

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

**Hachemi ADDA BERKANE**

Thème :

---

*CONTRIBUTION A L'ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT  
MECANIQUE D'UN SOL GRANULAIRE AMELIORE PAR DES AJOUTS  
NATURELS ET INDUSTRIELS*

---

Soutenue le 22/05/2024, devant le jury composé de :

Ahmed ARAB	Professeur	UHB Chlef	Président
Noureddine DELLA	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Abdellah KRIM	Professeur	UIK Tiaret	Examineur
Said NOURI	MCA	UHB Chlef	Examineur
Merouane MEKKAKIA MAAZA	MCB	UHB Chlef	Co-Rapporteur

## Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au ministère algérien de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique ainsi qu'à la Faculté de génie civil et d'architecture de l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, pour avoir offert cette opportunité de poursuivre cette étude en post-graduation.

Je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude et reconnaissance envers mon Directeur de thèse, Professeur Della Noureddine, pour son précieux encadrement, son soutien et son assistance tout au long de mes travaux de recherche actuels. Sans son encouragement et ces conseils tout au long de cette investigation, son achèvement n'aurait pas été possible. Mes remerciements vont également à mon co-directeur de thèse Dr Mekkakia Maaza Merouane pour m'avoir suivi et soutenu tout au long de ces années.

Je tiens à remercier Mr. Arab Ahmed, professeur à l'université de Chlef, qui a bien voulu présider cette soutenance et donner ses appréciations, Je suis également reconnaissant à Mr. Abdellah KRIM, professeur à l'université Ibn Khaldoun de Tiaret et à Mr. Said NOURI, Maître de conférences à l'université de Chlef, pour avoir eu l'amabilité d'examiner cette thèse. Leur présence au jury a apporté une dimension supplémentaire à ce travail grâce à leurs interventions et remarques.

Je remercie l'équipe de formation doctorale de l'option Géotechnique et Structure et plus spécialement le président, professeur AHMED DJAFER HENNI. Également je remercie l'équipe de laboratoire de recherche « Sciences des matériaux et environnement » de l'université Hassiba Benbouali de Chlef.

Je souhaite adresser mes remerciements au Dr Dennine Sid Ali et au Dr Mehdi Missoum Benziane pour leurs conseils avisés et leur soutien inestimable tout au long de mes travaux scientifiques. Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers tous mes collègues, et spécialement à Abdelnacer Boukefoussa Elroul, Djamel Bouri et Hadjer Feknous.

Enfin, mes sincères remerciements et ma profonde gratitude sont exprimés pour tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, particulièrement, monsieur BOUMEDIENE ZIDANE (Ingénieur du laboratoire pédagogique d'hydraulique, de la faculté (FGCA).

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude envers tous les professeurs et docteurs de l'Université de Mascara chez lesquels j'ai suivi mes études du premier et deuxième cycle.

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma grande mère Helima.

À mes chers parents, dont le soutien empreint de sacrifice, de patience, et d'affection

m'a toujours entouré

À ma femme Asmaa.

À ma sœur unique Ahlem.

À mes chers frères Omar, Tofik, Kheir eddine.

À mes oncles et tantes cousins, cousines et leurs enfants

À mes collègues de travail

## RESUME

Face à la raréfaction des ressources naturelles de qualité en génie géotechnique, la stabilisation chimique des sols locaux émerge comme une méthode efficace pour améliorer leurs propriétés techniques. Cependant, cette technique peut avoir des effets environnementaux négatifs selon le produit chimique utilisé. Dans ce contexte, l'utilisation de bio-polymères se présente comme une alternative écologique pour l'amélioration des sols. Cette thèse vise à explorer des matériaux alternatifs. L'étude évalue les comportements de mélanges conventionnels et innovants comme le sable-ciment Portland, sable-gomme de xanthane (XG), sable-kaolin-XG, et sable-fibres-XG, en se concentrant sur l'amélioration de la résistance au cisaillement et des caractéristiques mécaniques des sols traités. Trois séries d'essais de cisaillement direct sont menées. La première sur des échantillons de sable traité au ciment Portland (0, 3, 6, 9 %) et durcis pendant 14 et 28 jours ; la deuxième sur des mélanges sable-kaolin (0, 10, 20, 30 % kaolin) traités avec XG (0,25 % et 0,5 %) et durcis pendant 7, 14 et 28 jours ; et la troisième sur des échantillons de sable uniquement renforcé avec des fibres végétales (sisal à 0,1-0,7% et Alfa à 1-4%), y compris des échantillons renforcé et traités en XG (0,50%) et durcis pendant 28 jours. Les résultats montrent que le traitement du sable avec de ciment portland améliore substantiellement tant sa résistance au cisaillement maximale et résiduelle que sa cohésion. Simultanément, l'application de la gomme de xanthane (XG) sur le sable augmente encore davantage ces propriétés mécaniques. De plus l'addition de kaolin au sable traité par XG donne une amélioration plus efficace de la résistance et de ces caractéristiques mécaniques par rapport un sable propre traité en XG. De même, la combinaison de l'incorporation de fibres naturelles avec le traitement en XG renforce davantage la résistance au cisaillement et améliore globalement les caractéristiques mécaniques en comparaison de sable propre traité au XG.

**Mots-clés :** Sable, cisaillement direct, résistance au cisaillement, amélioration, ciment portland, gomme de xanthane, fibre naturelle, cohésion, angle de frottement.

## ABSTRACT

Faced with the scarcity of high-quality natural resources in geotechnical engineering, the chemical stabilization of local soils emerges as an effective method to improve their technical properties. However, this technique can have negative environmental impacts depending on the chemical used. In this context, the use of biopolymers presents itself as an ecological alternative for soil improvement. This thesis aims to explore alternative materials. The study evaluates the behavior of conventional and innovative mixtures such as sand-Portland cement, sand-xanthan gum (XG), sand-kaolin-XG, and sand-fibers-XG, focusing on the improvement of shear strength and the mechanical properties of treated soils.

Three series of direct shear tests are conducted. The first on samples of sand treated with Portland cement (0, 3, 6, 9%) and cured for 14 and 28 days; the second on sand-kaolin mixtures (0, 10, 20, 30% kaolin) treated with XG (0.25% and 0.5%) and cured for 7, 14, and 28 days; and the third on samples of sand reinforced only with natural fibers (sisal at 0.1-0.7% and Alfa at 1-4%), including samples reinforced and treated with XG (0.50%) and cured for 28 days. The results show that treating the sand with Portland cement significantly improves both its maximum and residual shear strength as well as its cohesion. Simultaneously, the application of xanthan gum (XG) on the sand further increases these mechanical properties. Moreover, the addition of kaolin to sand treated with XG provides a more effective improvement in strength and mechanical characteristics compared to sand treated solely with XG. Similarly, combining the incorporation of natural fibers with XG treatment further enhances shear strength and overall mechanical properties compared to sand treated only with XG.

**Keywords:** Sand, direct shear, shear strength, improvement, Portland cement, xanthan gum, natural fiber, cohesion, angle of friction.

## ملخص

في ظل ندرة الموارد الطبيعية عالية الجودة في الهندسة الجيوتقنية، تبرز تقنية التحسين الكيميائي للتربة المحلية كطريقة فعالة لتحسين خصائصها التقنية. ومع ذلك، يمكن أن تكون هذه التقنية لها تأثيرات سلبية على البيئة اعتمادًا على المنتج الكيميائي المستخدم. في هذا السياق، يظهر استخدام البوليمرات الحيوية كبديل بيئي لتحسين التربة. تهدف هذه الأطروحة إلى استكشاف مواد بديلة. تقوم الدراسة بتقييم سلوك الخلاط التقليدية والمبتكرة مثل رمل-اسمنت بورتلاند، رمل-صمغ زانثان (XG)، رمل-كاولين-XG، ورمل-ألياف-XG، مع التركيز على تحسين قوة القص والخصائص الميكانيكية للتربة المعالجة. تم إجراء ثلاث سلاسل من اختبارات القص المباشر. الأولى على عينات من الرمل المعالج بالاسمنت البورتلاندي (بنسب 0، 3، 6، 9٪) التي تم تصلبها لمدة 14 و28 يومًا؛ والثانية على خلطات الرمل-الكاولين (بنسب 0، 10، 20، 30٪ للكاولين) المعالجة بصمغ الزنثان (0.25٪ و0.5٪) والتي تم تصلبها لمدة 7، 14، و28 يومًا؛ والثالثة على عينات من الرمل المقوى فقط بالألياف النباتية (السيزال بنسب 0.1-0.7٪ والألفا بنسب 1-4٪)، بما في ذلك العينات المقواة بالألياف النباتية والمعالجة بصمغ الزنثان (0.50٪) التي تم تصلبها لمدة 28 يومًا. تظهر النتائج بوضوح أن استخدام الاسمنت البورتلاندي في معالجة الرمل يعزز بشكل ملحوظ كل من مقاومته القصوى والمتبقية للقص وقدرته على التماسك. في الوقت نفسه، يؤدي تطبيق صمغ الزانثان (XG) على الرمل إلى تحسين هذه الخصائص الميكانيكية بشكل أكبر، ومع زيادة كبيرة في زاوية الاحتكاك الداخلية. كذلك، يُسهم إضافة الكاولين إلى الرمل المعالج بصمغ الزانثان في تحقيق تحسين أكثر فاعلية لمقاومة القص والخصائص الميكانيكية مقارنةً بالرمل النقي المعالج بصمغ الزانثان. وعلاوةً على ذلك، تُعزز دمج الألياف الطبيعية مع العلاج بصمغ الزانثان من مقاومة القص وتحسن عمومًا الخصائص الميكانيكية للتربة مقارنةً بالرمل النقي المعالج بصمغ الزانثان.

**الكلمات المفتاحية:** الرمل، القص المباشر، مقاومة القص، التحسين، الاسمنت البورتلاندي، صمغ الزانثان، الألياف الطبيعية، التماسك، زاوية الاحتكاك.

## TABLE DES MATIERES

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>I</b>
<b>DEDICACES</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUME</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>ملخص</b> .....	<b>V</b>
<b>TABLE DES MATIERES</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>X</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>XV</b>
<b>NOTATIONS</b> .....	<b>XVII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>2</b>
<b>CHAPITRE 01 : SOL GRANULAIRE ET COMPORTEMENT MECANIQUE</b> .....	<b>6</b>
1.1 Introduction .....	7
1.2 Sol et classifications .....	7
1.2.1 Définition du sol.....	7
1.2.2 La texture du sol.....	7
1.2.3 Classification des sols .....	8
1.2.4 Structure du sol.....	9
1.2.5 Sol granulaires.....	9
1.2.6 Les sables .....	10
1.2.7 Minéraux du sable .....	10
1.2.8 Microstructure des sables .....	11
1.3 Phénomène de la liquéfaction.....	12
1.3.1 La liquéfaction.....	12
1.3.2 L’historique de phénomène .....	13
1.3.3 Ebullition du sable liquéfiable.....	14
1.4 Comportement mécanique des sols granulaire .....	15
1.4.1 Résistance au cisaillement.....	16
1.4.2 Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	16
1.4.3 Mesure de la résistance au cisaillement.....	17
1.4.3.1 Essais de cisaillement direct.....	18
1.4.3.2 Essais de cisaillement simple direct .....	20
1.4.3.3 Essai triaxial .....	23
1.5 Rhéologie et paramètres influents sur comportement mécanique des sols granulaires.....	25
1.5.1 Définitions de stabilité et d’instabilité .....	25
1.5.2 Comportement non drainé des sols sableux .....	25
1.5.3 Etat de contrainte initial .....	26
1.5.4 Influence de la Densité ou indice des vides.....	27

1.5.5	Impact de la Taille des Particules et de la Granulométrie .....	27
1.5.6	Présence des fines.....	29
1.5.7	Influence de la contrainte de Confinement.....	311
1.5.8	Influence de la Saturation.....	32
1.6	Conclusion.....	34
<b>CHAPITRE 02 : METHODES D'AMELIORATIONS DES SOLS.....</b>		<b>35</b>
2.1	Introduction .....	36
2.2	Amélioration des sols et méthodes .....	36
2.2.1	Amélioration des sols .....	36
2.2.2	Méthodes d'amélioration des sols .....	38
2.2.3	Application de Stabilisation des sols par ajouts .....	40
2.2.3.1	Méthode des coulis (grouting).....	41
2.2.3.2	Méthode des mélanges (soil mixing).....	44
2.2.3.3	méthode le mélange en profondeur (DSM).....	45
2.3	comportement des sols améliorés par des ajouts chimiques.....	46
2.3.1	Traitement des sols par ciment portland.....	47
2.3.1.1	Synthèse sur stabilisation par ciment portland .....	47
2.3.1.2	Mécanismes d'interaction sol-ciment .....	48
2.3.1.3	Résistance des sols cimentés et Facteurs influents.....	49
2.3.2	Traitement des sols par bio-polymère .....	54
2.3.2.1	Applications bio-polymères en géotechniques.....	55
2.3.2.2	Mécanismes d'interaction sol-biopolymère .....	56
2.3.2.3	Travaux antérieurs sur le comportement des sols traités par bio-polymères.....	58
2.3.2.4	Propriétés des sols traités aux bio-polymères (BPST).....	60
2.3.2.5	Effets des Biopolymères sur la Conductivité Hydraulique .....	62
2.3.2.6	Comportement mécanique des sols traités aux bio-polymères.....	62
2.3.3	Combinaison de traitement et renforcement.....	67
2.4	Conclusion.....	69
<b>CHAPITRE 03 : MATÉRIAUX ET MÉTHODES .....</b>		<b>70</b>
3.1	Introduction .....	71
3.2	Sols .....	71
3.2.1	Sable de chlef .....	71
3.2.2	Kaolin.....	74
3.2.3	Mélange Sable-Kaolin.....	75
3.3	Les ajouts d'amélioration .....	76
3.3.1	Gomme de xanthane.....	76
3.3.2	Ciment portland.....	78
3.3.3	Fibres.....	78



3.4	Dispositif expérimental .....	80
3.5	Préparation des échantillons et des éprouvettes .....	82
3.5.1	Fabrication des éprouvettes Sol-XG.....	82
3.5.2	Fabrication des éprouvettes Sable-Ciment .....	86
3.5.3	Préparation des échantillons Sable-Fibre et Sable-Fibre-XG.....	87
3.6	Programme expérimentale des essais de cisaillement .....	89
3.7	Répétabilité des essais .....	90
3.8	Conclusion.....	92
<b>CHAPITRE 04 : ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES PAR CIMENT ET GOMME DE XANTHANE .....</b>		<b>93</b>
4.1	Introduction .....	94
4.2	Résultats des essais réalisés.....	94
4.2.1	Réponse au cisaillement du sable propre.....	95
4.2.2	Comportement du sable propre traité au ciment portland .....	96
4.2.2.1	Réponse au cisaillement .....	96
4.2.2.2	Effet de traitement au ciment sur le ratio d'amélioration .....	101
4.2.2.3	Effet de traitement au ciment sur les caractéristiques mécanique .....	104
4.2.2.4	Effet de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement du sable .....	106
4.2.2.5	Effet de durée de cure sur la résistance au cisaillement du sable traité.....	108
4.2.2.6	Effet de traitement au ciment sur la résistance au cisaillement résiduelle .....	110
4.2.3	Réponse au cisaillement du sable propre traité à la gomme de xanthane.....	111
4.2.3.1	Résistance au cisaillement.....	111
4.2.3.2	Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement du sable traité a la Gomme de Xanthane.....	114
4.2.3.3	Effet de traitement en XG sur les caractéristiques mécanique .....	115
4.2.3.4	Impact de teneur en gomme de xanthane sur la Résistance au Cisaillement du Sable.....	117
4.2.3.5	Effet de la durée de cure sur la résistance au cisaillement du sable traité en Gomme de Xanthane	118
4.2.3.6	Effet de traitement de XG sur le ratio d'amélioration .....	120
4.2.3.7	Effet de traitement du sable par la Gomme de Xanthane sur la résistance au cisaillement résiduelle .....	122
4.2.4	Comparaison des Effets du Traitement au Ciment et de la Gomme de Xanthane .....	123
4.2.4.1	Résistance au cisaillement.....	123
4.2.4.2	Résistance au cisaillement maximal et résiduelle.....	124
4.2.4.3	Caractéristiques mécaniques .....	125
4.3	Conclusion.....	126
<b>CHAPITRE 05 : EFFET DU KAOLIN, DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES EN GOMME DE XANTHANE.....</b>		<b>127</b>

5.1	Introduction .....	128
5.2	Essais réalisés .....	129
5.3	Sable traité avec la combinaison gomme de xanthane (XG)-Kaolin.....	130
5.3.1	Réponse au cisaillement de sable-kaolin-XG.....	130
5.3.2	Effet de la concentration de gomme de xanthane et de la teneur en argile de Kaolin sur le ratio d'amélioration .....	136
5.3.3	Effet du temps de cure.....	138
5.3.4	Effet de la concentration de gomme de xanthane et de la teneur de Kaolin sur les caractéristiques mécaniques du sable.....	139
5.3.5	Effet de la combinaison de Kaolin-XG sur la résistance résiduelle .....	141
5.4	Réponse au cisaillement de la combinaison du sable-fibre traité avec gomme de xanthane...	142
5.4.1	Sable renforcé par les fibres végétales .....	143
5.4.1.1	Réponse au cisaillement .....	143
5.4.1.2	Influence de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale et le rapport de résistance .....	145
5.4.1.3	Effet du renforcement par fibres sur les caractéristiques mécaniques du sable .....	146
5.4.2	Comportement du sable renforcé et traité .....	147
5.4.2.1	Réponse au cisaillement .....	147
5.4.2.2	Ratio d'amélioration du sable renforcé et traité .....	150
5.4.2.3	Effet de combinaison Fibre-XG sur les Caractéristiques Mécaniques du Sable .....	151
5.4.2.4	Effet de combinaison Fibre-XG sur la résistance au cisaillement résiduelle .....	155
5.5	Conclusion.....	158
	<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>160</b>
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>16363</b>

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE 01 : SOL GRANULAIRE ET COMPORTEMENT MECANIQUE

<b>Figure 1. 1</b> : Les différentes modèles de disposition des particules de sol granulaire. (a) Cubique simple, (b) Tétraédrique cubique, (c) Sphénoïdal tétragonal, (d) Pyramidal, et (e) Tétraédrique. (Deresiewicz, 1958).....	11
<b>Figure 1. 2</b> : Emplacements des traces d'éruptions de sable et des dommages liés à la liquéfaction dans la plaine de Kumamoto (Mukunoki, Kasama et al., 2016).....	14
<b>Figure 1. 3</b> : Ebullition du sable liquéfiable (Larisch, 2019).....	15
<b>Figure 1. 4</b> : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Das, et Sobhan, 2014) .....	17
<b>Figure 1. 5</b> : Schéma typique pour un essai de cisaillement direct (Head and Epps, 2011).....	18
<b>Figure 1. 6</b> : Schéma de déformation en cisaillement direct. (Hanzawa et al., 2007) .....	19
<b>Figure 1. 7</b> : schéma pour les deux appareils de cisaillement simple direct.....	21
<b>Figure 1. 8</b> : Diagramme schématique du système d'essai triaxial (Omar et Sadrekarimi, 2014).....	24
<b>Figure 1. 9</b> : Illustration de l'état de contrainte initiale dans un échantillon de sol au repos.....	26
<b>Figure 1. 10</b> : Incidence du coefficient des terres au repos sur la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971) .....	26
<b>Figure 1. 11</b> : Effet de l'indice de vides sur la résistance au cisaillement cyclique (Lee et Seed , 1967)...27	
<b>Figure 1. 12</b> : Influence de coefficient d'uniformité sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux granulaires, (a) sable d'Hostun (b) billes de verre (Liu et al., 2014).....	28
<b>Figure 1. 13</b> : Influence des diamètres D10, D50 sur la résistance cyclique d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2011).....	28
<b>Figure 1. 14</b> : Fuseaux granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970). 29	
<b>Figure 1. 15</b> : Illustration de la consolidation post-cisaillement de la structure. Une représentation schématique de la densification d'un sable lâche à faible teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1997). 30	
<b>Figure 1. 16</b> : Influence de la teneur en fines plastiques sur la génération de pression interstitielle excessive (Derakhshandi, 2008).....	31
<b>Figure 1. 17</b> : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction d'un mélange sable-argile (Bouferra and Shahrour 2004).....	31
<b>Figure 1. 18</b> : Essais non consolidés non drainés sur sable avec densité moyenne.....	32
<b>Figure 1. 19</b> : Effet du coefficient de Skempton (B) sur le comportement non drainé du sable de Chlef, d'après Della et al. (2011).....	33

