on mechanical properties of fiber-reinforced composites: A review. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*. 2018;38(1):15-30. doi:10.1177/0731684418802022
- [117]. Lees, G. The Influence of Binder and Aggregate in Bituminous Mixtures. *Jour. Institution of Highway Engrs.*, Vol. 16, No. 1, 1969, pp. 7-19.
- [118]. Leyla Bouaricha, Ahmed Djafar Henni and L. Lancelot. "Glass Fiber Effect on the Undrained Static Response of Chlef Sand (Northern Algeria)." *Recent Advances in Geo-Environmental Engineering, Geomechanics and Geotechnics, and Geohazards* (2018). https://doi.org/10.1007/978-3-030-01665-4_63)

- [119]. Li, C., and Zornberg, J.G. (2005). "Interface Shear Strength in Fiber-Reinforced Soil." Proceedings of Aditya Singh, N. Dewangan (2022). A Review on the Various Properties of the Gravely Soil by Adding Bitumen Emulsion as Stabilizing Agent. International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology.
- [120]. Li, C., and Zornberg, J.G. (2005). "Interface Shear Strength in Fiber-Reinforced Soil." Proceedings of the Sixteenth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), Osaka, Japan, September 12-17, pp. 1373-1376.
- [121]. Li, H., Richards, C., & Watson, J. (2014). High-performance glass fiber development for composite applications. International Journal of Applied Glass Science, 5(1), 65-81.
- [122]. Li, X., Liu, J. & Sun, Z. 2023. Shear strength-dilation characteristics of coral sand contained fines. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 82, 349. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10064-023-03349-3>.
- [123]. Li, Y. 2013. Effects of particle shape and size distribution on the shear strength behavior of composite soils. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 72, 371-381. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10064-013-0482-7>.
- [124]. Liang, S., Xiao, X., Wang, J., Wang, Y., Feng, D., & Zhu, C. (2022). Influence of fiber type and length on mechanical properties of MICP-treated sand. Materials, 15(11), 4017.
- [125]. Lin, Y., Alengaram, U. J., & Ibrahim, Z. (2023). Effect of treated and untreated rice husk ash, palm oil fuel ash, and sugarcane bagasse ash on the mechanical, durability, and microstructure characteristics of blended concrete—A comprehensive review. Journal of Building Engineering, 78, 107500.
- [126]. Liu, F.; Sun, H.; Ge, X. Glass Fiber-reinforced sand studied by triaxial experiments. J. Shanghai Jiaotong Univ. 2011, 45, 762–766+771. <https://doi.org/10.16183/j.cnki.jsjtu.2011.05.028>
- [127]. Liu, Y., Liu, X. & Hu, W. 2023. Competition mechanism between dilation and interlocking in granular soils: DEM simulation and constitutive modeling. Acta Geotechnica, 18, 149-169. Available at: <https://doi.org/10.1007/s11440-022-01552-2>.
- [128]. Logbi, A., Mani, M., Choungara, T. & Kriker, A. 2023. Comparative study of the effect of crushed dune sand and limestone fillers on mortar properties in aggressive environment. World Journal of Engineering, 20, 85-92. Available at: <https://doi.org/10.1108/WJE-09-2020-0437>.
- [129]. Lu, Z., Yao, A., Su, A., Ren, X., Liu, Q. & Dong, S. 2019. Re-recognizing the impact of particle shape on physical and mechanical properties of sandy soils: a numerical study. Engineering Geology, 253, 36-46. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.03.011>.
- [130]. Lu-Adler, H. (2022). Strength and Deformation Aspects of Glass Fibre-Reinforced Clayey Soil. In Lecture notes in civil engineering (pp. 137–143). https://doi.org/10.1007/978-981-16-6456-4_16
- [131]. Madhusudhan, N, B. Baudet, P. Ferreira, P. Sammonds (2017). Performance of Fiber Reinforcement in Completely Decomposed Granite
- [132]. Maher, M. H., & Gray, D. H. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. Journal of geotechnical engineering, 116(11), 1661-1677.
- [133]. Mali, S., & Singh, B. (2014). Strength behaviour of cohesive soils reinforced with fibers. International journal of civil engineering research, 5(4), 353-360.
- [134]. Mehdi MISSOUM BENZIANE (2021), Evaluation Des Performances A La Liquefaction D'un Sol Non Coherent Ameliore Par Fibres Naturelles Et Synthetiques, Thèse de doctorat, Université Hassiba Benbouali de Chlef. Algeria.