### CHAPITRE 02 : METHODES D'AMELIORATIONS DES SOLS

<b>Figure 2. 1</b> : Mélange profond et coulis : (a) mélange profond ; (b) coulis, (c) jet grouting, d'après (Han, 2015b).....	41
<b>Figure 2. 2</b> : classification des coulis par type et par mécanisme.....	42
<b>Figure 2. 3</b> : Limites opérationnelles des différents mélanges de coulis, (Semprich et Stadler, 2003) 43	
<b>Figure 2. 4</b> : Différents types de coulis (Patel, 2019).....	43

<b>Figure 2. 5 :</b> Processus d'exécution de la méthode DSM (Kitazume et Terashi, 2013) .....	45
<b>Figure 2. 6 :</b> Mélange en profondeur ; a) la méthode humide ; b) la méthode sec .....	46
<b>Figure 2. 7 :</b> a) Mécanisme de développement de la réaction pouzzolanique .....	49
<b>Figure 2. 8 :</b> Courbes contrainte-déformation de sols traités de différents types de ciment et pour différents durées de cure ; a) ciment Portland au laitier 32.5 ; b) ciment Portland ordinaire 42.5, (Chen et al., 2013).....	51
<b>Figure 2. 9 :</b> L'effet de la durée de cure sur l'UCS (Chen et al., 2013).....	51
<b>Figure 2. 10:</b> L'effet de la teneur en ciment sur l'UCS pour une durée de cure de 90 jours .....	51
<b>Figure 2. 11 :</b> Courbe contrainte-déformation pour les sols cimentés avec 3 % de ciment.....	52
<b>Figure 2. 12 :</b> Variation de la contrainte déviatorique maximale en fonction des pressions de confinement pour conditions drainées et non drainées (Haeri et al., 2006) .....	53
<b>Figure 2. 13 :</b> Influence de la teneur en ciment et teneur en eau sur les propriétés mécaniques du sable cimenté (Boutouba et al., 2019) .....	54
<b>Figure 2. 14 :</b> Influence de la durée de durcissement sur les caractéristiques mécaniques du sable cimenté (Boutouba et al., 2019) .....	54
<b>Figure 2. 15 :</b> MEB de mélanges de bio-polymères et de sol : (a) Gomme de xanthane et kaolin ; (b) Gomme de xanthane et sable (Chang et al., 2015c) .....	57
<b>Figure 2. 16 :</b> Interaction des bio-polymères avec différents types de sols ;.....	58
<b>Figure 2. 17 :</b> les caractéristiques de compactage de sol traité,.....	61
<b>Figure 2. 18 :</b> L'effet de de traitement par biopolymers sur la limite liquide et de la limite plastique ; (a) : (Ni et al., 2020) ; (b) : (Bozyigit et al., 2021).....	61
<b>Figure 2. 19 :</b> Effet de bio-polymère de la gomme de gellan sur le comportement de résistance au cisaillement du sol (Chang et Cho, 2019) .....	63
<b>Figure 2. 20 :</b> Influence du bio-polymère de gomme de gellan sur la cohésion et l'angle de frottement dans différents mélanges d'argile et de sable à diverses proportions .....	64
<b>Figure 2. 21 :</b> (a) Teneur en humidité initiale optimale pour différents mélanges de sols. ....	66
<b>Figure 2. 22 :</b> Comparaison des mélanges de sol traités par XG et des mélanges non traités. (a) Mélanges sable-kaolin, (b) Mélanges sable-bentonite, (Ni Hao et al., 2021).....	67

### **CHAPITRE 03 : MATÉRIAUX ET MÉTHODES**

<b>Figure 3. 1 :</b> Localisation géographique de la rivière de Chlef (google maps) .....	72
<b>Figure 3. 2 :</b> Courbes de distribution de la taille des particules de sable propre de Chlef .....	73
<b>Figure 3. 3:</b> Une perspective microscopique sur les particules .....	74
<b>Figure 3. 4:</b> Courbes de distribution de la taille des particules du Kaolin.....	75
<b>Figure 3. 5:</b> Courbes de distribution de la taille des particules des mélanges sable- Kaolin.....	76
<b>Figure 3. 6:</b> La gomme de Xanthane sous forme de poudre.....	76
<b>Figure 3. 7:</b> Les structures chimiques de la gomme de xanthane (Bozyigit et al., 2021).....	77
<b>Figure 3. 8 :</b> (a) : la fibre d'alfa ; (b) : fibres de sisal.....	79
<b>Figure 3. 9:</b> machine d'essai de cisaillement direct automatique (UTS-2060.SMPR) .....	80

<b>Figure 3. 10 :</b> La boîte de cisaillement direct .....	80
<b>Figure 3. 11:</b> Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte (BENZIANE, 2021).....	81
<b>Figure 3. 12:</b> mélanges sable-kaolin.....	82
<b>Figure 3. 13:</b> malaxeur automatique utilisé pour le mélange .....	84
<b>Figure 3. 14:</b> Préparation des échantillons et matériaux utilisés dans cette étude :.....	85
<b>Figure 3. 15:</b> éprouvette de sable traité au ciment.....	87
<b>Figure 3. 16:</b> mélanges fibres-sable.....	88
<b>Figure 3. 17:</b> Essais de répétabilité de la courbe de variation résistance de cisaillement en fonction déplacement horizontal.....	91
<b>Figure 3. 18:</b> Essais de répétabilité de la Courbe de variation déplacement vertical en fonction déplacement horizontal.....	91

#### **CHAPITRE 04 : ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES PAR CIMENT ET GOMME DE XANTHANE**

<b>Figure 4. 1 :</b> Comportement au cisaillement du sable propre non traité,.....	95
<b>Figure 4. 2 :</b> Courbes intrinsèques de sable propre non traité .....	96
<b>Figure 4. 3 :</b> Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal de sable propre traité au ciment portland, durée de cure 14 jours. (a) : $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$ ;.....	98
<b>Figure 4. 4 :</b> Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, Dureé de cure 14 jours, $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ . .....	99
<b>Figure 4. 5 :</b> Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal de sable propre traité au ciment portland, durée de cure 28 jours. (a) $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$ ; (b) $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ ; (b) $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$ .....	100
<b>Figure 4. 6 :</b> Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, Dureé de cure 28 jours, $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ .....	101
<b>Figure 4. 7 :</b> Ration de la résistance au cisaillement du sable traité au ciment portland, après 14 et 28 jours de durcissement .....	103
<b>Figure 4. 8 :</b> Courbes intrinsèques de sable propre traité au ciment portland. ....	105
<b>Figure 4. 9 :</b> la résistance au cisaillement en fonction de teneur en ciment .....	107
<b>Figure 4. 10 :</b> les caractéristiques mécaniques en fonction de teneur en ciment.....	108
<b>Figure 4. 11 :</b> effets de la durée de cure sur l'amélioration de la résistance au cisaillement maximal du sable traité au ciment portland.....	109
<b>Figure 4. 12 :</b> effets de la durée de cure sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques en fonction du sable traité au ciment portland.....	110
<b>Figure 4. 13 :</b> L'effet de traitement au ciment sur la résistance résiduel du sable traité au ciment portland, duré de cure 28 jours .....	111
<b>Figure 4. 14 :</b> Comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, .....	113

<b>Figure 4. 15 :</b> Comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. (a): $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; (b): $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	113
<b>Figure 4. 16 :</b> Effet de la contrainte normal sur le comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 100 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	114
<b>Figure 4. 17:</b> Effet de la contrainte normal sur le comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 100 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	115
<b>Figure 4. 18 :</b> Courbes intrinsèques de sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, résistance au cisaillement maximale en fonction de contrainte normale. $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 100 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	116
<b>Figure 4. 19 :</b> L'effet de teneur de la Gomme de Xanthane sur le traitement du sable,.....	118
<b>Figure 4. 20 :</b> L'effet de la durés de cure sur le sable traité à la Gomme de Xanthane sur le traitement du sable, Résistance au cisaillement maximale en fonction de temps de cure, Sous des contraintes normales $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 100 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	120
<b>Figure 4. 21 :</b> ration de la résistance au cisaillement du sable traité à la Gomme de Xanthane, pour des temps de cures de 07,14 et 28 jours, sous des contraintes normales $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; .....	121
<b>Figure 4. 22 :</b> L'effet de traitement du sable par la Gomme de Xanthane sur la résistance au cisaillement résiduel. ....	123
<b>Figure 4. 23:</b> Comportement au cisaillement de deux sables propre traités (au ciment portland et à la Gomme de Xanthane sous des contraintes normales $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	124
<b>Figure 4. 24 :</b> comparaison du traitement de sable par la Gomme de Xanthane et le ciment portland. $\sigma N = 50 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 100 \text{ kPa}$ ; $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	125

## CHAPITRE 05 : ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES PAR CIMENT ET GOMME DE XANTHANE

<b>Figure 5. 1 :</b> Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Kaolin traités avec de la gomme de Xanthane, contrainte normale de 200 kPa, pour une durée de cure de 28 jours.....	131
<b>Figure 5. 2 :</b> Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Argile traités avec de la gomme de Xanthane sous une contrainte normale de 200 kPa, pour une concentration de XG de 0,25%.....	132
<b>Figure 5. 3 :</b> L'évolution de la résistance maximale en fonction de temps de cure, contrainte normale de 200 kPa, et teneur en XG de 0,50%.....	133
<b>Figure 5. 4 :</b> Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Argile traités avec de la gomme de Xanthane, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, pour une concentration de XG de 0,5% et une durée de cure 28 jours,. $\sigma N = 200 \text{ kPa}$ .....	134
<b>Figure 5. 5:</b> Échantillons après cisaillement,.....	134
<b>Figure 5. 6 :</b> Effet de l'argile kaolin sur la résistance au cisaillement maximale du sable traité par la gomme de xanthane, après 28 jours de durcissement. (a) XG1=0,25 %, (b) XG2=0,50 % .....	135

<b>Figure 5. 7 :</b> Le rapport de résistance des mélanges sable-argile traités au XG, sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, après 28 jours de durcissement.....	136
<b>Figure 5. 8 :</b> Effet du temps de cure sur la résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-kaolin traités par la gomme de xanthane. (a) XG1=0,25 %, (b) XG2=0,50 % .....	139
<b>Figure 5. 9:</b> Cisaillement direct des mélanges sable-argile kaolin traités au XG après 28 jours de durcissement : Contrainte de cisaillement maximale par rapport à la contrainte normale. ....	140
<b>Figure 5. 10:</b> Les caractéristiques mécaniques des échantillons non traités et traités à 7, 14 et 28 jours. (a) Cohésion, (b) Angle de frottement.....	141
<b>Figure 5. 11 :</b> L'effet de la combinaison de XG-Kaolin sur la résistance résiduelle sous des Contraintes Normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa avec une Concentration de 0,50% en XG.....	142
<b>Figure 5. 12:</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres Sisal, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; $D_r=75\%$ . ....	143
<b>Figure 5. 13 :</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres Alfa, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; $D_r=75\%$ . ....	144
<b>Figure 5. 14 :</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres de sisal, déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ; $D_r=75\%$ .....	144
<b>Figure 5. 15 :</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres d'Alfa, déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ; $D_r=75\%$ .....	145
<b>Figure 5. 16 :</b> Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale.....	146
<b>Figure 5. 17 :</b> Courbes intrinsèques Coulomb du sable renforcé ; .....	147
<b>Figure 5. 18 :</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibre de sisal et traité a la gomme de xanthane, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, .....	148
<b>Figure 5. 19 :</b> Comportement au cisaillement du sable renforcé par les fibres d'Alfa et traité a la gomme de xanthane, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, .....	149
<b>Figure 5. 20 :</b> Ration de la résistance au cisaillement du sable renforcé par les fibres de sisal ou d'Alfa et traité à la gomme de xanthane, .....	151
<b>Figure 5. 21 :</b> Courbes intrinsèques Coulomb du sable renforcé par des fibres de sisal et traité a la gomme de xanthane.....	152
<b>Figure 5. 22 :</b> Courbes intrinsèques de Coulomb du sable renforcé par des fibres d'Alfa et traité a la gomme de xanthane.....	153
<b>Figure 5. 23 :</b> L'effet de la combinaison de XG-Fibres (sisal et Alfa) sur la résistance résiduelle sous des Contraintes Normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa avec une Concentration de 0,50% en XG	156
<b>Figure 5. 24:</b> Courbes intrinsèques de Coulomb phase résiduelle du sable renforcé par des fibres de Sisal et traité a la gomme de xanthane .....	157
<b>Figure 5. 25 :</b> Courbes intrinsèques de Coulomb phase résiduelle du sable renforcé par des fibres d'Alfa et traité à la gomme de xanthane .....	157

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE 01 : SOL GRANULAIRE ET COMPORTEMENT MECANIQUE

**Tableau 1. 1** : Système unifié de classification des sols (Unified Soil Classification System - USCS)..09

### CHAPITRE 02 : METHODES D'AMELIORATIONS DES SOLS

**Tableau 2. 1** : Synthèse des Catégories, Fonctions et Méthodes d'Amélioration des Sols (Schaefer et al., 2012)..... 39

**Tableau 2. 2** : Bio-polymères couramment utilisés en génie géotechnique ,d'après (Chang et al., 2020) ..... 56

### CHAPITRE 03 : MATÉRIAUX ET MÉTHODES

**Tableau 3. 1** : Propriétés physiques du sable propre..... 73

**Tableau 3. 2** : Propriétés physiques du Kaolin..... 74

**Tableau 3. 3:** Propriétés du des mélanges sable- Kaolin..... 75

**Tableau 3. 4:** Propriétés physiques et chimiques de la gomme de xanthane (d'après littérature)..... 77

**Tableau 3. 5:** Caractéristiques de la composition chimique et minéralogiques du ciment (Boutouba et al., 2019)..... 78

**Tableau 3. 6:** Les propriétés des fibres..... 79

**Tableau 3. 7:** Synthèse des spécimens (sable-kaolin-Xanthane) pour les essais de cisaillement direct. .... 85

**Tableau 3. 8** : Synthèse des spécimens (sable-ciment) pour les essais de cisaillement direct. .... 86

**Tableau 3. 9:** Synthèse des spécimens préparés (sable-Fibre) pour les essais de cisaillement direct .. 88

**Tableau 3. 10** : Programme expérimental Sable-Xanthane..... 89

**Tableau 3. 11** : Programme expérimental Sable-Ciment ..... 89

**Tableau 3. 12** : Programme expérimental Sable-Fibre et Sable-Fibre-XG ..... 90

**Tableau 3. 13** : Les valeurs de répétabilité de la courbe de variation résistance de cisaillement en fonction déplacement horizontal ..... 90

### CHAPITRE 04 : ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES

#### PAR CIMENT ET GOMME DE XANTHANE

**Tableau 4. 1** : Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance du sable traité au ciment portland..... 103

**Tableau 4. 2** : Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité et traité avec ciment portland. .... 106

**Tableau 4. 3** : Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité et traité avec la Gomme de Xanthane..... 117

**Tableau 4. 4** : Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance du sable traité par la Gomme de Xantnane. .... 122



**Tableau 4. 5 :** Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité, ainsi que pour le sable soumis à deux types de traitements : la Gomme de Xanthane et du ciment Portland.... 125

## **CHAPITRE 05 : ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES PAR CIMENT ET GOMME DE XANTHANE**

**Tableau 5. 1:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 7 jours ..... 137

**Tableau 5. 2:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 14 jours ..... 137

**Tableau 5. 3:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 28 jours ..... 137

**Tableau 5. 4 :** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance de sable renforcé avec les fibres (Alfa ou sisal). ..... 146

**Tableau 5. 5 :** Caractéristiques mécaniques des mélanges de sable et de fibres. .... 147

**Tableau 5. 6 :** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-fibre traités à la gomme de xanthane. .... 151

**Tableau 5. 7 :** comparaison des caractéristiques mécaniques pour les échantillons de sable non renforcé et non traité et pour les échantillons de sable renforcé et/ou traité..... 154

## NOTATIONS

<b>A, B, C, D</b>	Coefficients d'équation
<b>B</b>	Coefficient de Skempton
<b>c</b>	Cohésion
<b>c'</b>	Cohésion (Condition non drainée)
<b>Cu</b>	Coefficient d'uniformité
<b>D</b>	Diamètre d'échantillon
<b>D<sub>10</sub></b>	Diamètre efficace
<b>D<sub>50</sub></b>	Diamètre moyen
<b>Dr</b>	Densité relative initiale
<b>e<sub>max</sub></b>	Indice des vides maximal
<b>e<sub>min</sub></b>	Indice des vides minimal
<b>Fc</b>	Teneur en fibre
<b>τ</b>	Contrainte de cisaillement
<b>τ<sub>max</sub></b>	Contrainte de cisaillement max
<b>τ<sub>max</sub><sup>R</sup></b>	Contrainte de cisaillement max d'échantillon renforcé
<b>τ<sub>max</sub><sup>NR</sup></b>	Contrainte de cisaillement max d'échantillon non renforcé
<b>ΔH</b>	Déplacement horizontale
<b>ΔV</b>	Déplacement verticale
<b>H/D</b>	Rapport hauteur sur diamètre d'échantillon
<b>Id</b>	Indice de densité
<b>q</b>	Déviateur de contrainte
<b>q<sub>max</sub></b>	Résistance au cisaillement maximale
<b>q<sub>max</sub><sup>R</sup></b>	Résistance au cisaillement maximale d'échantillon renforcé
<b>q<sub>max</sub><sup>NR</sup></b>	Résistance au cisaillement maximale d'échantillon non renforcé
<b>R<sup>2</sup></b>	Coefficient de détermination
<b>P'</b>	Pression moyenne effective (condition non drainée)
<b>P'<sub>pt</sub></b>	Contrainte principale effective moyenne à la transformation de phase
<b>P</b>	Pression moyenne effective (condition drainée)
<b>Sr</b>	Coefficient du renforcement
<b>S<sub>us</sub></b>	Effort au cisaillement résiduel non drainée
<b>u</b>	Pression interstitielle
<b>Δu</b>	Variation de la pression interstitielle
<b>u<sub>f</sub></b>	Pic de la pression interstitielle
<b>u<sub>pic</sub></b>	Pic de la pression interstitielle
<b>Vt</b>	Volume total d'échantillon
<b>Δv</b>	Variation volumique de l'échantillon
<b>Ip</b>	Indice de plasticité
<b>ε<sub>a</sub></b>	La déformation axiale
<b>φ</b>	Angle de frottement
<b>φ'</b>	Angle de frottement (condition non drainée)
<b>G<sub>s</sub></b>	Densité spécifique,
<b>m<sub>s</sub></b>	La masse totale du sol
<b>M<sub>XG</sub></b>	La masse de poudre de xanthane
<b>C<sub>C</sub></b>	La teneur en ciment
<b>m<sub>f</sub></b>	La masse des fibres
<b>m<sub>c</sub></b>	La masse de ciment utilisé

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Au cours des dernières années, une augmentation significative des cas d'instabilité des sols a été observée, entraînant des dommages considérables à diverses infrastructures, telles que des bâtiments, des ponts, des routes, des autoroutes et des chemins de fer. Parallèlement, l'expansion incessante des infrastructures dans les zones urbaines et rurales à l'échelle mondiale a intensifié la difficulté de sélectionner des terrains adaptés à la construction. Cette dynamique a inévitablement mené à la réalisation de nombreux projets d'envergure sur des sols mous, présentant un ensemble unique de défis en matière de construction. Pour contrer ces défis et minimiser les risques géotechniques, une diversité de techniques d'amélioration des sols a été développée et mise en œuvre. L'amélioration des sols est devenue une nécessité impérieuse pour préserver la sécurité des personnes, des édifices et des infrastructures. Parmi les méthodes employées pour l'amélioration des sols granulaires, on compte la vibration par imprégnation, la compaction par pieux, l'utilisation d'explosifs pour la compaction, l'excavation et le remplacement, la terre renforcée et le traitement du sol. Le choix de la méthode la plus appropriée dépend de plusieurs variables, notamment les conditions spécifiques du sol, le degré de compaction nécessaire, le type de structures à soutenir et la profondeur maximale de compaction, comme l'indiquent (Kumar et al., 2011). Les techniques d'amélioration des sols sont généralement classées en catégories telles que les méthodes physiques, hydrauliques, mécaniques, chimiques ou celles modifiées par inclusion et confinement, conformément à la classification de (Khajeh et al., 2020).

En réponse à la diminution des ressources naturelles de haute qualité en génie géotechnique, la stabilisation chimique des sols locaux se présente comme une stratégie pertinente pour améliorer leurs caractéristiques techniques. Cette méthode intègre l'usage d'un liant chimique au sol natif, créant ainsi une composition solide et renforcée. Différents matériaux et méthodes ont été utilisés pour la stabilisation des sols et comme liant dans le génie des sols (Ghosh, Lahiri et al. 2021). En tant que matériau stabilisé, le ciment Portland est considéré comme le matériau le plus favorisé pour le sol ingénierie (Chang et al. 2016); il a été utilisé dans de nombreux formats, notamment le mélange de ciment profond (DCM), le traitement de sol, les clous de sol et la stabilisation du sol. Plusieurs études sur le comportement mécanique ont montré que la cimentation artificielle des sols granulaires augmente la rigidité et la résistance maximale (Saxena et Lastrico, 1978 ; Chang et Woods, 1992 ; Consoli, 2000 ; Boutouba et al., 2019). Cependant, le mélange de ciment Portland avec le sol crée parfois plusieurs problèmes environnementaux, élève le pH du sol jusqu'à 12-13 ce qui peut affecter les organismes biologiques et avoir des effets néfastes sur l'environnement.

Alors que les méthodes conventionnelles de stabilisation des sols, comme l'emploi de ciment et de chaux, sont critiquées pour leur impact environnemental négatif, notamment en raison de leurs émissions élevées de carbone, l'attention se tourne vers des approches de stabilisation des sols écologiques et durables. Parmi ces solutions, l'utilisation de bio-polymères se distingue comme une alternative prometteuse. Des recherches récentes ont validé l'efficacité des bio-polymères pour améliorer les caractéristiques géotechniques essentielles dans le secteur de la construction (Kumar et al., 2023). Les bio-polymères suscitent un intérêt croissant en raison de leur efficacité et de leur applicabilité dans la stabilisation des sols. L'étude de l'emploi des bio-polymères dans le traitement des sols, connue sous l'appellation de « traitement des sols à base de bio-polymères » (BPST), est une tendance émergente offrant des bénéfices environnementaux et une durabilité accrue pour l'amélioration des propriétés des sols (Seo et al., 2021).

L'intégration de bio-polymères dans les sols modifie leurs propriétés physico-chimiques, améliorant leur résistance à la compression, leur résistance à l'érosion, et réduisant leur perméabilité ainsi que leur conductivité hydraulique, favorisant ainsi la croissance végétale. Cette approche directe offre plusieurs avantages par rapport aux méthodes biologiques classiques, notamment en termes de rapidité de traitement et d'adaptabilité à différents types de sols (Fatehi et al., 2018).

Plusieurs études ont examiné l'utilisation de bio-polymères pour améliorer les propriétés des sols. Cette consolidation est influencée par le contenu et le type de bio-polymère, la période de cure, les conditions de déshydratation, le type de sol (argile, limon, sable ou mélange) et la méthode de mélange (Chen et al., 2020; Fatehi et al., 2021). De plus, des études antérieures ont signalé un renforcement significatif des sols après l'application de bio-polymères, dû à une liaison ionique directe avec les particules fines dans les sols argileux, ou à la formation d'une matrice bio-polymère continue entre les particules grossières dans les sols sableux (Mendonça et al., 2021). Cho et Chang (2018) ont mentionné cinq types de polymères utilisés pour améliorer le comportement des sols (Beta-glucane, Gomme Xanthane, Gomme Agar, Gomme Gellan et Caséine). Certaines études ont évalué les paramètres de la résistance au cisaillement et de l'efficacité du renforcement des sables traités avec le biopolymère de gomme xanthane (XG) en utilisant l'essai triaxial (Cabalar et al., 2017; Lee et al., 2019; Soldo et Miletic, 2019), la boîte de cisaillement direct (Cabalar et Canakci, 2011; Lee et al., 2017; Soldo et Miletic, 2019) et la résistance à la compression non confinée (Cabalar et al., 2017; Soldo et Miletic, 2019; Ni et al., 2021). Selon ces études, le traitement du sol par bio-polymère améliore ses caractéristiques mécaniques, en particulier la cohésion. Des recherches ont montré que la

concentration en gomme xanthane (XG), la durée de cure, et la méthode de mélange affectent significativement le renforcement des sols. Les tests de (Lee et al., 2019) sur le sable traité avec XG ont révélé une amélioration notable de la résistance au cisaillement et de la cohésion. Soldo et Miletic (2019) ont constaté que la XG augmente la résistance au cisaillement du sable, mais a un impact limité sur les sols argileux. Par ailleurs, Latifi, Horpibulsuk et al. (2017) ont trouvé que l'augmentation de la XG dans le traitement de l'argile (Kaolin et Bentonite) améliore la résistance à la compression et au cisaillement.

Cette thèse vise à apporter une contribution notable dans le domaine du génie géotechnique, en se concentrant sur la durabilité et l'écologie. L'objectif principal est d'explorer, de manière expérimentale, l'impact de différents taux d'ajout de ciment ou de gomme de xanthane (XG) sur le sable de Chlef. L'accent est mis sur la découverte de matériaux alternatifs aux solutions traditionnelles, offrant une approche plus écologique et durable. L'étude englobera des analyses paramétriques pour évaluer le comportement des mélanges conventionnels tels que sable-ciment, ainsi que des mélanges innovants comme sable-gomme de xanthane, sable-kaolin-XG, et sable-fibres-XG, en se focalisant particulièrement sur l'amélioration de la résistance au cisaillement, des caractéristiques mécaniques des sols traités. De plus, cette recherche explorera comment la teneur en additifs et la durée de durcissement influencent les propriétés mécaniques du sol. En conséquence, les motivations de cette étude étaient les suivantes :

- Approfondir et étendre les recherches antérieures sur le sable d'oued Chelf en examinant l'impact du traitement avec deux types d'ajouts différents.
- Contribuer à l'étude expérimentale sur les propriétés mécaniques du sol sableux amélioré grâce à l'utilisation d'additifs naturels et industriels.
- Réaliser une analyse comparative de la résistance en examinant les différences entre le traitement avec un matériau conventionnel (ciment Portland) et un matériau innovant (gomme de xanthane).
- Apporter une contribution significative à la littérature scientifique en explorant le comportement des sables traités avec des combinaisons de kaolin et de gomme de xanthane, ou de fibres naturelles et de gomme de xanthane.

La thèse est organisée comme suit :

- Le premier chapitre fournit une revue de la littérature sur les sols, incluant leur classification, les phénomènes d'instabilité, et étudie le comportement mécanique ainsi les paramètres influent sur sols granulaires.

- Le deuxième chapitre se divise en deux parties : la première partie propose une revue de la littérature et un contexte sur les méthodes d'amélioration des sols. La deuxième partie décrit, Sur les sols améliorés par des ajouts chimiques et leur comportement.
- Le programme expérimental est présenté dans le troisième chapitre, qui résume les propriétés des matériaux, la préparation des échantillons et la méthodologie de test.
- Le quatrième chapitre se concentre sur les essais de cisaillement direct sur le sable non traité et traité, soit avec du ciment Portland, soit avec de la gomme de xanthane, divisant les résultats en quatre sections pour analyser les propriétés mécaniques du sable sous chaque type de traitement, ainsi qu'une comparaison entre les différents traitements.
- Le cinquième chapitre est dédié à l'examen des résultats issus des essais de cisaillement direct sur des échantillons de mélanges de sable propre-argile et de sable-fibre, tous deux traités avec de la gomme de xanthane.
- En conclusion général, la thèse se clôt en synthétisant les principaux résultats des travaux de recherche et en formulant des recommandations pour les études futures.

**CHAPITRE 01 :**  
**SOL GRANULAIRE**  
**ET COMPORTEMENT MECANIQUE**



## **1.1 Introduction**

La capacité d'un sol à résister au cisaillement est une caractéristique inhérente du matériau qui dépend généralement de divers facteurs, notamment la minéralogie, la morphologie des particules et la configuration inter-particulaire, également appelée structure du sol. Ces facteurs sont souvent décrits macroscopiquement à l'aide de paramètres empiriques, comme l'angle de frottement interne et la cohésion. Ces propriétés matérielles, en combinaison avec les contraintes appliquées et les modèles de comportement, déterminent la stabilité des sols.

En géotechnique, les séismes de forte intensité peuvent causer des glissements de terrain, des liquéfactions, des tassements et des pertes de capacité portante. Les projets d'aménagement du territoire et de construction sont de plus en plus soumis au risque de liquéfaction.

L'étude du phénomène de liquéfaction des sols implique une analyse approfondie du comportement mécanique des sols naturels, influencé par divers facteurs tels que la distribution granulométrique, le type de charge, et la disposition des particules. Des recherches exhaustives ont été conduites mondialement sur les sols susceptibles de subir une liquéfaction, visant à atténuer les risques associés à ce phénomène. Un grand nombre d'études ont été réalisées pour identifier les facteurs influençant la susceptibilité des sols à la liquéfaction, avec des contributions notables des chercheurs (Ishihara and Okada, 1978; Ishihara et al., 1978; Ishihara and Takatsu, 1979; Kuerbis et al., 1988; Pitman et al., 1994; Lade and Yamamuro, 1997; Amini and Qi, 2000; Canou, Benahmed et al. 2002; Bouferra and Shahrour 2004; Arab 2009; Belkhatir, Arab et al. 2011; Della et al., 2011; Arab et al., 2015).

## **1.2 Sol et classifications**

### **1.2.1 Définition du sol**

Le sol est la couche supérieure de la croûte terrestre qui se forme pendant de longues périodes par altération des roches et accumulation de matière organique. C'est un mélange complexe et dynamique de minéraux, de matière organique, d'eau, d'air et d'une variété d'organismes vivants.

Le sol est défini par Demolon and Leroux (1952) comme la formation naturelle de la surface avec une structure meuble et une épaisseur variable qui résulte de la transformation de la roche mère par des processus physiques, chimiques et biologiques.

### **1.2.2 La texture du sol**

La texture du sol reflète la proportion de particules de différentes tailles, y compris le sable, le limon et l'argile. Elle est considérée comme une propriété essentielle pour la classification des sols et l'appréhension de leurs caractéristiques physiques. Holtz et Kovacs,

(1981) a défini La texture d'un sol fait référence à son apparence ou à sa sensation, et cela dépend de la taille et de la forme relatives des particules, ainsi que de la gamme ou de la distribution de ces tailles. Il a effectué une classification du sol en deux catégories en se basant sur sa texture :

- Un sol à texture grossière contenant des grains grossiers comme le sable ou le gravier. On les appelle également les sols granulaires.
- Un sol à texture fine peut être principalement constitué de minuscules grains minéraux qui sont invisibles à l'œil nu, Les sols limoneux et argileux sont de bons exemples de sols à texture fine.

En génie géotechnique, la texture du sol joue un rôle essentiel dans l'évaluation des caractéristiques techniques du sol, telles que sa résistance, sa compressibilité, sa perméabilité et sa capacité portante.

### **1.2.3 Classification des sols**

La caractérisation des tailles de particules dans les sols utilise une méthode traditionnelle consistant à diviser les diamètres en trois catégories distinctes : sable, limon et argile. Cette division est réalisée par une analyse mécanique, où des techniques standard mesurent les proportions de ces fractions. Les résultats déterminent la composition mécanique du sol, souvent associée à la texture du sol (Hillel, 2003). Les sols sont classés en fonction de diverses propriétés et caractéristiques pour mieux comprendre leur comportement et leur utilisation dans des projets d'ingénierie. L'une des classifications les plus courantes est le système de classification unifiée des sols (Unified Soil Classification System - USCS). Selon l'USCS, les sols sont classés en fonction de leur texture (proportion des différentes tailles de particules) et de leur comportement plastique. Les principales catégories de classification des sols en géotechnique selon le système unifié de classification des sols

- Sols à grains grossiers : est également appelé sol granulaire
  - Gravier (Gravels :G) : Sols composés principalement de particules de gravier.
  - Sable (Sands : S) : Sols composés principalement de particules de sable.
- Sols à grains fins :
  - Limons (Silts : M) : Sols composés principalement de particules de silt.
  - Argile (Clays :C) : Sols composés principalement de particules d'argile.
- Sols organiques :
  - Sol organiques (Organic soils :O) : Sols composés principalement de matières organiques, tels que les tourbières.

En se basant sur ces principales catégories de classifications, il est possible d'obtenir des combinaisons spécifiques qui permettent de décrire la composition du sol comme indiqué dans le Tableau 1.1.

**Tableau 1.1** : Système unifié de classification des sols (Unified Soil Classification System - USCS)

Major division		Group symbol	Typical name	Classification criteria		
Coarse-grained soils (More than 50% retained on No. 200 ASTM sieve)	Gravels 50% or more of coarse fraction retained on No. 4 ASTM sieve	Clean gravels	GW	Well-graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines.	Classification on the basis of percentage of fines. Less than 5% passing No. 200 ASTM sieve—GW, GP, SW, SP. More than 12% passing No. 200 ASTM sieve—GM, GC, SM, SC. 5% to 12% passing No. 200 ASTM sieve—Border-line classification requiring use of dual symbols.	
			GP	Poorly-graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines.		
		Gravels with fines	GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures.		
			GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures.		
	Sands More than 50% of coarse fraction passes No. 4 ASTM sieve	Clean sands	SW	Well-graded sands and gravelly sands, little or no fines.		
			SP	Poorly-graded sands and gravelly sands, little or no fines.		
		Sands with fines	SM	Silty sands, and-silt mixtures.		
			SC	Clayey sands, sand-clay mixtures.		
						$U = D_{60}/D_{10}$ greater than 4 $C_c = \frac{D_{30} - (D_{60} \times D_{20})}{D_{60}}$ between 1 and 3.
						Not meeting both criteria for GW.
		Atterberg limits plot below A-line or plasticity index less than 4.				
		Atterberg limits plot above A-line or plasticity index less than 4.				
		$U$ greater than 6 $C_c$ between 1 and 3.				
		Not meeting both criteria for SW.				
		Atterberg limits plot below A-line or plasticity index less than 4.				
		Atterberg limits plot above A-line or plasticity index greater than 7.				
Fine-grained soils (50% or more passes No. 200 ASTM Sieve)	Silt and Clays (Liquid limit 50% or less)	ML	Inorganic silts, very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands.	Check Plasticity Chart		
		CL	Inorganic clays or low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays.			
		OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity.			
	Silt and clays (Liquid limit greater than 50%)	MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sands or silts, elastic silts.			
		CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays.			
		OH	Organic clays of medium to high plasticity.			
Highly organic clays	P <sub>t</sub>	Peat, muck and other highly organic soils.	Fibrous organic matter, will char, burn, or glow. Readily identified by colour, odour, spongy feel, and fibrous texture.			

### 1.2.4 Structure du sol

La "structure" du sol décrit l'arrangement et l'état de regroupement des grains de sol. Elle est définie par l'assemblage des particules individuelles de sable, limon et argile en agrégats plus grands. Cette structure est influencée par divers facteurs, tels que la forme, la taille, et la composition minéralogique des particules, ainsi que les caractéristiques de l'eau présente dans le sol (Venkatramaiah, 2006 ; Das and Sobhan, 2013). D'une manière générale, les sols peuvent être divisés en deux catégories : les sols cohésifs et les sols non cohésifs (Das and Sobhan, 2013). Les formes peuvent inclure des structures granulaires, en colonnes ou en blocs pour les sols structurés ; monograin (single grained) et massif pour les sols non structurés (Brady and Weil, 2008; Chief et al., 2012).

### 1.2.5 Sols granulaires

Le terme "granulaire" désigne les matériaux composés de particules relativement grosses, contrastant avec les matériaux à grains fins. Les sols granulaires se divisent en deux catégories : sols graveleux et les graviers (G), sols sableux et les sables (S). Les graviers contiennent majoritairement des particules plus grandes que 4,75 mm, retenues sur le tamis N°4, tandis que

les sables sont principalement composés de particules passant à travers ce même tamis (Holtz and Kovacs, 1981). Selon le système de classification unifié des sols (USCS), ces deux catégories, graviers (G) et sables (S), sont subdivisées en quatre sous-groupes : GW et SW, GP et SP, GM et SM, GC et SC, en fonction de la distribution granulométrique et du type de fines présentes. Les sols bien gradués (W) offrent un éventail complet de tailles de particules, tandis que les sols mal gradués (P) tendent à être uniformes ou présentent des irrégularités dans la répartition des tailles de grains.

### **1.2.6 Les sables**

Le sable est un matériau granuleux formé de fines particules minérales, issues de la désintégration de substances d'origine minérale, telles que les roches érodées, ou organique, comme les fragments de coquillages et les restes de coraux. Les grains de sable ont généralement une taille variant de 0,063 à 2 mm.

Ces particules sont principalement composées de grains de quartz, mais elles peuvent également contenir d'autres minéraux tels que le feldspath, le mica, la calcite, etc. Le sable est largement répandu dans les environnements terrestres et marins, Le sable provient de différentes sources géologiques telles que l'érosion, la fragmentation et la décomposition de roches et de minéraux. Les principales sources de sable incluent les roches sédimentaires comme le grès, l'arkose et le calcaire, les roches métamorphiques comme le gneiss et le schiste, ainsi que les roches ignées riches en minéraux résistants à l'érosion tels que le granite. Le sable peut également se former à partir de l'accumulation de coquilles marines ou de squelettes coralliens, être transporté par le vent pour former le sable éolien (sable du désert), ou encore être produit par l'érosion côtière pour créer le sable marin.

### **1.2.7 Minéraux du sable**

Le sable se compose de grains minéraux résultant de l'altération mécanique des roches. Ainsi, la composition minérale du sable est influencée par la minéralogie de la roche d'origine. Bien que les sédiments se mélangent pendant leur transport de la zone source au lieu de dépôt, la minéralogie du sable reste un indicateur fiable de la composition minérale des roches sources (de Meijer, 1998).

Les minéraux constituant le sable sont principalement le quartz, les micas et le feldspath. Le quartz est essentiellement composé de SiO<sub>2</sub> et renferme peu d'uranium, de thorium ou de potassium. Les micas sont classés en deux séries distinctes. D'une part, il y a les micas blancs dioctaédriques, et d'autre part, les micas noirs trioctaédriques. Le feldspath, quant à lui, est un minéral riche en SiO<sub>2</sub>, K<sub>2</sub>O ou Na<sub>2</sub>O et Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. De plus, il a été constaté que le sable renferme

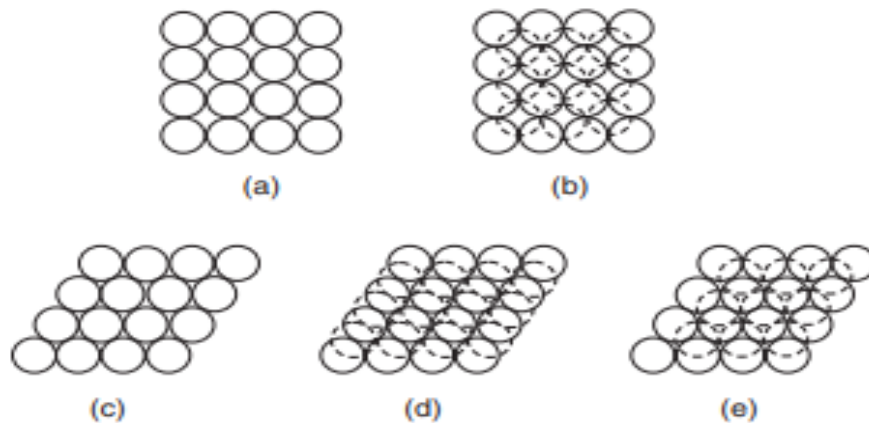
des minéraux lourds, parmi lesquels le grenat ( $\text{Fe}_2+3\text{Al}_2\text{Si}_3\text{O}_{12}$ ), le rutile ( $\text{TiO}_2$ ), le zircon ( $\text{ZrSiO}_4$ ), l'ilménite ( $\text{Fe}_2+\text{TiO}_3$ ) et la magnétite ( $\text{Fe}_3+2\text{Fe}_2+\text{O}_4$ ).