- [135]. Michałowski RL, Cermák J. (2003). Triaxial compression of sand reinforced with fibers, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE 129, No.2, 125–136.

- [136]. Michalowski, R. L., and Cermak, J. (2002). "Strength anisotropy of fiber reinforced sand." *Comput. Geotech.*, 29(4), 279–299.
- [137]. Mir, A. M., Gill, K. S., & Singh, K. (2018). Behavior of Strip Footing Resting on Silty Soil Stabilized with Cement Kiln Dust (pp. 294–301). Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-02707-0_35
- [138]. Mohsen Sandiani and Javad Tanzadeh. "Laboratory assessing of the liquefaction potential and strength properties of Sand soil treated with mixture of nanoclay and glass fiber under dynamic and static loading." *Journal of materials research and technology*, 9 (2020): 12661-12684. <https://doi.org/10.1016/J.JMRT.2020.08.059>.
- [139]. Monkul, M. M. & Ozden, G. 2007. Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. *Engineering Geology*, 89, 195-205. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.10.001>.
- [140]. Monkul, M. M., Etminan, E. & Şenol, A. 2016. Influence of coefficient of uniformity and base sand gradation on static liquefaction of loose sands with silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 185-197. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.08.001>.
- [141]. Monkul, M. M., Etminan, E. & Şenol, A. 2017. Coupled influence of content, gradation and shape characteristics of silts on static liquefaction of loose silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 12-26. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.06.023>.
- [142]. Nafisi, A., Khoubani, A., Montoya, B. M. & Evans, M. 2018. The effect of grain size and shape on mechanical behavior of MICP sand I: Experimental study. *Proceedings of the 11th National Conf. in Earthquake Eng., Earthquake Eng. Research Ins. Los Angeles*.
- [143]. Najjar, S., Yaghi, K., Adwan, M. & Jaoude, A. 2015. Drained shear strength of compacted sand with clayey fines. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9, 513-520. Available at: <https://doi.org/10.1179/1939787915Y.0000000001>.
- [144]. Namjoo, A. M., Jafari, K., & Toufigh, V. (2020). Effect of particle size of sand and surface properties of reinforcement on sand-geosynthetics and sand-carbon fiber polymer interface shear behavior. *Transportation Geotechnics*, 24, 100403. <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2020.100403>
- [145]. Nathen, J. M., Arshad, A. K., Rais, N. M., Shaffie, E., Ismail, F., Kamaluddin, N. A., & Malek, A. Z. A. (2024). Evaluation of the Effectiveness of Bitumen Emulsion for Stabilising Subgrade Sand. *International Journal of Integrated Engineering*, 16(8), 172-186.
- [146]. NF-P94-054. 1991. Sols: reconnaissance et essais–Détermination de la masse volumique des particules solides des sols–Méthode du pycnomètre à eau. Association Française de Normalisation Paris.
- [147]. NF-P94-056 1996. Analyse granulométrique–Méthode par tamisage à sec après lavage. Association Française de Normalisation (AFNOR) Puteaux, France.
- [148]. NF-P94-057. 1992. Granulometric analysis. Hydrometer method. Association Française de Normalisation (AFNOR) Puteaux, France. Available at:
- [149]. NF-P94-059 2000. Sols: Reconnaissance et Essais Détermination des Masses Volumiques Minimale et Maximale des Sols Non Cohérents. Editions AFNOR Boutique: Saint-Denis, France.
- [150]. NF-P94-071-1 1994. Soil: Investigation and testing–direct shear test with shear box apparatus–part 1: Direct shear. Association Française de Normalisation France.

- [151]. Nguyen, H. B. K., Rahman, M. M. & Fourie, A. B. 2021. How particle shape affects the critical state, triggering of instability and dilatancy of granular materials—results from a DEM study. *Géotechnique*, 71, 749-764. Available at: <https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.211>.
- [152]. Nguyen, T. T., & Indraratna, B. (2023). Natural Fibre for Geotechnical Applications: Concepts, Achievements and Challenges. *Sustainability*, 15(11), 8603. <https://doi.org/10.3390/su15118603>
- [153]. Nie, J., Zhao, S., Cui, Y. & Wang, Y. 2022. Coupled effects of particle overall regularity and sliding friction on the shear behavior of uniformly graded dense sands. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 14, 873-885. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.10.014>.
- [154]. Noorzad, R., & Zarinkolaei, S. T. G. (2015). Comparison of Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Sand under Triaxial Compression and Direct Shear. *Open Geosciences*, 7(1), 20150041.
- [155]. Nougay, B., Brahimi, A., Bouri, D. E., Arab, A. & Benessalah, I. 2021. Laboratory Investigation into the Effect of Fines Plasticity on the Mechanical Behavior of Sand/Fines Mixtures. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1-14. Available at: <https://doi.org/10.1007/s40515-020-00144-5>.
- [156]. Ogila, W. A. M. (2021). Effectiveness of fresh cement kiln dust as a soil stabilizer and stabilization mechanism of high swelling clays. *Environmental Earth Sciences*, 80(7), 1–24. <https://doi.org/10.1007/S12665-021-09589-4>
- [157]. Ogila, W. A. M., & Eldamarawy, M. E. (2021). Use of Cement Kiln Dust for Improving the Geotechnical Properties of Collapsible Soils. *Indian Geotechnical Journal*, 1–16. <https://doi.org/10.1007/S40098-021-00550-7>
- [158]. Ouici, A. A., Taiba, A. C., Mahmoudi, Y. & Belkhatir, M. 2024. Influence of fines and gravel particles on strength-dilatancy of river sand: Effect of depositional conditions. *Marine Georesources & Geotechnology*, 1-15. Available at: <https://doi.org/10.1080/1064119X.2024.2409411>.
- [159]. Ouria, A., & Zardari, S. (2017). Effect of the length and content of fibers on the shear strength of randomly distributed fiber-reinforced soil. *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 3(1), 99-110.
- [160]. Patel, A. (2019). *Geotechnical investigations and improvement of ground conditions*. Woodhead Publishing
- [161]. Patel, S. K., & Singh, B. (2018). Experimental Study on Shear Strength Behavior of Glass Fiber-Reinforced Sand (pp. 153–161). Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-95645-9_14
- [162]. Patel, S. K., & Singh, B. (2019). Shear strength response of glass fibre-reinforced sand with varying compacted relative density. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(4), 339–351. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1352157>
- [163]. Patel, S. K., & Singh, B. (2020). Effect of Glass Fibres on the Strength and Deformation Performance of a Cohesive Soil (pp. 575–583). Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-15-6086-6_47
- [164]. Patel, S., & Singh, B. (2015). Strength and Stiffness Development of Fibre-Reinforced Lateritic Soil.
- [165]. Patel, S., & Singh, B. (2017). Experimental Investigation on the Behaviour of Glass Fibre-Reinforced Cohesive Soil for Application as Pavement Subgrade Material. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 3. <https://doi.org/10.1007/s40891-017-0090-x>.

- [166]. Patel, S., & Singh, B. (2018). Shear Strength and Deformation Behaviour of Glass Fibre-Reinforced Cohesive Soil with Varying Dry Unit Weight. *Indian Geotechnical Journal*, 1-14. <https://doi.org/10.1007/S40098-018-0323-5>.
- [167]. Patel, S., & Singh, B. (2020). A Comparative Study on Shear Strength and Deformation Behaviour of Clayey and Sandy Soils Reinforced with Glass Fibre. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 4831 - 4845. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01330-5>.
- [168]. Petrauskas, D., & Ullah, S. (2015). Manufacture and storage of bitumens. In *The Shell Bitumen Handbook* (pp. 15-27). ICE Publishing.
- [169]. Philley, P. D., Kalita, A., & Omo, Y. (2022). Improvement of Strength Behaviour of Fly As and Cement Stabilized Soil with Glass Fibre Reinforcement (pp. 133–142). Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-1993-9_14
- [170]. Prado AP, K.S., Castanho, M.N. et al. Preparation and Characterization of Polymeric Composites Assembled from Fiberglass Fabric Waste from the Wind Blades Manufacturing Process. *Fibers Polym* 23, 3606–3614 (2022). <https://doi.org/10.1007/s12221-022-4425-4>.
- [171]. Priyadarshie, A., Kumar, A., Sharma, V., & Kumar, V. (2019). A Study on the Influence of Confining Pressure on the Behavior of Fiber-Reinforced Soil (pp. 293–301). Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-13-6717-5_28
- [172]. Prusinski, J. R., & Bhattacharja, S. (1999). Effectiveness of Portland cement and lime in stabilizing clay soils. *Transportation research record*, 1652(1), 215-227.
- [173]. Puzinauskas, V. P. and Jester, R. N., Design of Emulsified Asphalt Paving Mixes. NCHRP No. 259, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1983.