### 1.2.8 Microstructure des sables

La configuration prédominante dans la majorité des sols à texture grossière est de nature mono-grains ou grains Simples (single grained). La disposition et le mode d'arrangement interne des grains sont tributaires de leur distribution en termes de tailles et de formes, ainsi que des conditions de dépôt ou de formation in situ du matériau.

Deux cas extrêmes d'arrangements possibles des particules sont, d'une part, un système de grains sphériques uniformes en état d'arrangement ouvert (et donc de densité minimale) et, d'autre part, une distribution progressive des tailles de particules dans laquelle des particules de plus en plus petites remplissent les vides entre les plus grandes dans une succession qui procure une densité maximale. Un assemblage de particules de taille uniforme est appelé mono-dispersé, tandis qu'un assemblage de particules présentant des variations importantes de taille est appelé poly-disperse (Das and Sobhan, 2013).

Selon Deresiewicz (1958), une illustration schématique des modes d'arrangement interne des grains pour un sol granulaire est fournie dans la (Figure 1.1).



**Figure 1. 1** : Les différents modèles de disposition des particules de sol granulaire. (a) Cubique simple, (b) Tétraédrique cubique, (c) Sphénoïdal tétragonal, (d) Pyramidal, et (e) Tétraédrique. (Deresiewicz, 1958)

Dans les structures mono-grain, les particules du sol sont en positions stables, chaque particule étant en contact avec celles qui l'entourent. La densité du sol est influencée par la forme, la taille des particules et leur arrangement relatif. Ainsi, la manière dont ces particules sont disposées lors de leur dépôt détermine si la structure du sol est lâche ou compacte. La structure mono-grain "Single grained" est caractéristique des sols à gros grains, avec une taille de particules supérieure à 0,02 mm. Les forces

gravitationnelles prédominent sur les forces de surface, ce qui entraîne un contact grain à grain (Venkatramaiah, 2006).

### **1.3 Phénomène de la liquéfaction**

#### **1.3.1 La liquéfaction**

Le terme "liquéfaction" est employé pour décrire le phénomène survenant lorsque la résistance au cisaillement des sols diminue en réaction à des charges monotones, dynamiques ou cycliques, et ce, tout en maintenant un volume constant. Le concept de liquéfaction a été introduit pour la première fois par Hazen, (1921) afin de décrire le phénomène survenu en 1918 en Californie, où un volume considérable (100 m<sup>3</sup>) du barrage de Calaveras s'est soudainement effondré sans cause évidente. A expliqué ce phénomène statique (monotone) en invoquant une accumulation de pression engendrée par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque cela se produit rapidement, l'eau entre les grains subit une pression accrue. Cette augmentation constante de la pression aboutit à la suppression des forces inter-granulaires.

Dans les sols granulaires lâches ou meubles saturés, la liquéfaction se produit lorsque les déformations de cisaillement induites par des charges statique ou les secousses sismiques provoquent une augmentation temporaire des pressions d'eau interstitielle dans la masse de sol. En conséquence, les contraintes de contact inter granulaires diminuent jusqu'à des niveaux négligeables. À cet état transitoire, la masse de sol perd significativement sa résistance au cisaillement et se comporte essentiellement comme un fluide visqueux pouvant se déformer ou s'écouler sous l'effet des forces gravitationnelles ou d'inertie (Kramer, 1996). Le concept de liquéfaction des sols est lié à l'étude de la pression interstitielle. La génération d'une surpression interstitielle sous des charges non drainées est un déclencheur du phénomène de liquéfaction (Shahir et al., 2012). Lorsque les sols non cohésifs sont saturés, la charge rapide se produit dans des conditions non drainées, ce qui entraîne une tendance à la densification, augmentant ainsi la pression interstitielle en excès et réduisant les contraintes effectives. La liquéfaction peut survenir sous des charges monotones (érosion, charges élevées appliquées, etc.) (Castro, 1969 ; Sadrekarimi, 2013). Cycliques (charges dues aux marées, séismes, etc.) ou dynamiques (vibrations induites, explosions, etc.). La liquéfaction provoque une diminution de la résistance des particules de sol en dessous du seuil de stabilité statique, entraînant l'émergence d'eau avec du sable à la surface (similaire à un processus d'ébullition) et une augmentation de la pression interstitielle. Le processus de liquéfaction a été divisé en deux concepts : la liquéfaction par écoulement et la mobilité cyclique (Kramer, 1996).

### **1.3.2 L'historique de phénomène**

L'histoire atteste que le phénomène de liquéfaction des sables en raison de séismes est un fait avéré. Cependant, ce n'est qu'au début des années 1960 que des scientifiques ont commencé à l'étudier. Les travaux sur la liquéfaction des sables ont été particulièrement stimulés à la suite du séisme de Niigata et du séisme de l'Alaska, événements qui ont engendré des dommages dramatiques dus à la liquéfaction.

Durant le tremblement de terre de Niigata au Japon en 1964, les dommages attribués à la liquéfaction furent considérables, comme le rapportent Seed et al. (1967). Près de 310 structures en béton armé ont subi des dommages, parmi lesquelles 200 présentaient une inclinaison notable. Il convient de souligner que Niigata est établie sur un sol formé de dépôts sédimentaires récents, caractérisés par une densité relative faible et une nappe phréatique superficielle.

Le séisme de l'Alaska aux USA en 1964, d'une magnitude de 8,6, a provoqué d'énormes glissements de terrain emportant, entraînant une dévastation complète de la surface du sol.

La liquéfaction a également joué un rôle prépondérant dans la destruction du quartier Marina de San Francisco Durant le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989, ainsi que dans le port de Kobe lors du séisme de Hanshin en 1995.

La liquéfaction a été largement responsable de dégâts considérables dans les propriétés résidentielles de Christchurch, en Nouvelle-Zélande, lors du séisme de Canterbury en 2010, et à nouveau de manière plus prononcée à la suite des séismes qui ont frappé Christchurch au début et au milieu de l'année 2011. Les surfaces des routes ont été soulevées par la liquéfaction, provoquant l'émergence d'eau et de sable par les fissures.

Plus récemment, la préoccupation s'est concentrée sur la liquéfaction du sol qui a eu lieu dans six villes et cinq villages de la préfecture de Kumamoto (Japon) lors de deux séismes majeurs. Le premier, d'une magnitude de 6,5, a secoué la région le 14 avril 2016, suivi par un second séisme d'une magnitude de 7,3 le 16 avril 2016. Ces événements sismiques sont désignés sous le nom de Séisme de Kumamoto de 2016 au Japon. La préfecture de Kumamoto a subi des dégâts importants et localisés suite à ces séismes, ce tremblement de terre a déclenché des glissements de terrain, des chutes de rochers, une liquéfaction à grande échelle et des fissures dans le sol et des déformations complexes du terrain. Les structures sur la plaine de Kumamoto ont été particulièrement endommagées en raison de la liquéfaction. Parmi les bâtiments touchés, on compte un groupe de maisons individuelles et d'appartements de faible hauteur devenus inutilisables en raison de l'affaissement dû à la liquéfaction. Un autre groupe était composé d'immeubles d'appartements de moyenne à grande hauteur construits apparemment sur des

fondations instables, avec un dénivelé autour des bâtiments dû à l'affaissement causé par la liquéfaction. Les dommages aux infrastructures incluent le soulèvement des regards d'égout et des caniveaux, l'affaissement et l'inclinaison des poteaux télégraphiques. Les champs agricoles ont subi des dommages aux canaux d'irrigation et aux conduites enterrées. Cette série d'événements soulève des préoccupations majeures quant aux risques sismiques et à la résilience des infrastructures dans la région (Mukunoki et al., 2016).

La Figure 1.2 dévoile une représentation cartographique des zones où ont été signalées des éruptions de sable. Ainsi que les dommages causés par la liquéfaction dans la plaine de Kumamoto. Cette carte est organisée en deux sections distinctes. Les zones marquées en rouge sur la carte, qui sont spécifiées à cet effet, englobent des variations de niveau autour des constructions ne présentant aucune indication d'éruption de sable. En parallèle, les zones en bleu clair indiquent les endroits où les éruptions de sable

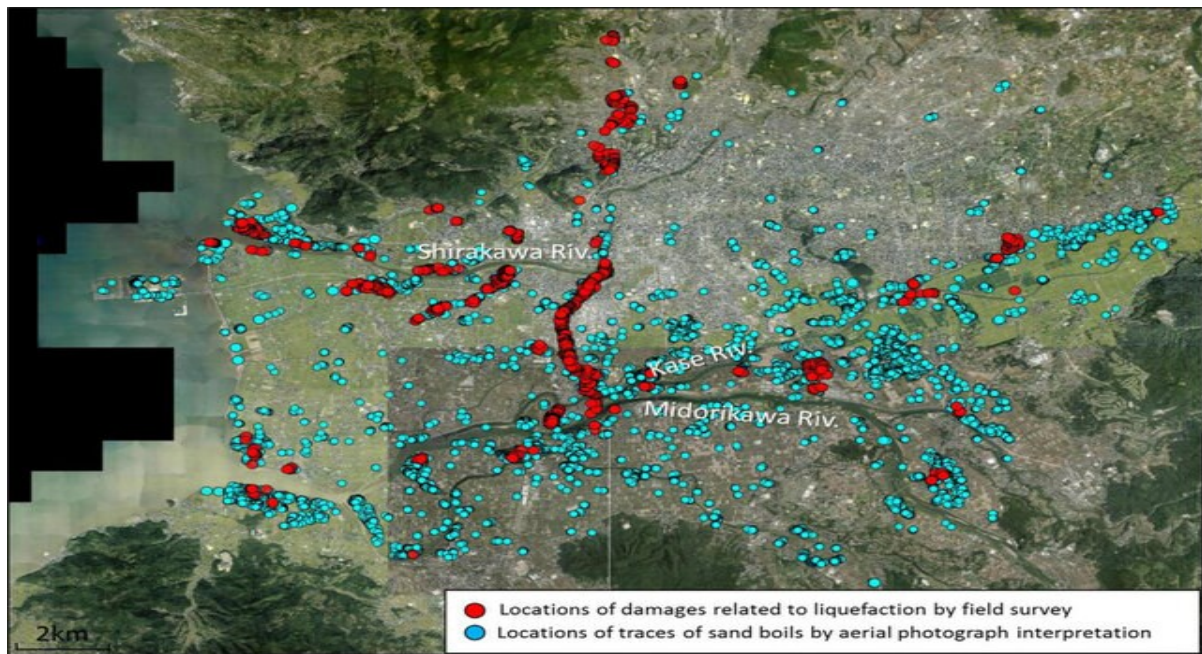


Figure 1. 2 : Cratères de sable et des dommages liés à la liquéfaction dans la plaine de Kumamoto (Mukunoki, Kasama et al., 2016)

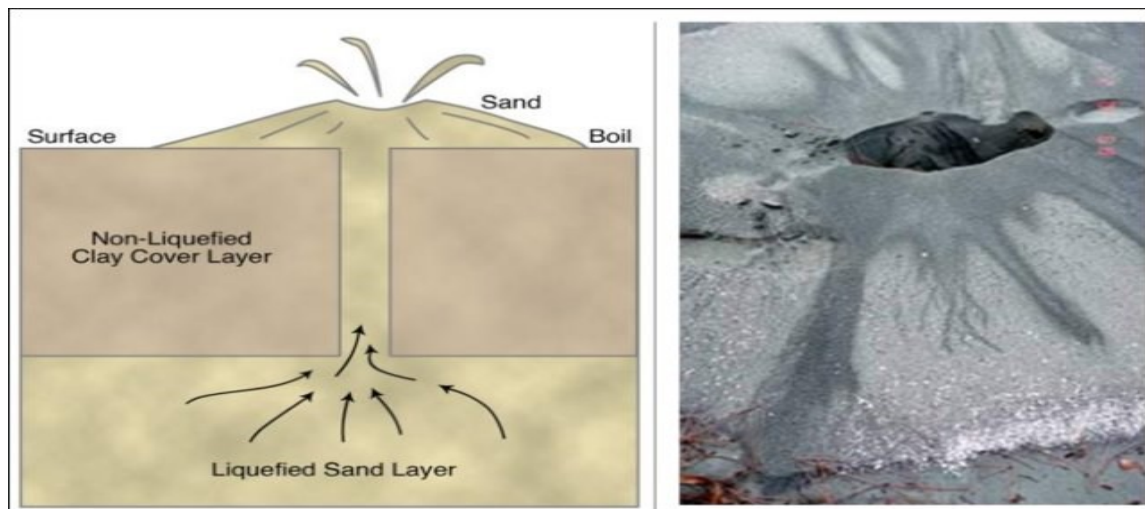
### 1.3.3 Ebullition de sable liquéfiable

La liquéfaction du sol survient principalement dans des types de sols comme le sable pur et non compact, aussi dans le sable contenant des éléments de gravier et saturé d'eau. Ces types de sables complètement saturés et susceptibles de subir la liquéfaction sont généralement localisés près de la surface. Lorsqu'un tremblement de terre génère des forces vibratoires, celles-ci provoquent une déformation et une compression du sable sous l'effet des ondes sismiques. Cette action augmente la pression de l'eau dans les espaces entre les grains de sable, transformant ainsi le mélange de sable et d'eau en une substance liquide. Cette élévation



temporaire de la pression (contrainte de cisaillement cyclique ou chargement cyclique) se répète aussi longtemps que les secousses sismiques demeurent intenses. Dans certains cas, le sable sujet à la liquéfaction peut être recouvert par un matériau plus cohésif et imperméable, comme de l'argile ou des revêtements, ce qui confine l'eau comprimée dans le sable. Les fissures présentes dans cette couche de surface imperméable peuvent servir de voies de drainage pour le sable liquéfié, ce qui le pousse à la surface et crée une apparence semblable à un volcan de sable, phénomène appelé "ébullition de sable". Le mécanisme d'ébullition de sable, qui témoigne de la liquéfaction du sol pendant et après les séismes, permet au sol liquéfié de s'écouler vers la surface à travers des chemins d'écoulement tels que des fissures présentes dans les couches de sol non liquéfiables situées à proximité de la surface. Pour mieux comprendre, imaginez que le sable liquéfié trouve son chemin vers la surface en empruntant des voies préexistantes dans les couches de sol qui n'ont pas subi la liquéfaction (Larisch, 2019).

Figure 1.3 illustre une coupe verticale d'un volcan de sable ou d'une ébullition de sable, présentant la couche de sable liquéfié, le bouchon d'argile non liquéfiable et la digue de sable (chemin de drainage à travers les fissures dans la couche d'argile), permettant au sable liquéfié de remonter à la surface.



**Figure 1.3** : Ébullition du sable liquéfiable (Larisch, 2019)

#### **1.4 Comportement mécanique des sols granulaire**

L'étude du comportement mécanique des sols a considérablement progressé grâce aux avancées dans les techniques d'essais en laboratoire, qui permettent d'analyser des trajectoires complexes tout en assurant une uniformité des contraintes et déformations dans les échantillons. Cette approche rend possible l'analyse du comportement d'un échantillon représentatif de sol. Cette section résume les aspects clés du comportement mécanique des sables, en se concentrant sur des aspects tels que la résistance au cisaillement (critère de rupture de Mohr-Coulomb,

évaluation de la résistance au cisaillement), la rhéologie des sols non cohésifs et les facteurs déterminants pour la résistance de rupture.

### **1.4.1 Résistance au cisaillement**

En présence des sols, la défaillance se manifeste généralement le long d'une surface spécifique appelée plan de cisaillement. Cette défaillance survient lorsque la contrainte de cisaillement, qui agit parallèlement à cette surface, dépasse la résistance au cisaillement du matériau. Lorsqu'une contrainte de cisaillement agit sur un corps, cela induit une déformation appelée déformation de cisaillement. Pour évaluer la résistance au cisaillement d'un matériau, en particulier des sols, le génie géotechnique recourt à diverses méthodes et essais, parmi lesquels figurent l'essai de cisaillement direct, l'essai de cisaillement simple direct et l'essai triaxial. Lorsqu'il s'agit de recherches scientifiques dans le domaine de la géotechnique, toutes ces méthodes présentent leurs avantages propres, tout en portant en même temps leurs limites, avec une supériorité attribuée aux tests triaxiaux.

### **1.4.2 Critère de rupture de Mohr-Coulomb**

En 1900, Mohr a présenté une théorie sur la rupture des matériaux, selon laquelle un matériau cède en raison d'une combinaison critique de contrainte normale et de contrainte de cisaillement, et non en raison soit de la contrainte normale maximale, soit de la contrainte de cisaillement seule. Ainsi, la relation fonctionnelle entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur un plan de rupture peut être exprimée de la manière suivante :

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1.1)$$

L'enveloppe de défaillance définie par l'équation (1.1) se caractérise par une courbe. Dans le cadre de nombreuses problématiques de mécanique des sols, une approximation fréquemment utilisée consiste à modéliser la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture comme une fonction linéaire de la contrainte normale. Cette notion a été proposée par Coulomb (1776). Cette fonction linéaire exprimée comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.2)$$

où :

$\sigma$  : est la contrainte normale.

$\tau_f$  : est la résistance au cisaillement.

$c$  : représente la cohésion,

$\varphi$  : est l'angle de frottement interne,

La formule précédente est désignée comme le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Dans le cas d'un sol saturé, la contrainte normale totale en un point résulte de l'addition de la contrainte effective ( $\sigma'$ ) et de la pression interstitielle de l'eau ( $u$ ), à savoir :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.3)$$

La formule du critère de rupture de Mohr-Coulomb, formulée en termes de contrainte effective, est illustrée par l'équation (1.4)

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1.4)$$

L'interprétation de cette équation (1.4) est clarifiée à l'aide de la Figure 1.4, qui schématise une portion élémentaire de sol. Sur cette figure, considérons que les valeurs de la contrainte normale effective et de la contrainte de cisaillement sur un plan  $ab$  sont respectivement  $\sigma'$  et  $\tau$ . La Figure 1.5b montre l'enveloppe de rupture définie par l'équation (1.4). Si les valeurs de  $\sigma'$  et  $\tau$  sur le plan  $ab$  correspondent au point A sur la Figure 1.5b, aucune rupture par cisaillement ne se produira sur ce plan. Cependant, si elles correspondent au point B, situé sur l'enveloppe de rupture, une rupture par cisaillement se produira le long de ce plan. Un état de contrainte représenté par un point C, se situant au-dessus de l'enveloppe de rupture, n'est pas possible, car cela indiquerait que la rupture par cisaillement dans le sol se serait déjà produite (Das et Sobhan, 2013).

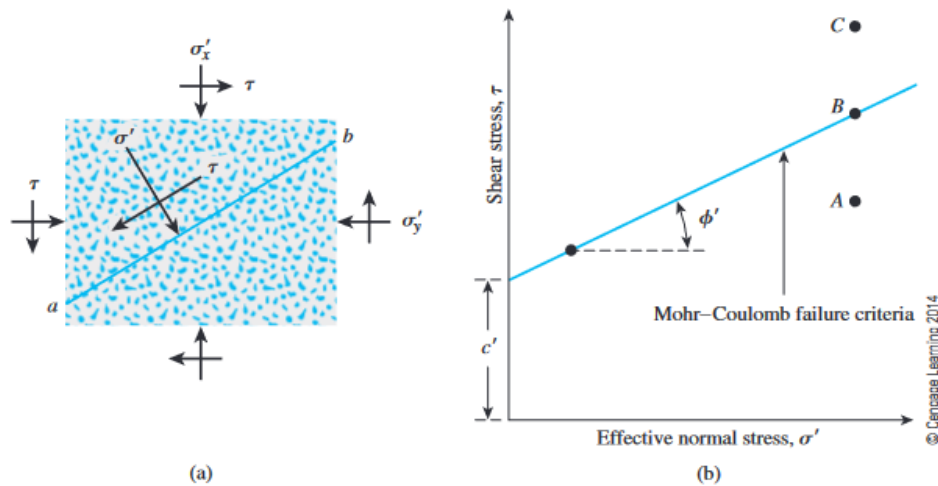


Figure 1.4 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Das, et Sobhan, 2014)

### 1.4.3 Mesure de la résistance au cisaillement

Des méthodes diverses d'essais de cisaillement ont été développés pour déterminer la résistance au cisaillement des sols. Ces essais contrôlent habituellement le taux de déformation et enregistrent les charges correspondantes. Certains évaluent les contraintes totales, tandis que d'autres mesurent les résistances en contrainte effective.

La résistance au cisaillement d'un sol à la rupture est déterminée principalement par deux paramètres :

a) La cohésion : Elle représente la force de liaison qui unit les molécules d'eau aux particules de sol. La cohésion est nulle pour le sable et le limon inorganique. Pour les argiles normalement consolidées, elle peut être quasi nulle, tandis que pour les argiles sur-consolidées, elle peut être significativement supérieure à zéro.

b) L'angle de frottement interne : correspond à la pente naturelle formée par un tas de matériaux par rapport à l'horizontale. Il est influencé par le type de sol et la forme des grains, avec des grains plus anguleux générant un angle de frottement interne plus élevé.

### 1.4.3.1 Essais de cisaillement direct

Ceci constitue le plus ancien et le plus simple type d'essai de cisaillement en laboratoire. L'essai de la boîte à cisaillement direct est un test conceptuellement simple qui semble avoir été utilisé pour les essais de sol dès 1776 par Coulomb (Lambe and T, 1969) et qui a été largement mis en avant par l'ingénieur français Alexandre Collin en 1846 (Skempton, 1949). Plus tard, en 1915, l'ingénieur britannique Bell a effectué les premières mesures et a conçu un dispositif qui a servi de prototype pour les développements ultérieurs de la boîte à cisaillement. Bell a été le premier à réaliser et à publier des résultats pratiques d'essais de cisaillement sur différents types de sols (Skempton, 1958). Casagrande a conçu une boîte à cisaillement moderne à Harvard (États-Unis) en 1932. Une machine à déplacement à vitesse constante appliquant le principe de « contrôle de la déformation » à l'aide d'un moteur à vitesse fixe a été développée en 1946 (Matthew, 2000). Bishop (1946) a introduit les améliorations de conception en utilisant ce principe en détail. (Head and Epps 2011) Ont fourni une illustration représentant une configuration typique pour la boîte de cisaillement direct, laquelle est illustrée dans la Figure 1.5.

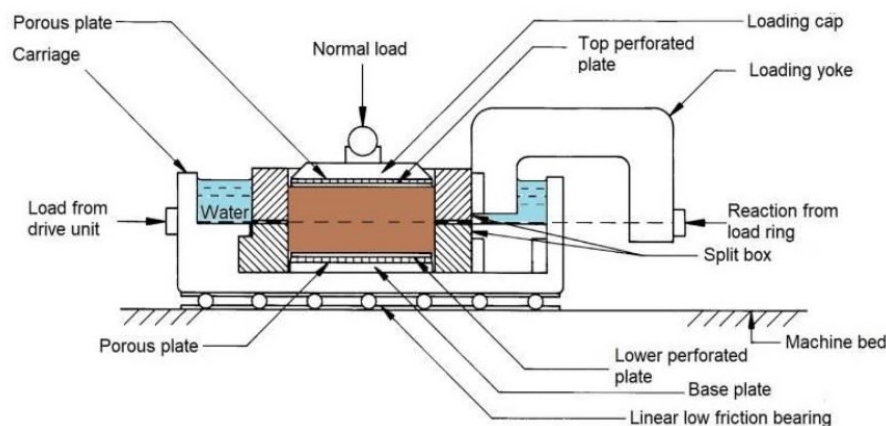
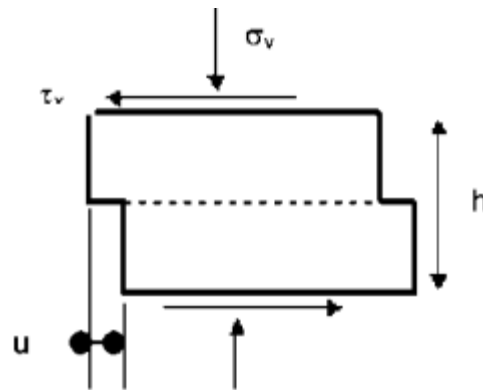


Figure 1. 5 : Schéma typique pour un essai de cisaillement direct (Head and Epps, 2011).

Dans l'essai de cisaillement direct, un échantillon de sol est placé dans une boîte de cisaillement constituée de deux boîtes parallèles. La boîte inférieure est fixe tandis que la boîte supérieure est déplacée parallèlement à celle-ci dans une direction horizontale. Le sol subit une rupture par cisaillement le long d'un plan supposé horizontal (Benmebarek and Movahedi Rad, 2023), comme illustré dans la (Figure 1.7). Les forces normales verticales et les forces de cisaillement horizontales appliquées à l'échantillon sont mesurées, puis converties en valeurs moyennes de contrainte totale directe,  $\sigma_y$ , et de contrainte de cisaillement,  $\tau_{xy}$ . On suppose ensuite que ces valeurs s'appliquent au plan de cisaillement induit dans l'échantillon et qu'elles reflètent les contraintes éprouvées dans la région localisée où survient la défaillance. Dans une procédure similaire aux tests de cisaillement direct non drainé, les tests non drainés sont simulés en maintenant le volume de l'échantillon constant et en enregistrant les changements de contrainte verticale (Hanzawa et al., 2007). Le déplacement relatif,  $u$ , des deux moitiés de l'échantillon est enregistré. Souvent, cette valeur est convertie en une déformation de cisaillement,  $\gamma_{xy} = u/h_0$ , où  $h$  représente la hauteur de l'élément de l'échantillon supposé subir la déformation de cisaillement, comme le souligne (Wroth, 1987). Il est courant de prendre cette valeur comme étant  $h_0$ , la hauteur consolidée initiale de l'échantillon.



**Figure 1. 6 :** Schéma de déformation en cisaillement direct. (Hanzawa et al., 2007)

Les principales critiques adressées au test de cisaillement direct concernent la non-uniformité des contraintes et des déformations à travers le spécimen (Saada et al., 1983). Cette non-uniformité résulte des plaques rigides utilisées pour confiner l'échantillon. Des concentrations de contrainte se forment aux bords avant et arrière des blocs inférieur et supérieur, ce qui entraîne une défaillance progressive le long du plan de cisaillement. Ainsi, la résistance au cisaillement totale de l'échantillon n'est pas mobilisée simultanément. Toutefois, Pincus et Takada (1993) utilise des preuves photographiques issues de tests sur de l'argile alluviale pour montrer que les déformations de l'échantillon sont remarquablement uniformes

jusqu'au point de défaillance. Les non-uniformités ne deviennent évidentes qu'à des déformations plus importantes.

### **1.4.3.2 Essais de cisaillement simple direct**

L'appareil de cisaillement simple direct est largement utilisé pour évaluer les propriétés statiques et dynamiques des sols depuis de nombreuses années (Duku et al., 2007). Il est privilégié pour les situations où la rotation continue des directions de contrainte pendant le cisaillement est une condition sur le terrain. Dans cet appareil, des contraintes initiales peuvent être appliquées pour simuler les conditions sur le terrain en utilisant des membranes renforcées par fil pour minimiser la déformation latérale des échantillons (Bjerrum et Landva, 1966). L'utilisation des essais de cisaillement simple direct a été variée dans les domaines de l'ingénierie et de la géologie, couvrant l'étude du comportement mécanique de matériaux tels que les sables (Alba et al., 1976 ; Mao et Fahey, 2003), les argiles (Chu et Vucetic, 1992; Boulanger et al., 1993; Pincus et al., 1993), et les résidus miniers (Wijewickreme et al., 2010). Le développement de l'équipement a débuté avec un appareil conçu par (Kjellman, 1951) pour surmonter certaines des limites du test de cisaillement direct traditionnel, qui souffre d'une distribution non uniforme des contraintes dans l'échantillon. Typiquement, l'essai consiste en un échantillon circulaire, consolidé à un niveau de contrainte dans des conditions  $K_0$  (Corte et al., 2017).

Dans l'essai de cisaillement simple direct, des conditions de déformation de cisaillement simple sont imposées à l'échantillon. Les forces normales verticales et les forces de cisaillement horizontales pendant le cisaillement sont mesurées, et la déformation de cisaillement,  $\gamma_{xy}$ , est donnée par  $u/h_0$  pour un déplacement de cisaillement,  $u$ , et une hauteur initiale de l'échantillon consolidé,  $h_0$ . Pour simplifier les tests non drainés, on simule en maintenant le volume de l'échantillon constant. Dans les tests de cisaillement à volume constant, on suppose que le changement de contrainte verticale appliquée lorsque la hauteur de l'échantillon (et donc le volume) est maintenue constante pendant le cisaillement est égal à la pression interstitielle excédentaire qui aurait été mesurée dans un test vraiment non drainé avec une contrainte verticale totale constante (Hanzawa et al., 2007).

Différentes configurations ont été élaborées pour les dispositifs de cisaillement simple (Doherty et Fahey, 2011). Chacune vise à résoudre le problème le plus difficile du test : appliquer des contraintes normales et de cisaillement aux limites latérales de l'échantillon tout en empêchant les déformations verticales et horizontales. Au cours du cisaillement, les

différentes conceptions cherchent à maintenir le volume et les dimensions de la section transversale de l'échantillon constants (Franke et al., 1979).

Deux types d'appareils pour les essais de cisaillement simple direct, à savoir l'appareil de cisaillement direct de l'Université de Cambridge (type CU) et l'appareil de cisaillement de l'Institut géotechnique norvégien (type NGI), ont été largement utilisés pour étudier le comportement monotone et cyclique des sols (voir Figure 1.7).

L'appareil de cisaillement direct de type CU, initialement conçu par Roscoe (1953), a résolu le problème en enfermant un spécimen de forme carrée entre des parois métalliques. Les parois latérales parallèles aux directions de déformation par cisaillement sont fixées par rapport à la base, tandis que les parois perpendiculaires à la déformation sont reliées à la base par des charnières. Le couvercle mobile demeure parallèle à la base à la fois pendant la phase de cisaillement et pendant la consolidation. Par la suite, plusieurs chercheurs ont apporté des améliorations à cet appareil (Roscoe et Burland, 1968 ; Ansell et Brown, 1978 ; Peacock et Seed, 1968 ; Finn et al., 1971)). Une fois que l'échantillon est enfermé dans une membrane en caoutchouc hermétiquement scellée, un échantillon de sable peut être entièrement saturé d'eau par surpression, de sorte que la pression d'eau dans les pores peut être mesurée pendant les tests de cisaillement simple non drainés.

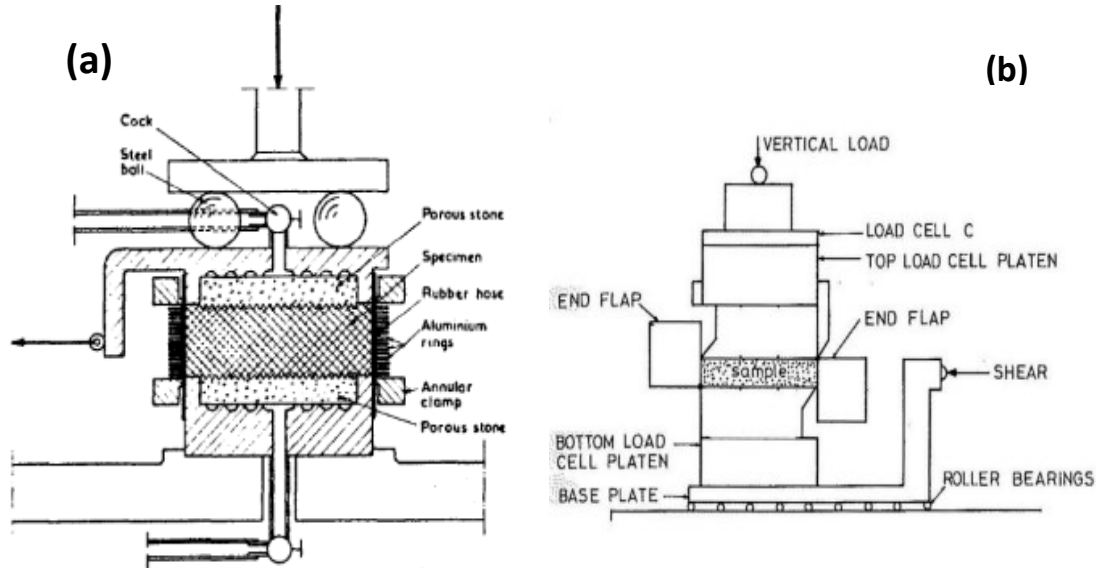


Figure 1. 7 : schéma pour les deux appareils de cisaillement simple direct

a) de l'Institut géotechnique norvégien (NGI) (Kjellman, 1951)

b) type de l'Université de Cambridge (CU) (Roscoe, 1953)

L'appareil de cisaillement direct de type NGI a été développée par l'Institut géotechnique norvégien pour l'étude des argiles rapides (Bjerrum et Landva, 1966). Dans ce dispositif, un échantillon cylindrique est enfermé dans une membrane en caoutchouc renforcée par un

enroulement en spirale de fil d'acier. La spirale en acier est censée empêcher tout changement de diamètre de l'échantillon pendant l'essai, tout en permettant des déformations verticales pendant la consolidation. Les tests de cisaillement non drainés réalisés en utilisant une surpression pour saturer les échantillons ne sont pas possibles avec ce type d'équipement. En effet, la pression d'eau dans les pores et une surpression suffisamment élevée provoqueraient un renflement de la membrane en caoutchouc renforcée (Franke et al., 1979). Le volume constant de l'échantillon est obtenu en ajustant la charge verticale pour maintenir une hauteur constante. Le changement de contrainte verticale est ensuite supposé correspondre au changement de pression d'eau dans les pores d'un test équivalent avec des mesures de pression d'eau dans les pores. Casagrande (1976), Alba et al., (1976) et Ansell et Brown, (1978) ont apporté quelques ajustements à l'équipement.

L'objectif de toutes ces configurations d'appareils était de soumettre un échantillon de sol à un mode de déformation de cisaillement simple. Cependant, le besoin pour les extrémités de l'échantillon de s'étendre pendant le cisaillement signifie que des contraintes de cisaillement complémentaires ne sont pas générées aux extrémités (Boylan et Long, 2009). En conséquence, la contrainte de cisaillement n'est pas uniforme sur le dessus et le dessous de l'échantillon, atteignant zéro aux coins. Ce déséquilibre résultant doit être compensé par un couple opposé généré par une distribution non uniforme de la contrainte normale sur la surface supérieure et inférieure de l'échantillon (Airey, 1985 ; O'Kelly, 2017).

Ces dispositifs ont été critiqués car ils mesurent uniquement la contrainte normale verticale totale et la contrainte de cisaillement horizontale totale sur l'échantillon pendant le cisaillement, sans fournir d'indication sur l'uniformité de ces contraintes et l'état de contrainte réel dans l'échantillon. Pour pallier ces lacunes, des chercheurs par exemple Airey et Wood, (1984) et Budhu, (1984) ont mis au point des dispositifs entourant l'échantillon d'un ensemble de cellules de charge pour mesurer l'état complet des contraintes autour de l'échantillon. Des techniques radiographiques ont été utilisées pour surveiller des billes de plomb intégrées dans l'échantillon de test, afin de mesurer les déformations internes, l'uniformité des déformations et permettre de suivre le développement des ruptures (Budhu, 1984). Mao et Fahey (2003) ont présenté l'appareil de cisaillement simple fabriqué à l'Université de Western Australia (UWA). Dans cet équipement, l'échantillon est enfermé dans une membrane en latex non renforcée et placé dans une cellule pressurisée, très similaire à un appareil triaxial. Les pressions verticales et de la cellule sont contrôlées indépendamment. Un système à rétroaction permet de maintenir constante la contrainte normale verticale totale pendant la phase de cisaillement tout en maintenant une hauteur d'échantillon constante. Cela est obtenu en verrouillant le piston de



charge vertical et en utilisant le système à rétroaction pour faire varier la pression de la cellule afin de maintenir constante la contrainte normale verticale totale. Étant donné que la hauteur et le volume sont tous deux constants (pour les tests non drainés), la surface de section transversale moyenne devrait également rester constante.

### **1.4.3.3 Essai triaxial**

L'essai triaxial est l'un des tests de laboratoire géotechnique les plus polyvalents et largement réalisés, permettant de déterminer la résistance au cisaillement et la rigidité des sols et des roches pour une utilisation dans la conception géotechnique. Les avantages par rapport à des procédures plus simples, telles que l'essai de cisaillement direct, comprennent la capacité à contrôler le drainage de l'échantillon et à prendre des mesures des pressions interstitielles. Les paramètres principaux obtenus à partir du test peuvent inclure l'angle de résistance au cisaillement  $\phi'$ , la cohésion  $c'$ , et la résistance au cisaillement non drainé CU, bien que d'autres paramètres tels que la rigidité au cisaillement  $G$ , l'indice de compression  $C_c$  et la perméabilité  $k$  puissent également être déterminés. L'histoire de la conception de l'appareil triaxial remonte à 1910-1911, lorsque Von Karman a créé le premier dispositif d'essai de compression triaxiale pour les essais sur roche, avec un diamètre d'échantillon de 4 cm. Cependant, la conception de Von Karman a été rapidement supplantée par l'innovation de Casagrande (Boudia et al., 2021), qui a développé l'essai triaxial pour surmonter les inconvénients sérieux de l'essai de cisaillement direct. Ces inconvénients comprennent la rotation non contrôlée des plans principaux et des contraintes, le plan de rupture étant contraint d'être horizontal et le drainage non contrôlé. L'appareil de triaxial a évolué sur une période de plusieurs années. Il convient de noter que d'autres dispositifs précoces présentant des similitudes avec la configuration triaxiale conventionnelle ont également été développés, notamment ceux de Buisson en 1924 et de Hvem en 1934 (Endersby, 1951), mais le premier appareil qui ressemblait aux équipements modernes a été développé au début des années 1930 par Casagrande à Harvard. À l'Imperial College de Londres, Bishop and Henkel, (1953) ont mis au point ce que l'on appelle le "dispositif de contrôle au mercure à auto-compensation" pour appliquer une pression à la cellule. La pression est générée par une colonne de mercure. Mitchell (1981) a développé un système hydraulique pour tester des échantillons de roche ou de sol de grand diamètre (Janner Lai, 2004). Ce système hydraulique est idéal car il permet de générer de grandes charges avec un appareil relativement compact. La procédure habituelle consiste à utiliser un seul vérin hydraulique, une pompe haute pression et un ensemble de vannes de dosage. Les vannes peuvent être contrôlées par ordinateur, ce qui permet d'appliquer des charges à n'importe quel rythme raisonnable, et des chargements cycliques peuvent être facilement réalisés. Le

Diagramme schématique du système d'essai triaxial est présenté à la Figure 1.8 (Omar et Sadrekarimi, 2014).