- [174]. Ranjan, G., Vasan, R.M. and Charan, H.D., (1996). Probabilistic analysis of randomly distributed fiber reinforced soil. *Journal Geotechnical Engineering ASCE* 122, No. 6, 419-426.
- [175]. Read, J., & Whiteoak, D. (2003). *The shell bitumen handbook*. Thomas Telford.
- [176]. Rios, S., Cristelo, N., Fonseca, N., Ferreira, C., Structural performance of alkali - activated soil ash versus soil cement. *Journal of materials in civil engineering* ,28(2) (2016) 1-30.
- [177]. Ronald, M.; Pumarejo Luis, F. Asphalt emulsions formulation: State-of-the-art and dependency of formulation on emulsions properties. *Constr. Build. Mater.* 2016, 123, 162–173.
- [178]. Rowell R. M., Characterization and factors effecting fiber properties, *Natural Polymers and Agrofibers Based Composites*. (2000) Embrapa Instrumentação Agropecuária, Sao Carlos, Brazil.)
- [179]. Rughooputh, R., & Busawon, H. (2024). Mechanical Behaviour of a Tropical Soil Reinforced with Short Randomly Distributed Glass Fibres (pp. 189–192). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-031-48754-5_44
- [180]. Russell, Adrian. “Assessment of Laboratory Sample Preparation for Fibre Reinforced Sands.” *Geotextiles and Geomembranes*, Elsevier BV, 2012.
- [181]. Sabat, A. K. & Muni, P. K. 2015. Effects of limestone dust on geotechnical properties of an expansive soil. *Int. J. Appl. Eng. Res*, 10, 377724-37730.
- [182]. Sabri, M. M. S., Vatin, N. I., Nurmukhametov, R. R., Ponomarev, A. B., & Galushko, M. M. (2022). Vertical Fiberglass Micropiles as Soil-Reinforcing Elements. *Materials*, 15(7), 2592.)
- [183]. Sadek, S., Najjar, S. S., & Freiha, F. (2010). Shear strength of fiber-reinforced sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 136(3), 490-499.
- [184]. Safiddine, S., Amokrane, K., Debieb, F., Soualhi, H., Benabed, B. & Kadri, E.-H. 2021. How quarry waste limestone filler affects the rheological behavior of cement-based materials. *Applied Rheology*, 31, 63-75. Available at: <https://doi.org/10.1515/arh-2020-0118>.

- [185]. Safiddine, S., Debieb, F., Kadri, E.-H., Menadi, B. & Soualhi, H. 2017. Effect of crushed sand and limestone crushed sand dust on the rheology of cement mortar. *Applied Rheology*, 27, 12-20. Available at: <https://doi.org/10.3933/applrheol-27-14490>.
- [186]. Saha, Himadri Shekhar; Bhowmik, Debjit (2018). Effect of Glass Fiber on Shear Strength of Soil. *Key Engineering Materials*, 775(), 603–609. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.775.603
- [187]. Salomon D. Transportation research circular E-C102: asphalt emulsion technology. Washington, DC: Transportation Research Board; 2006. p. 1–24.
- [188]. Samer R. Rabab'ah, O. Al Hattamleh, H. Aldeeky and Bilal Abu Alfoul. "Effect of glass fiber on the properties of expansive soil and its utilization as subgrade reinforcement in pavement applications." *Case Studies in Construction Materials*, 14 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00485>.)
- [189]. Sand. In: Li, L., Cetin, B., Yang, X. (eds) *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Ground Improvement and Geosynthetics*. GSIC 2018. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-13-0122-3_40
- [190]. Santamarina, J. C. & Cho, G. C. 2001. Determination of critical state parameters in sandy soils—simple procedure. *Geotechnical testing journal*, 24, 185-192. Available at: <https://doi.org/10.1520/GTJ11338J>.
- [191]. Sant'Ana, W. C. (2009). *Contribuição ao estudo de solo-emulsão em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego para o Estado do Maranhão* (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo).
- [192]. Sarajpoor, S., Ghalandarzadeh, A., & Kavand, A. (2021). Dynamic behavior of sand-bitumen mixtures using large-size dynamic hollow cylinder tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, 106801. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.106801>.
- [193]. Schanz, T. & Vermeer, P. 1996. Angles of friction and dilatancy of sand. *Géotechnique*, 46, 145-151. Available at: <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.145>.
- [194]. Schanz, T., Vermeer, P. & Bonnier, P. G. 2019. The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Routledge.