Il existe trois principaux types de tests triaxiaux réalisés en laboratoire, chacun permettant d'observer la réponse des sols pour différentes applications en ingénierie. Ceux-ci sont :

L'essai Consolidé Drainé (CD)

L'essai Consolidé Non-Drainé (CU)

L'essai Non-Consolidé Non-Drainé (UU)

Au cours des dernières années, les chercheurs ont développé des appareils triaxiaux automatisés. L'automatisation des essais triaxiaux offre la possibilité de maintenir une surveillance précise et constante des paramètres d'essai tels que les contraintes principales et la vitesse de déformation. Grâce à des logiciels spécialement élaborés, l'ensemble de la procédure d'essai peut être orchestré de manière séquentielle, éliminant ainsi le besoin d'une intervention constante de l'opérateur. Cette automatisation assure une reproductibilité améliorée des essais et diminue les risques d'erreurs liées aux variations introduites par l'aspect humain.

Les paramètres de résistance au cisaillement déterminés à l'aide du test triaxial sont plus précis que ceux obtenus à partir du test de boîte de cisaillement car il permet au sol d'être cisailé jusqu'à la rupture le long de son plan de faiblesse naturel (Shawntiku, 2011).

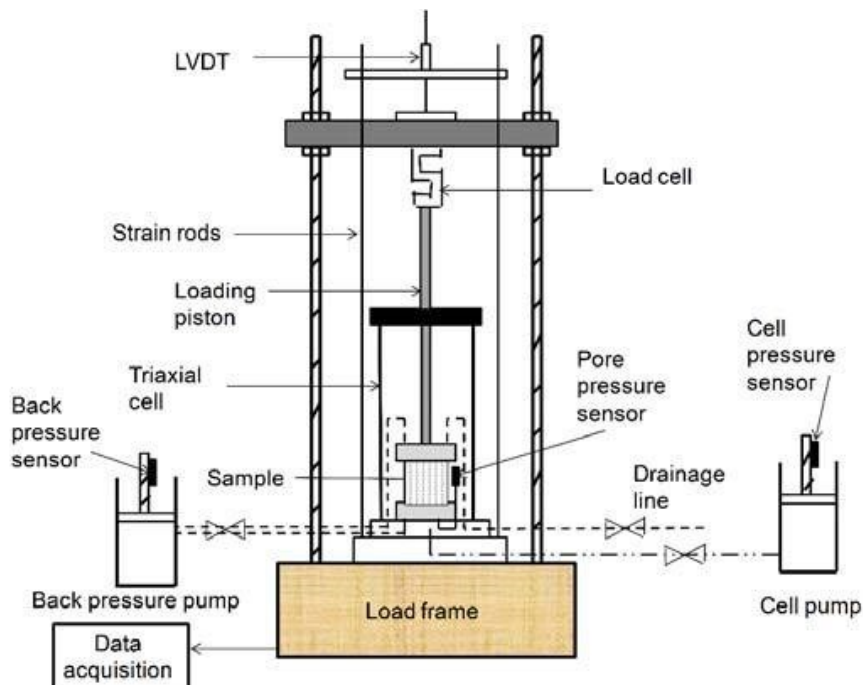


Figure 1. 8 : Diagramme schématique du système d'essai triaxial (Omar et Sadrekarimi, 2014)

## **1.5 Rhéologie et paramètres influents sur comportement mécanique des sols granulaires**

### **1.5.1 Définitions de stabilité et d'instabilité**

Les sols granulaires peuvent devenir instables même avant d'atteindre l'état de défaillance, comme cela a été observé par Lade (1992) pour du sable fin lâche dans des conditions non drainées, par Chu (1993) pour du sable moyen lâche à dense sous des conditions contrôlées le chemin de déformation, et par Leong et al. (2000) pour des matériaux granulaires de remblai lâches sous des conditions non drainées contrôlées par la charge. Il existe plusieurs définitions différentes pour les états de stabilité et d'instabilité dans la revue de la littérature. Lade et al. (1988) ont défini l'instabilité comme l'incapacité du matériau à supporter ou à supporter une charge donnée, y compris de petites perturbations de cette charge. (Chu, Leong et al. 2012) ont défini l'instabilité comme le comportement dans lequel de grandes déformations plastiques sont générées rapidement en raison de l'incapacité d'un élément de sol à supporter une charge (ou une contrainte) donnée, ou une combinaison de charges et de déplacements. Gajo et al. (2000) ont considéré que l'instabilité est l'état où une petite augmentation de certaines variables entraîne une augmentation soudaine et importante d'autres quantités.

### **1.5.2 Comportement non drainé des sols sableux**

Pour évaluer la tendance à la liquéfaction des sols sableux et mesurer les déformations qui en découlent, une analyse minutieuse de leur comportement sous conditions non drainées, que ce soit sous charges statiques ou cycliques, est essentielle. Les essais de laboratoires fournissent des informations précieuses à ce sujet, en confinant les échantillons dans des cellules étanches pour empêcher le drainage de l'eau et observer l'augmentation de la pression interstitielle lors du chargement. Cette configuration maintient également constant le volume et la teneur en eau du matériau. Diverses méthodes, y compris les essais de compression triaxiale classiques, en extension et les essais de cisaillement plan, ont été utilisées pour étudier le comportement non drainé des sols sableux. Ces essais sont particulièrement cruciaux pour comprendre la liquéfaction, notamment dans les sols saturés où le comportement non drainé est crucial à cause de l'augmentation significative de la pression interstitielle sous charges, réduisant la résistance au cisaillement et provoquant de grandes déformations. Kramer (1996) a signalé que la liquéfaction est généralement observée à proximité des cours d'eau, des baies et d'autres plans d'eau, car elle ne se produit que dans des sols saturés. Srbulov (2008) a répertorié les principaux facteurs qui influent sur la résistance au cisaillement non drainé des sols dans des conditions statiques ; parmi eux, la densité, le degré de sur consolidation, la cohérence et la plasticité sont les plus importants. L'expression "liquéfaction spontanée" a été

introduit par Terzaghi et Peck (1948) afin d'expliquer les déformations rapides dans les sols non cohérents lâches en situation non drainée.

### 1.5.3 Etat de contrainte initial

A une profondeur déterminée, dans un échantillon de sol en état de repos, l'état de contrainte initial est représenté par les contraintes effectives verticales  $\sigma'_v$  et horizontales  $\sigma'_h$ , appliquées respectivement sur les faces verticales et horizontales, tel qu'illustré dans la Figure 1.9. La résistance des sols au cisaillement sous chargement cyclique est fortement dépendante du coefficient des terres au repos ( $K_0$ ). Comme l'illustre la Figure 1.10, élaborée par (Seed et Peacock, 1971), on observe une relation directe entre la résistance au cisaillement cyclique et le coefficient  $K_0$ . Avec l'augmentation de  $K_0$  due à une compaction accrue du sol, qui tend à être plus prononcée avec la profondeur, la résistance au cisaillement cyclique s'améliore dans les strates plus profondes du sol.

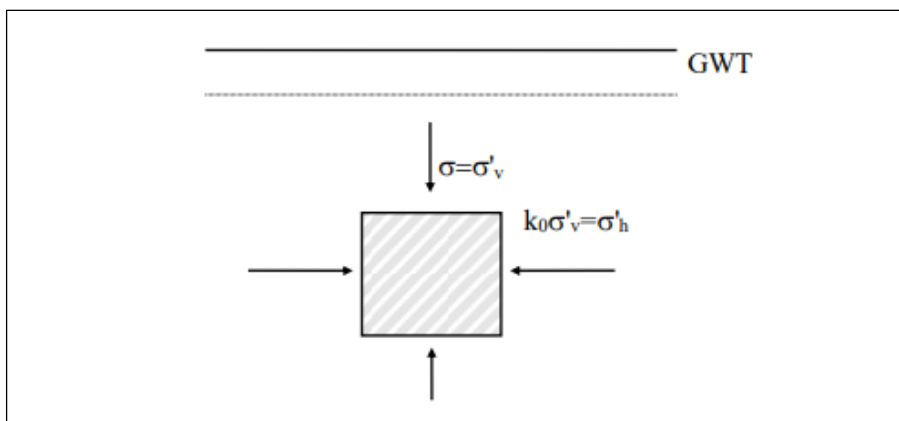


Figure 1. 9: Illustration de l'état de contrainte initiale dans un échantillon de sol au repos.

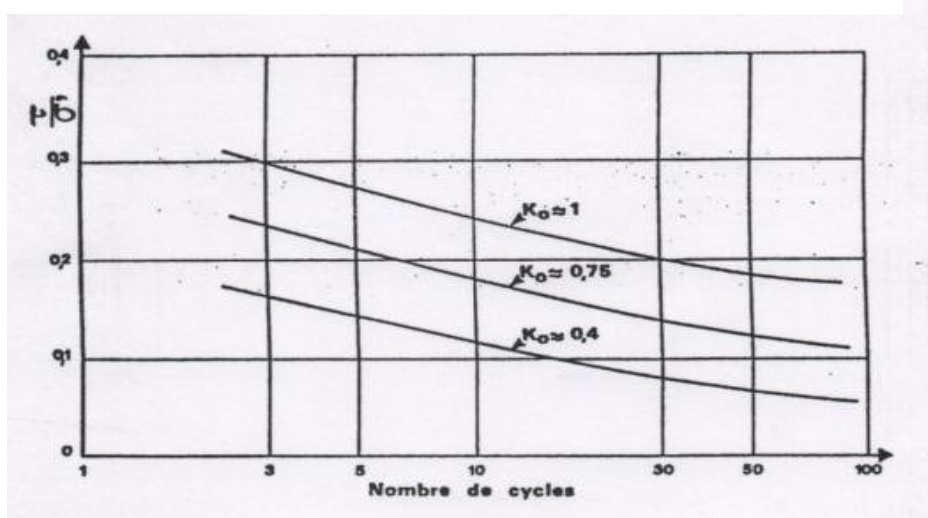


Figure 1. 10 : Incidence du coefficient des terres au repos sur la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)

### 1.5.4 Influence de la Densité ou indice des vides

Les recherches précédentes concernant les sols susceptibles de liquéfaction ont révélé que la l'indice des vides ou densité relative joue un rôle majeur dans la prédisposition des sols à l'instabilité liée à la liquéfaction. Toki et al. (1986) ont observés une augmentation linéaire de la résistance à la liquéfaction du sable Toyoura en fonction de l'accroissement de sa densité relative, allant jusqu'à un seuil de 70%. Polito et Martin (2001) ont réalisé des essais triaxiaux sur des mélanges de sable et de fines non plastiques, révélant une corrélation linéaire entre l'augmentation de la densité relative et la résistance à la liquéfaction pour les échantillons avec une faible teneur en fines. Parallèlement, l'étude de Lee et Seed (1967) a mis en évidence l'influence de la densité sur la réduction du risque de liquéfaction, en notant une hausse de la contrainte de cisailment requise pour atteindre la rupture avec l'accroissement de l'indice de vides, comme le montre la Figure 1.11.

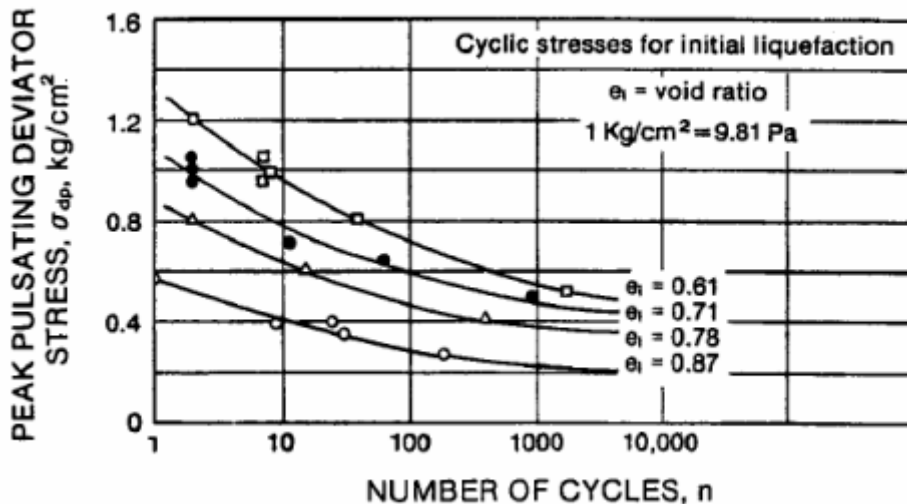


Figure 1. 21 : Effet de l'indice de vides sur la résistance au cisailment cyclique (Lee et Seed , 1967)

### 1.5.5 Impact de la Taille des Particules et de la Granulométrie

La répartition granulométrique est un facteur crucial dans la détermination du comportement mécanique des sols. Ce terme englobe divers paramètres, incluant la taille médiane des grains et les coefficients caractérisant la granulométrie. La taille médiane des grains détermine la classification d'un sable en grains fins, moyens ou grossiers. Il est généralement admis que la taille médiane des grains  $D_{50}$  en elle-même n'a pas une grande influence sur la susceptibilité à la liquéfaction.

Dans ce contexte, Belkhatir et al. (2011) ont réalisé des recherches en laboratoire pour examiner l'impact des caractéristiques granulométriques sur la résistance à la liquéfaction dans

des mélanges de sable et de limon. Ils ont découvert que la résistance cyclique s'accroît linéairement à mesure que la taille moyenne (D 50) et le diamètre effectif (D 10) diminuent (figure 1.12).

Liu et al. (2014) Ont entrepris une étude pour analyser l'effet de la granulométrie sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Dans ce contexte, une série d'essais triaxiaux a été menée sur deux types de matériaux distincts, à savoir les "billes de verre" et le "sable d'Hostun", présentant des densités relatives similaires. Leurs conclusions mettent en évidence une diminution de la résistance au cisaillement non drainée à mesure que le coefficient d'uniformité du mélange "Cu" augmente, variant de 1.1 à 20, comme illustré dans la figure 1.13.

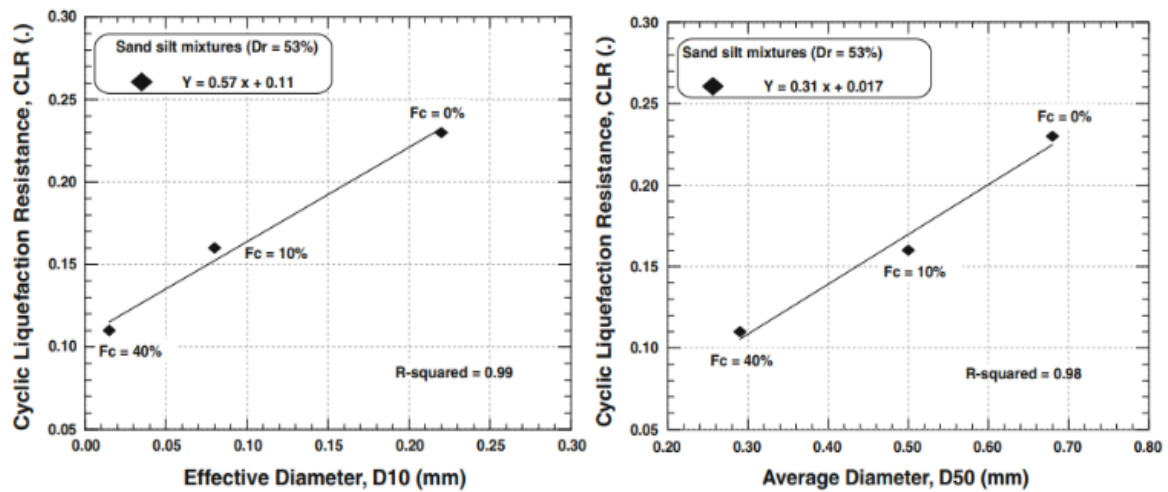


Figure 1.42 : Influence des diamètres D10, D50 sur la résistance cyclique d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2011).

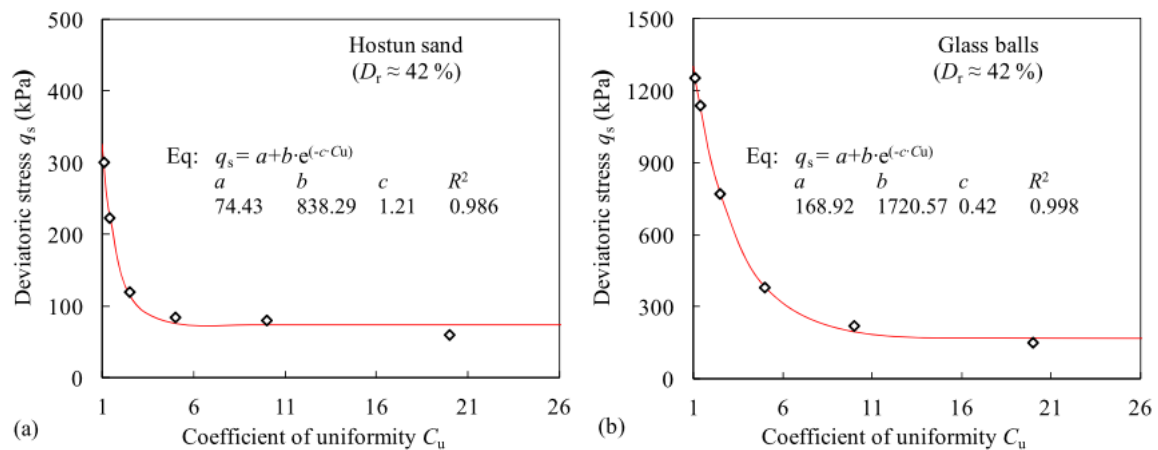


Figure 1.3 : Influence de coefficient d'uniformité sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux granulaires, (a) sable d'Hostun (b) billes de verre (Liu et al., 2014).

Tsuchida (1970) a proposé des gammes de courbes de taille des grains séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (figure 1.14). La zone au cours des deux courbes intérieures représente les sables et les sables limoneux ayant des résistances à la liquéfaction plus faible.

L'espace entre les deux courbes situées à gauche correspond à l'influence des fines dans la diminution de la densification de ces sables et cela pendant le cisaillement sismique.

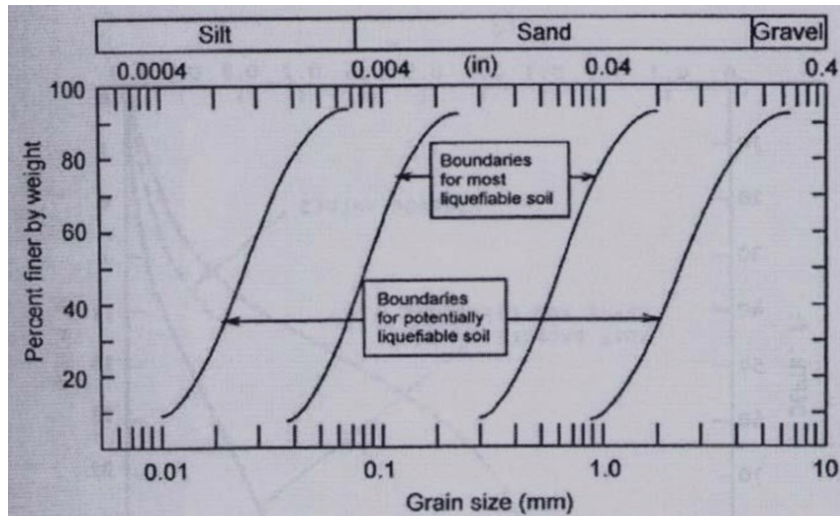


Figure 1. 54 : Fuseaux granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970).

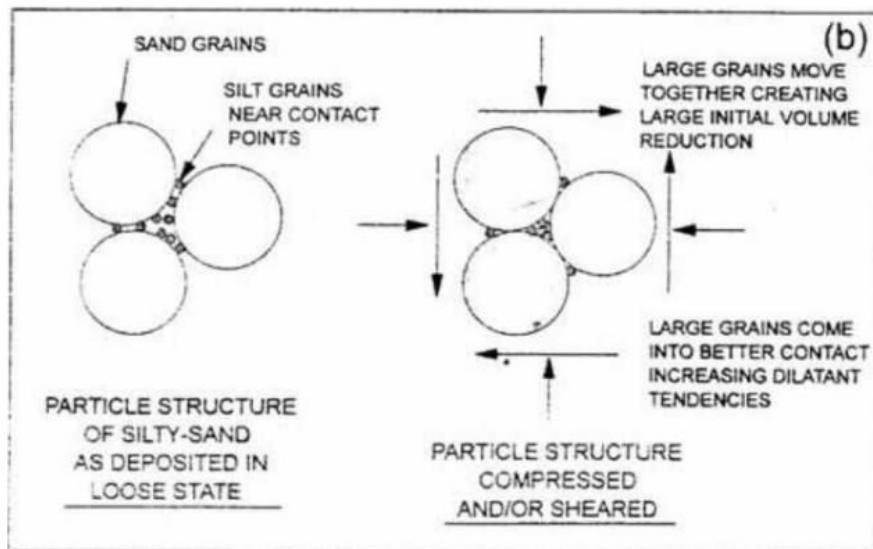
### 1.5.6 Présence des fines

L'effet de la teneur en fines est parfois difficile à distinguer de l'effet de la granulométrie plus large, car ces facteurs sont souvent liés. Pour obtenir une vue d'ensemble, la théorie fondamentale et la littérature pertinente examinant spécifiquement l'impact de la teneur en fines sont discutées ci-dessous. Les études sur l'effet de la proportion des particules fines dans le sol sur la liquéfaction ont conduit à des conclusions variées. Certaines expériences suggèrent une augmentation de la compressibilité, tandis que d'autres suggèrent une diminution avec plus de fines.

Lade et Yamamuro (1997) ont attribué ce comportement à la création d'une structure spéciale formée par les interactions entre les petites et grandes particules du sol. Initialement, les fines occupent les points de contact entre les grains plus gros. Après le cisaillement, elles remplissent les espaces vides (voir figure 1.15), provoquant une tendance à la contraction et la liquéfaction statique en conditions non drainées. Lors du cisaillement, une amélioration du contact entre les particules plus grandes a été observée. Ce phénomène entraîne une tendance du sol à se dilater davantage à mesure que les contraintes et les déformations augmentent. Toutefois, en présence de taux élevés de particules fines, le sable tend à se contracter de manière significative en volume. Cette contractance peut considérablement contrebalancer la tendance naturelle à la dilatation du sable, indépendamment du niveau des contraintes et des déformations subies. Par conséquent, on peut observer une diminution de la résistance au cisaillement non drainé même dans des sols à densité relative élevée. De plus, il est à noter que l'augmentation

de la proportion de particules fines dans le sol peut aussi accroître le risque de liquéfaction, jusqu'à un point critique où ces fines dictent le comportement non drainé du sol.

L'effet des fractions fines sur la résistance à la liquéfaction des sols est étroitement lié à leur indice de plasticité, mais les recherches à ce sujet ont abouti à des conclusions variées. Des études comme celles de Kuerbis et al. (1988), Pitman et al. (1994) et Amini et Qi (2000) suggèrent qu'un accroissement de la teneur en limon peut renforcer la résistance au cisaillement des sols. En particulier, Pitman et al. (1994) ont observé que l'introduction de limon dans le sable d'Ottawa diminuait sa vulnérabilité à la liquéfaction dans des essais de compression triaxiale non drainée. Kuerbis et al. (1988) ont noté une tendance accrue à la dilatation dans les essais triaxiaux non drainés sur des sables mélangés à jusqu'à 20 % de limon, sous réserve que les tests soient réalisés avec un ratio inter-granulaire constant. Par contre, d'autres études, comme celles de Throncoso et Verdugo (1985), Verdugo et Ishihara (1996) et Thevanayagam (1998), indiquent une diminution de la résistance à mesure que la proportion de fines de limon augmente.



**Figure 1. 65 :** Illustration de la consolidation post-cisaillement de la structure. Une représentation schématique de la densification d'un sable lâche à faible teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1997).

De plus, il est nécessaire de mettre en lumière les particules plastiques qui ont également un impact sur le processus de liquéfaction. Bouferra et Shahrour (2004) ont également noté le même comportement pour un mélange de sable de Hostun et l'argile de kaolin avec une variation de la teneur en fines entre 0 et 15 %. Ils ont observé qu'à mesure que la teneur en fines augmente, la résistance cyclique diminue (voir figure 1.16). Ghahremani et Ghalandarzadeh (2006) ont expérimenté un mélange de sable avec différentes proportions de bentonite et de kaolin. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction chute lorsque la fraction de fines se situe entre 0 et 30 %, avant d'augmenter pour des teneurs supérieures à 30 %.



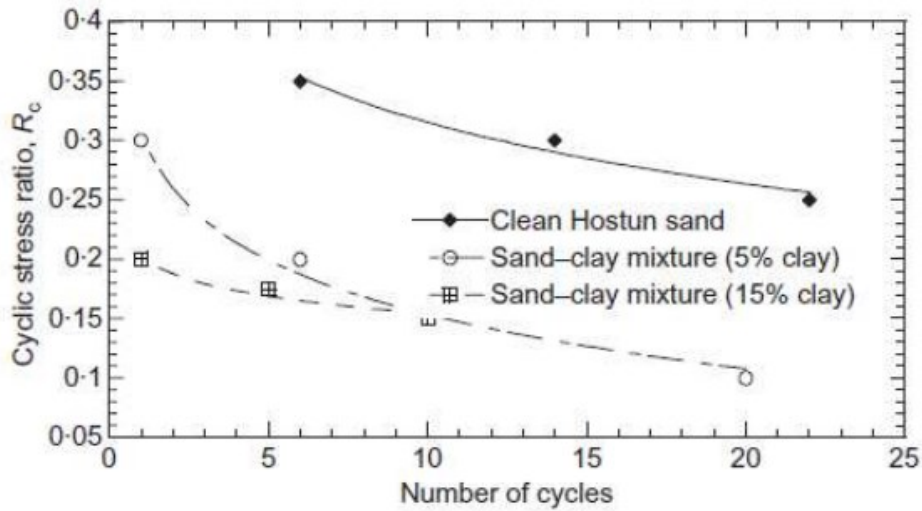


Figure 1.86 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction d'un mélange sable-argile (Bouferra and Shahrour 2004)

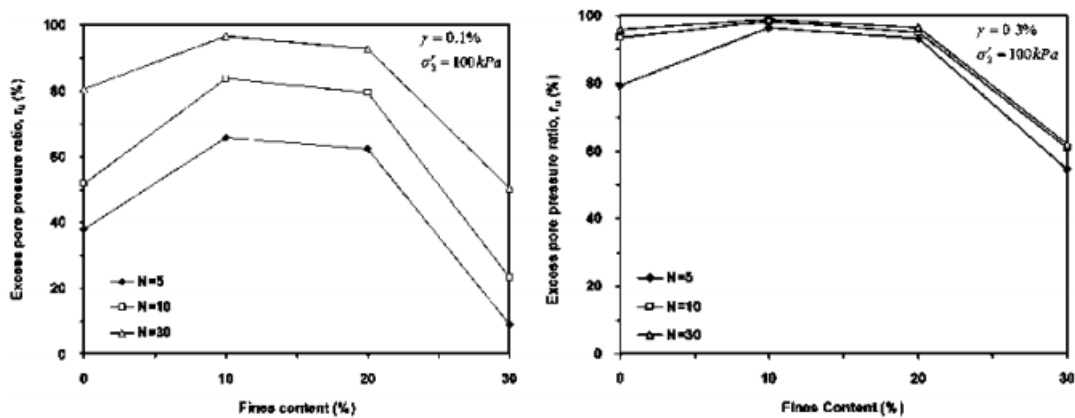


Figure 1.77 : Influence de la teneur en fines plastiques sur la génération de pression interstitielle excessive (Derakhshandi, 2008)

### 1.5.7 Influence de la contrainte de Confinement

La susceptibilité à la liquéfaction des sables est influencée par la Pression de confinement, comme l'ont démontré (Unno, Kazama et al. 2008; Zhang, Muraleetharan et al. 2016) Leurs études ont révélé que la résistance à la liquéfaction s'accroît avec l'augmentation de la densité relative et de la pression de confinement initiale. (Della, Arab et al. 2011) ont mené des essais de compression triaxiale non drainée sur des échantillons saturés de sable de Chlef, à une densité définie. Ils ont observé que la liquéfaction statique survenait sous une faible pression de confinement de 50 kPa, spécifiquement pour les échantillons préparés via la méthode de compactage humide. Leurs résultats soulignent que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'élévation de la pression de confinement (Figure 1.18).

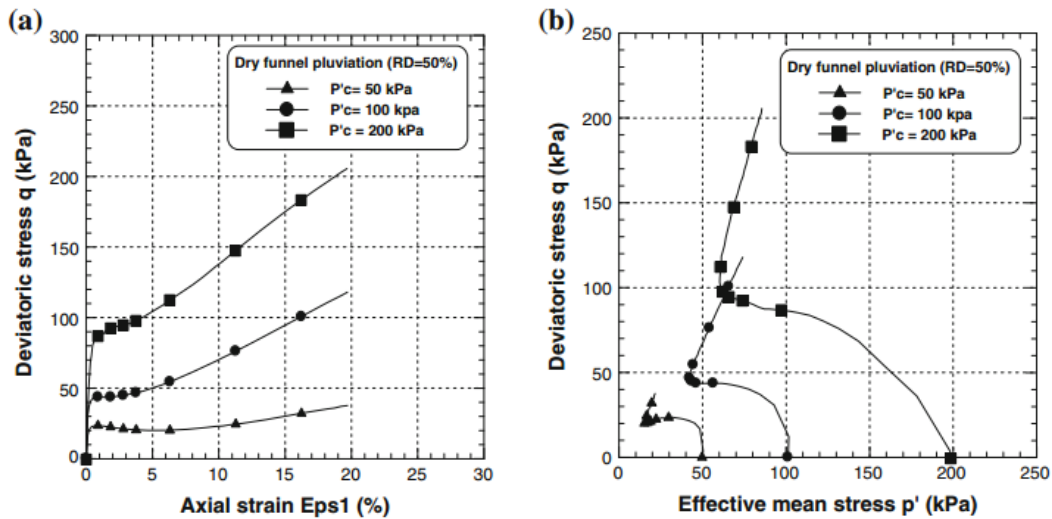


Figure 1.98 : Essais non consolidés non drainés sur sable avec densité moyenne

a) : courbe contrainte-déformation déviatoire, b) : de contrainte (Della et al., 2011).

### 1.5.8 Influence de la Saturation

Les recherches révèlent que la saturation a un impact perceptible sur le comportement de la liquéfaction statique. Pendant un essai triaxial, le degré de saturation est régulé par le coefficient de Skempton, qui est associé au niveau de saturation via la formule (1.6), (Lade et Hernandez, 1977).

$$B = \frac{1}{1+n.K_s \left[ \frac{S_r}{K_w} + \frac{(1-S_r)}{u_a} \right]} \quad (1.6)$$

Les conclusions tirées de diverses études indiquent qu'une valeur du coefficient B proche de zéro, correspondant à un degré de saturation  $S_r$  d'environ 90 %, peut doubler la résistance à la liquéfaction par rapport à celle d'échantillons totalement saturés. Des recherches menées par (Tsukamoto et al., 2002 ; Yang et al., 2004 ; Arab et al., 2011 ; Della et al., 2011; Arab et al., 2015) ont révélé une augmentation de la résistance à la liquéfaction avec une diminution du degré initial de saturation, évalué à l'aide du coefficient de Skempton B. Par ailleurs, les travaux de He et al. (2014) ont démontré que l'élévation du coefficient de Skempton (B) réduit la rigidité initiale et la résistance au cisaillement du sol, en particulier la résistance au cisaillement de déviation au pic. Cette tendance est associée à une accentuation de la phase de contraction et donc à une augmentation de la pression interstitielle de l'eau.

Della et al. (2011) ont réalisé des essais non drainés sur des échantillons de sable de Chlef avec une densité relative initiale de 0,50, en utilisant des valeurs du coefficient de Skempton (B) variées, allant de 32 % à 90 %, sous une pression de confinement initiale de 100 kPa. Ils

ont découvert que l'augmentation du degré de saturation réduisait la résistance de déviation et augmentait la pression interstitielle. Cette hausse de pression, liée à l'augmentation de la contractance observée lors des essais drainés, diminue la contrainte effective de confinement, réduisant ainsi la résistance de déviation. Les chemins de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) ont montré l'impact du degré de saturation sur la baisse de la pression moyenne effective et du déviateur maximal. Ils en ont conclu que la diminution de  $B$  améliore la résistance résiduelle du sol et augmente ainsi sa résistance à la liquéfaction (Figure 1.19).

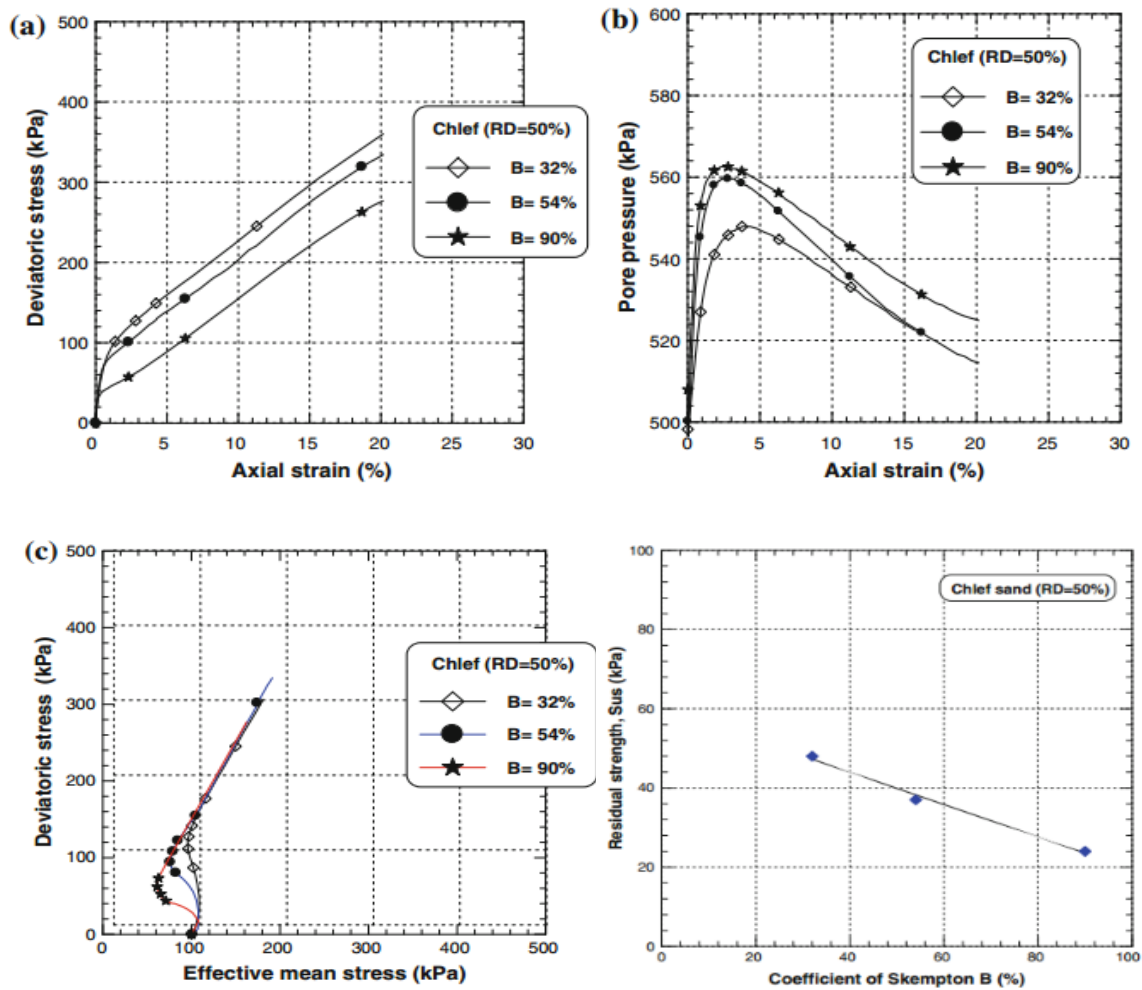


Figure 1. 19 : Effet du coefficient de Skempton ( $B$ ) sur le comportement non drainé du sable de Chlef, d'après Della et al. (2011).

## **1.6 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous abordons une revue approfondie des recherches scientifiques portant sur la définition, la classification et les problématiques d'instabilité des sols granulaires, tels que la liquéfaction et cas historiques de ce phénomène. Poursuivant, le chapitre se penche sur les aspects mécaniques de ces sols, en mettant en avant diverses approches et tests conçus pour évaluer leur résistance au cisaillement, et examine en détail les facteurs contribuant à la sensibilité des sols granulaires à la liquéfaction.

Dans les sections qui suivent, une attention particulière est accordée aux techniques d'amélioration des sols, en incluant des méthodes d'application. Une importance spécifique est accordée à la méthode d'amélioration des sols par le traitement avec du ciment et des biopolymères, en explorant leur efficacité sur le comportement des sols suite à ces traitements.

**CHAPITRE 02 :**  
**METHODES D'AMELIORATIONS DES SOLS**

## 2.1 Introduction

La nécessité de modifier les propriétés techniques des sols pour fournir un soutien adéquat aux projets de construction a conduit au développement de diverses méthodes d'amélioration du sol. Ces méthodes comprennent des modifications mécaniques, hydrauliques, physiques et chimiques, ainsi que l'utilisation d'inclusions et de techniques de confinement. Parmi ces méthodes, les approches traditionnelles comprennent la compaction du sol par vibration, le pré-chargement pour la compaction, le drainage, la suppression partielle ou le remplacement du sol insuffisant, l'inclusion de géo-synthétique et l'incorporation d'additifs chimiques tels que le ciment et la chaux. Bien que certaines de ces méthodes d'amélioration soient bien établies, les préoccupations environnementales liées à l'utilisation d'additifs chimiques, en raison de leurs caractéristiques toxiques et dangereuses, ont conduit à l'interdiction de presque tous les coulis chimiques dans certains pays (De Jong et al., 2010). La nécessité de solutions économiques dans le domaine de l'ingénierie a mené à l'exploration de nouveaux matériaux géotechniques. Les approches telles que la stabilisation et le renforcement des sols, à travers l'utilisation d'agents liants comme la chaux et le ciment Portland, des produits chimiques. La sensibilisation accrue à l'égard des solutions écologiques en remplacement des méthodes conventionnelles a poussé les chercheurs à développer de nouveaux matériaux et techniques d'amélioration des sols. Parmi les options prometteuses, on note l'adoption d'ajouts naturels comme les fibres et d'additifs biologiques tels que les bio-polymères, en remplacement des produits artificiels.

Dans le présent chapitre, une synthèse de la littérature est présentée pour donner un aperçu des techniques d'amélioration générale des sols. Ensuite, les travaux publiés concernant les techniques de stabilisation ou de traitement avec des bio-polymères et du ciment Portland sont abordés. Enfin, une revue des techniques de renforcement par l'incorporation de fibres est effectuée.

## 2.2 Amélioration des sols et méthodes

### 2.2.1 Amélioration des sols

L'amélioration des sols est définie comme l'utilisation d'un processus mécaniques et/ou chimique, visant à améliorer les propriétés mécaniques des sols. Généralement, l'objectif de l'amélioration est d'accroître la résistance des sols et de réduire leur compressibilité et leur perméabilité. Naeini et al. (2012) ont défini "L'amélioration des sols" comme un terme générique englobant diverses techniques, qu'elles soient physiques, chimiques, biologiques, ou parfois une combinaison de ces approches.