- [195]. Shabong, R., Sonowal, A., Pukhrambam, A., Das, R., Anand, A., Bobing, S. & Deka, S. An experimental study on the effect of particle size and non-homogeneity on the shear strength of soil. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2023. IOP Publishing, 012021. Available at: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1282/1/012021>.
- [196]. Shanbara, H. K., Dulaimi, A., Al-Mansoori, T., Al-Busaltan, S., Herez, M., Sadique, M., & Abdel-Wahed, T. (2021). The future of eco-friendly cold mix asphalt. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 149, 111318.
- [197]. Sharifi Teshnizi, E., O'Kelly, B.C., Karimiazar, J. et al. Effects of cement kiln dust on physicochemical and geomechanical properties of loess soil, Semnan Province, Iran. *Arab J Geosci* 15, 1482 (2022). <https://doi.org/10.1007/s12517-022-10751-w>
- [198]. Sharo, A. A., Alawneh, A. S., Al Zghool, H. N., & Rabab'ah, S. R. (2022). Effect of alkali-resistant glass fibers and cement on the geotechnical properties of highly expansive soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 34(2), 04021417.)
- [199]. Shen, J., Wang, X., Wang, X., Yao, T., Wei, H. & Zhu, C. 2021. Effect and mechanism of fines content on the shear strength of calcareous sand. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, 7899-7919. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02398-w>.

- [200]. Shi, Y., Li, S., Zhang, T., Liu, J. & Zhang, J. 2024. Compaction and shear performance of lime-modified high moisture content silty clay. *Case Studies in Construction Materials*, 21, e03529. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03529>.
- [201]. Skender, Z., Bali, A. & Kettab, R. 2021. Self-compacting concrete (SCC) behaviour incorporating limestone fines as cement and sand replacement. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25, 1852-1873. Available at: <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1607564>.
- [202]. Soltani, A., Deng, A. & Taheri, A. (2018a). Swell-compression characteristics of a fiber-reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 46, No. 2, 183–189.
- [203]. Soltani, A., Deng, A., Taheri, A. & Mirzababaei, M. (2018b). Rubber powder–polymer combined stabilization of South Australian expansive soils. *Geosynthetics International*, 1–49.
- [204]. Such, C., Durrieu, F., Ramond, G., Zannis, P., Antoine, J., Ullman, M., & Bothorel, P. (1990). Carcterisation des emulsions de bitume pour enduits superficiels - le temps de rupture-murissement - test du diapason. 169. <https://trid.trb.org/view/1013810>
- [205]. Sujatha, E. R., Atchaya, P., Darshan, S., & Subhashini, S. (2020). Mechanical properties of glass fibre reinforced soil and its application as subgrade reinforcement. *Road Materials and Pavement Design*, 22(10), 2384–2395. <https://doi.org/10.1080/14680629.2020.1746387>
- [206]. Sun, H., Wu, G., Song, C., & Ge, X. (2018). Strength Characteristics of Glass Fiber-Reinforced Sand (pp. 368–373). Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-13-0122-3_40
- [207]. Thanaya, I. (2003). Improving the performance of cold bituminous emulsion mixtures (CBEMs): incorporating waste (Doctoral dissertation, University of Leeds).
- [208]. Thevanayagam, S., Shenthnan, T., Mohan, S. & Liang, J. 2002. Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128, 849-859. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:10\(849\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:10(849)).
- [209]. Tironi, A., Trezza, M. A., Scian, A. N., & Irassar, E. F. (2013). Assessment of pozzolanic activity of different calcined clays. *Cement and Concrete Composites*, 37, 319-327.
- [210]. Toprak, S., Zulfikar, A.C., Mutlu, A. et al. The aftermath of 2023 Kahramanmaraş earthquakes: evaluation of strong motion data, geotechnical, building, and infrastructure issues. *Nat Hazards* 121, 2155–2192 (2025). <https://doi.org/10.1007/s11069-024-06890-w>
- [211]. Vaijwade SM, Shubhada D, Koranne SS (2020) Estimation of flexible pavement by using stabilized soil with steel slag and bitumen emulsion. *Int J Eng Appl Sci Tech* 4(11):282–288.
- [212]. VALLEJO, L. E. 2001. Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1097-1104. Available at: <https://doi.org/10.1139/t01-029>.
- [213]. Venkatesh S., Silty soil stabilization using bituminous emulsion, *International Journal and Magazine of Engineering, Technology, Management and Research*. Volume 4 Issue 10, 2017, Page 387-394. (2017) .
- [214]. Verma, H., Ray, A., Rai, R., Gupta, T., & Mehta, N. (2021). Ground improvement using chemical methods: A review. *Heliyon*, 7(7).
- [215]. Wang, J., Hughes, P., & Augarde, C. E. (2023). Towards a predictive model of the shear strength behaviour of fibre reinforced clay. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1–21. <https://doi.org/10.1080/19648189.2023.2214596>

- [216]. Wei, Houzhen, Zhao, Tao, Meng, Qingshan, Wang, Xinzhi, and He, Jianqiao. 2018. "Experimental Evaluation of the Shear Behavior of Fiber-Reinforced Calcareous Sands". American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001307](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001307)
- [217]. Wei, J., & Song, W. (2011). Slope reinforcement structure supported by glass fiber pre-stressed soil nails.
- [218]. Wei, J., Wei, J., Huang, Q., Zainal Abidin, S. M. I. B. S., & Zou, Z. (2023). Mechanism and engineering characteristics of expansive soil reinforced by industrial solid waste: a review. *Buildings*, 13(4), 1001.
- [219]. Xiao, Y., Liu, H., Chen, Q., Long, L. & Xiang, J. 2017. Evolution of particle breakage and volumetric deformation of binary granular soils under impact load. *Granular Matter*, 19, 1-10. Available at: <https://doi.org/10.1007/s10035-017-0756-z>.
- [220]. Yang, J. & Wei, L. Static liquefaction of granular soils: The Role of Grain Shape and Size. *International Workshop on Bifurcation and Degradation in Geomaterials*, 2014. Springer, 199-205. Available at: https://doi.org/10.1007/978-3-319-13506-9_29.
- [221]. Yazıcı, M. F., Sungur, A., and Keskin, S. N., "Killi Zeminin Kayma Mukavemetine Cam Lifi ve Su İçeriğinin Etkisi", *Avrupa Bilim ve Teknoloji Dergisi*, 2021, 28: 890-894.
- [222]. Yeung, A. T., Cheng, Y. M., Tham, L. G., Au, A. S. K., So, S. T. C., & Choi, Y. K. (2007). Field Evaluation of a Glass-Fiber Soil Reinforcement System. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 21(1), 26–34. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2007\)21:1\(26\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:1(26))
- [223]. Yi YL, Liska M, Unluer C, Al-Tabbaa A. Carbonating magnesia for soil stabilization. *Can Geotech J.* 2013;50:899–905.
- [224]. Yuliestyan, A.; García-Morales, M.; Moreno, E.; Carrera, V.; Partal, P. Assessment of modified lignin cationic emulsifier for bitumen emulsions used in road paving. *Mater. Des.* 2017, 131, 242–251.
- [225]. Zamani, M., & Badv, K. (2019). Assessment of the Geotechnical Behavior of Collapsible Soils: A Case Study of the Mohammad-Abad Railway Station Soil in Semnan. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(4), 2847–2860. <https://doi.org/10.1007/S10706-018-00800-1>
- [226]. Zhang X, Zhuang Y, Wang Z, Yang C, Hu S. Anisotropy in the Liquefaction Resistance of Fibre Reinforced Sand. *Materials (Basel)*. 2023 Oct 30;16(21):6959. doi: 10.3390/ma16216959. PMID: 37959556; PMCID: PMC10649885.
- [227]. Zhao, F., & Zheng, Y. (2022). Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Soil: Experimental Investigation and Prediction Model. *International Journal of Geomechanics*, 22(9). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0002502](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0002502)
- [228]. Zhao, Y., Yang, G., Wang, Z. Q., & Yuan, S. (2022). Research on the Effect of Particle Size on the Interface Friction between Geogrid Reinforcement and Soil. *Sustainability*, 14(22), 15443. <https://doi.org/10.3390/su142215443>
- [229]. Zhao, Y.; Ling, X.; Gong, W.; Li, P.; Li, G.; Wang, L. (2020). Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Soil under Triaxial Compression and Parameter Determination Based on the Duncan-Chang Model. *Appl. Sci.*, 10, 9043. <https://doi.org/10.3390/app10249043>
- [230]. Zhiwei Gao; Mian Huang. "Effect of sample preparation method on mechanical behaviour of fibre-reinforced sand." *Computers and Geotechnics* (2021) <https://doi.org/10.1016/J.COMPGE0.2021.104007>