Diverses méthodes sont employées pour améliorer les conditions du sol en vue de garantir une construction sécurisée et fiable. En fonction de la méthode de traitement, les techniques d'amélioration géotechnique peuvent être généralement regroupées en trois catégories : mécanique, biologique et chimique. Parmi celles-ci, la stabilisation mécanique est la plus répandue et la plus ancienne, elle consiste à augmenter la densité du sol en appliquant une force mécanique et en compactant les couches superficielles par le biais de charges statiques et dynamiques (Patel, 2019). Les techniques de stabilisation biologique du sol combinent des pratiques d'ingénierie avec des principes écologiques pour concevoir un système utilisant des matières végétales vivantes comme composant structurel. Cette approche biologique présente des avantages du point de vue de l'ingénierie, mais se distingue également par son caractère écologique et respectueux de l'environnement (Sotir, 2001). La stabilisation chimique consiste à ajouter divers produits chimiques au sol pour améliorer ses caractéristiques. Les liants inorganiques et d'autres produits chimiques à sont fréquemment employés. Bien que ces méthodes entraînent généralement des modifications durables des propriétés du sol, elles sont parfois associées à des problèmes environnementaux (Gaafer et al., 2015).

L'amélioration des sols, également appelée modification des sols, désigne le processus d'altération des caractéristiques des sols sur un site de fondation ou dans le cadre de structures terrestres de projet. Cette altération vise à améliorer les performances des sols sous des charges de conception ou d'exploitation spécifiques (Schaefer et al., 2012). Elle devient nécessaire lorsque les conditions du sol sur le site sont défavorables pour atteindre les objectifs du projet. Plutôt que d'opter pour des méthodes coûteuses comme l'excavation et le remplacement du sol, ou l'utilisation de fondations profondes, il est souvent plus rentable d'améliorer directement les caractéristiques du sol en place par le biais d'un traitement approprié (Robbins et al., 2021).

Dans le secteur du génie géotechnique, l'utilisation de techniques d'amélioration des sols s'est considérablement développée, en particulier pour des projets tels que la construction de structures, de routes, de chemins de fer, la création de remblais, la stabilisation de talus, ou encore pour améliorer les qualités des sols mous. Ces améliorations ciblent principalement l'augmentation de certaines propriétés du sol, comme sa capacité portante, sa résistance au cisaillement et ses caractéristiques de perméabilité (Naeini et al., 2012).

Munfakh (1997) ainsi que Schaefer et al. (2012) ont mis en évidence que la modification des sols vise généralement à accomplir une ou plusieurs des fonctions principales suivantes :

- Renforcer la résistance au cisaillement et la capacité portante,
- Augmenter la densité du sol,

- Réduire la perméabilité du sol,
- Maîtriser les déformations du sol,
- Améliorer le drainage,
- Accélérer le processus de consolidation,
- Réduire les charges appliquées au sol,
- Assurer la stabilité latérale du sol,
- Accroître la résistance à la liquéfaction,
- Transférer les charges de remblai vers des couches souterraines plus compétentes.

### **2.2.2 Méthodes d'amélioration des sols**

Les méthodes d'amélioration des sols sont nombreuses et visent à améliorer les propriétés des sols pour diverses applications géotechniques. Ces méthodes ont été catégorisées de différentes manières selon leurs objectifs et techniques spécifiques, par plusieurs auteurs (Mitchell, 1981; Hausmann, 1990; Ye et al., 1994; Chu et al., 2009; Han, 2015b; Schaefer et al., 2016). Le choix adéquat d'une méthode d'amélioration des sols devrait prendre en compte le niveau requis d'amélioration et les facteurs spécifiques au site, incluant les conditions structurelles, géotechniques, environnementales, de construction, ainsi que la fiabilité et la durabilité de l'amélioration (Han, 2015).

Munfakh (1997) a noté que Les pratiques d'amélioration du sol peuvent être regroupées en six catégories principales : la densification, la consolidation, le renforcement, le traitement chimique, la stabilisation thermique et la stabilisation biotechnique.

- La densification : principalement appliquée aux sols granuleux, englobe des méthodes telles que la vibrocompactage, la compaction dynamique, l'abattage et l'injection de compaction.
- La consolidation : consiste essentiellement à appliquer une pré-charge et à utiliser des drains verticaux pour favoriser la consolidation du sol.
- Le renforcement : se divise en deux groupes de méthodes, celles qui impliquent un remblayage mécanique, comme les systèmes de remblayage stabilisés, et celles qui sont appliquées in situ, comme le cloutage du sol, les murs à éléments, les micropieux et les colonnes de pierre.
- Les méthodes de traitement chimique : sont appliquées en profondeur et incluent l'injection d'agents chimiques, l'injection par jet, le mélange profond du sol et l'utilisation de colonnes de chaux.
- La stabilisation thermique : consiste à geler le sol, est utilisée dans la construction urbaine.



- La stabilisation biotechnique : l'un des développements les plus récents dans ce domaine.

Schaefer Vernon et al. (2012) ont synthétisé les catégories principales, les fonctions et les méthodes essentielles des techniques d'amélioration des sols en se basant sur diverses sources (tableau 2.1), notamment les travaux de Mitchell (1981) ; Munfakh et Wyllie (2000) ; Terashi et Juran (2000) ; Elias et al. (2006) ; Chu et al. (2009) ; l'ASCE (1978, 1987, 1997).

**Tableau 2. 1** : Synthèse des Catégories, Fonctions et Méthodes d'Amélioration des Sols (Schaefer et al., 2012).

<b>Catégories</b>	<b>Fonctions</b>	<b>Méthodes</b>
Densification	Augmentation de la densité, de la capacité portante et de la résistance au frottement ; augmentation de la résistance à la liquéfaction des sols granulaires ; diminution de la compressibilité, augmentation de la résistance des sols cohésifs	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vibrocompactage</li> <li>- Compactage dynamique</li> <li>- Compactage par explosif</li> <li>- Injection de compactage</li> <li>- Compactage de surface (y compris compactage par impact rapide)</li> </ul>
Consolidation	Accélérer la consolidation, réduire le tassement, augmenter la résistance	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Préchargement sans drains</li> <li>- Préchargement avec drains verticaux</li> <li>- Consolidation sous vide</li> <li>- Électro-osmose</li> </ul>
réduction de la charge	Réduire la charge sur les sols de fondation, réduire le tassement, augmenter la stabilité des pentes.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Géomousse.</li> <li>- Béton mousse.</li> <li>- Remblais légers, copeaux de pneus, etc.</li> </ul>
renforcement	Inclusion d'éléments de renforcement dans le sol pour améliorer les caractéristiques techniques ; assurer la stabilité latérale.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Terre mécaniquement stabilisée.</li> <li>- Clouage/ancrage de sol.</li> <li>- Micro-pieux.</li> <li>- Colonnes (pieux en agrégats, colonnes en pierre, colonnes en géotextile, pieux de compactage de sable, jet grouting).</li> <li>- Renforcement par fibres.</li> <li>- Remblais supportés par des colonnes avec plates-formes de transfert de charge.</li> <li>- Remblai renforcé par des géosynthétiques.</li> </ul>
traitement chimique	Augmenter la densité, augmenter la résistance à la compression et à la traction, combler les vides, former des barrières d'étanchéité contre les infiltrations.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Injection de coulis de particules ou de coulis chimiques par perméation.</li> <li>- Remplissage en vrac.</li> <li>- Jet grouting.</li> <li>- Groutage de compactage.</li> <li>- Mélange de sol profond - humide et sec.</li> <li>- Groutage de fractures.</li> <li>-Colonnes de chaux.</li> </ul>

stabilisation thermique	Augmenter la résistance au cisaillement, fournir des barrières d'étanchéité.	- Congélation du sol. - Chauffage du sol et vitrification.
stabilisation biotechnique	Augmentation de la résistance. Renforcement.	-Végétation sur les pentes comme renforcement. - Méthodes microbiennes.
divers	Remédier aux sols contaminés.	- Méthodes électrocinétiques, méthodes chimiques.

### 2.2.3 Application de Stabilisation des sols par des ajouts

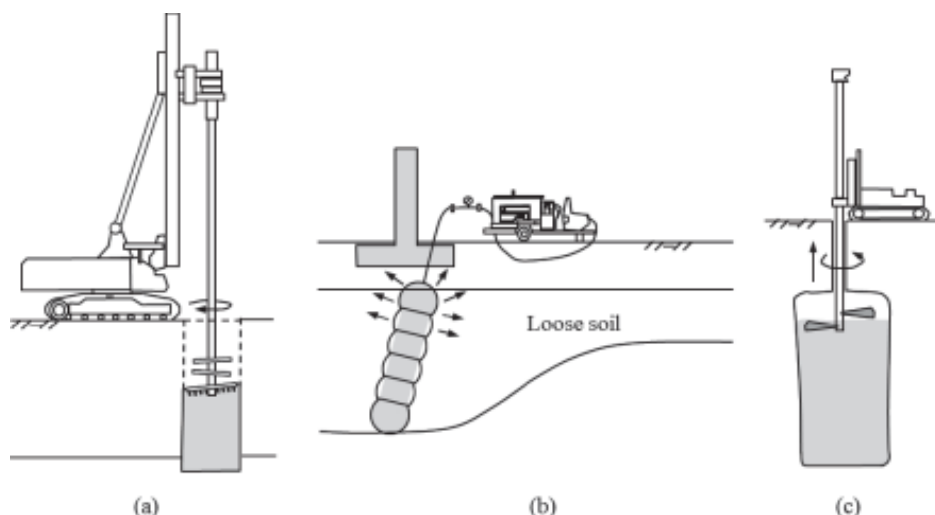
La stabilisation par les ajouts est une technique consistant à mélanger un liant chimique, ou les agents chimiques (liants) peuvent être introduits dans le sol et combinés avec les géomatériaux existants (sols ou roches) pour former des matériaux solides durcis (géomatériaux améliorés), qui ont une résistance et une rigidité plus élevées (Han, 2015b). Les agents chimiques peuvent être liants inorganiques pozzolaniques/cimentaires tels que la cendre volante, le ciment et la chaux ; un gel à base de silicate, une solution chimique ; polymères chimiques (Verma et al., 2021) ; ou un bio-polymère.

Deux méthodes générales sont disponibles pour introduire et combiner des agents de durcissement avec des sols : le mélange (deep mixing et mass mixing) et le coulis (grouting). La méthode de mélange utilise des mélangeurs mécaniques ou des tarières, tandis que la méthode du coulis utilise des tuyaux avec des coulisses hautes pressions. Le mélange peut se produire près de la surface (principalement pour l'amélioration de la couche de base) ou à des profondeurs (pour former des colonnes ou des parois).

La méthode de mélange d'agents de durcissement avec des sols à des profondeurs, illustrée dans la Figure 2.1a, est souvent appelée "mélange profond". Les liants chimiques peuvent également être introduits dans le sol par coulis.

Un processus de coulis typique implique l'installation d'un tuyau dans le sol et le pompage d'agents chimiques sous forme de coulis dans le sol sous haute pression, comme illustré à la Figure 2.1 b.

Le coulis d'injection (jet grouting) est une technique spéciale d'amélioration du sol située entre le coulis conventionnel et le mélange profond. Cette méthode utilise un coulis (parfois avec de l'eau et/ou de l'air) pour éroder le sol à des profondeurs, puis mélange le sol érodé avec le coulis pour former des colonnes ou des parois durcies, comme illustré à la Figure 2.1 c (Han, 2015b).



**Figure 2. 1** : Mélange profond et coulis : (a) mélange profond ; (b) coulis, (c) jet grouting, d'après (Han, 2015b)

### 2.2.3.1 Méthode des coulis (grouting)

La technologie du coulis est devenue une méthode courante d'amélioration des sols fréquemment utilisée pour les constructions souterraines et les fondations, c'est une technique qui peut être réalisée de nombreuses manières (Chu et al., 2009). L'objectif général est généralement de renforcer le sol en introduisant un coulis cimentaire et/ou en provoquant une densification grâce à l'introduction du coulis, ou de prévenir l'écoulement de l'eau en comblant les vides dans le sol, Les vides deviennent progressivement plus petits et le sol plus dense. Essentiellement, un fluide est injecté dans le sol et durcit à une étape ultérieure (Chris, 2012). Le liquide, appelé coulis, peut être composé de nombreuses mélanges différents de fluides, mais le coulis le plus courant est le ciment (ciment Portland ordinaire) mélangé à de l'eau et souvent d'autres additifs pour améliorer les propriétés du coulis. Les coulis peuvent également être des mousses, des résines organiques, des solutions et d'autres mélanges (Hausmann, 1990). Dans le cas la taille des grains de suspension peut être trop grande pour pénétrer les couches de sable ou de sable limoneux. Dans ce cas, des mélanges de coulis chimiques ou organiques sont également utilisés (Evans et al., 2021).

Il existe de nombreuses applications possibles de coulis, notamment pour le clouage des sols, le renforcement en acier, la réparation structurale, les traitements de l'érosion des sols, la maçonnerie, les chaussées et les tunnels (da Rocha et al., 2023). Les projets impliquant des coulis peuvent nécessiter une attention spécifique en raison des réglementations en matière de santé et de sécurité applicables et des restrictions introduites par le programme de protection de l'environnement.

De nos jours, les coulis peuvent être utilisés dans plusieurs applications différentes, et les méthodes de coulis (permeation, compaction, compensation, remblayage, injection de coulis) varient en fonction du type de coulis, de ses mécanismes et de son domaine d'application (Henn, 1996 ; Patel, 2019). Le choix de la méthode de coulis dépendra non seulement de la composition du coulis, mais aussi de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques géologiques du site, les conditions climatiques, l'objectif du coulis, les types de fissures, le budget et le délai d'exécution du projet (Harrison, 2013).

Différents auteurs et organisations utilisent divers systèmes de classification pour décrire la pratique du coulis. Dans ce contexte, (Evans et al., 2021) ont proposé une classification des coulis par type et par mécanisme, résumée dans le schéma (Figure 2.2).

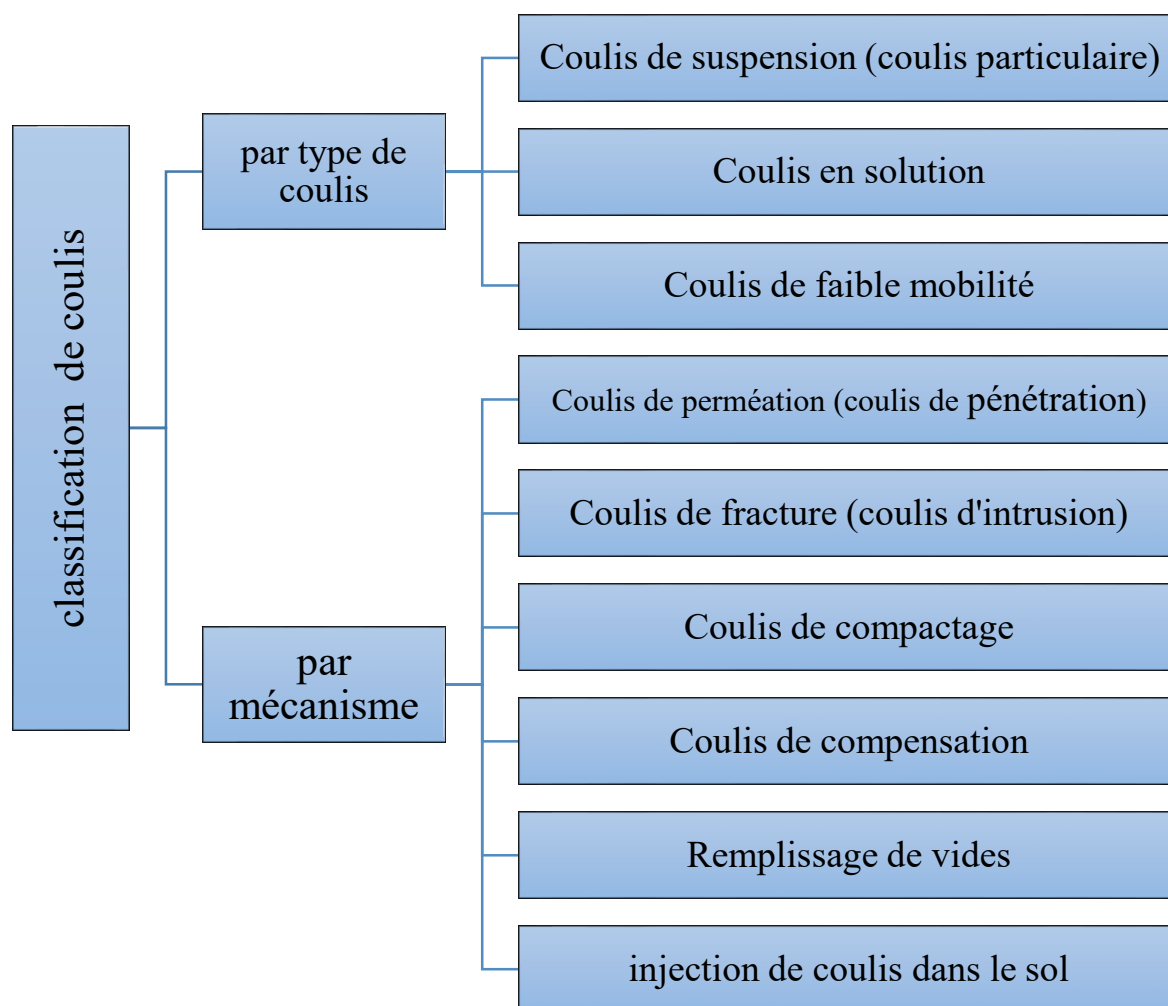


Figure 2. 2 : classification des coulis par type et par mécanisme

(Semprich et Stadler, 2003) ont souligné que la classification des mélanges de coulis peut être généralement répartie en quatre catégories distinctes :

- Les mortiers et les pâtes, tels que le ciment, sont utilisés pour remplir les trous ou les fissures.

- Les suspensions, telles que le ciment ultrafin, sont employées pour sceller et renforcer le sable et les joints.
- Des solutions telles que le silicate de soude (verre soluble).
- Les émulsions, comme le coulis chimique.

Les limites opérationnelles des différents mélanges de coulis dépendent du type de sols et de la distribution granulométrique du sol (Chu et al., 2009). la plage typique pour chaque mélange de coulis établie par (Semprich et Stadler, 2003) est illustrée dans la (Figure 2.3)

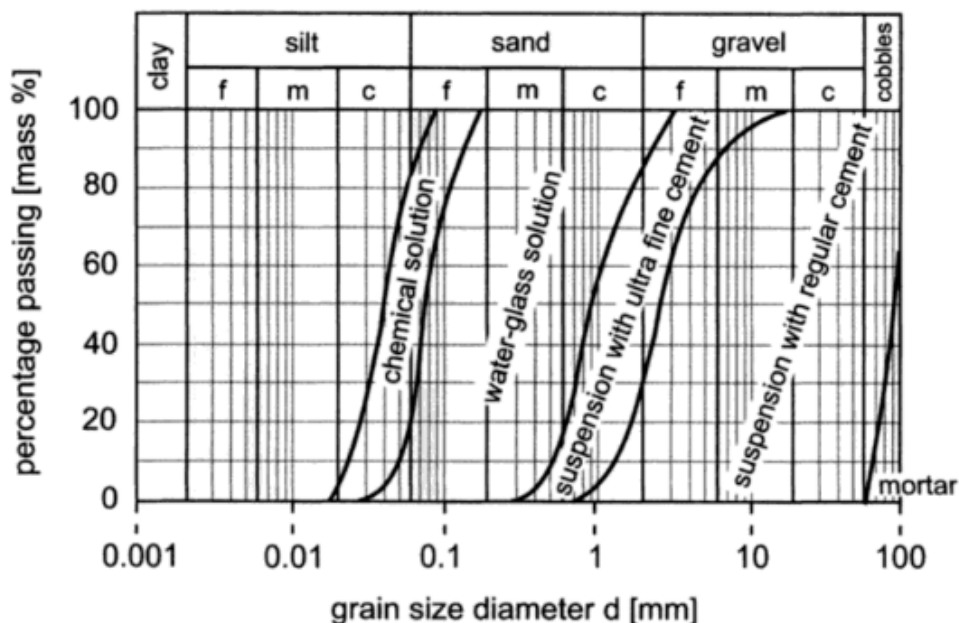


Figure 2. 3 : Limites opérationnelles des différents mélanges de coulis, (Semprich et Stadler, 2003)

La figure (2.4) représente un dessin des différents types de coulis dans le domaine de l'ingénierie des sols, établis par (Patel, 2019).

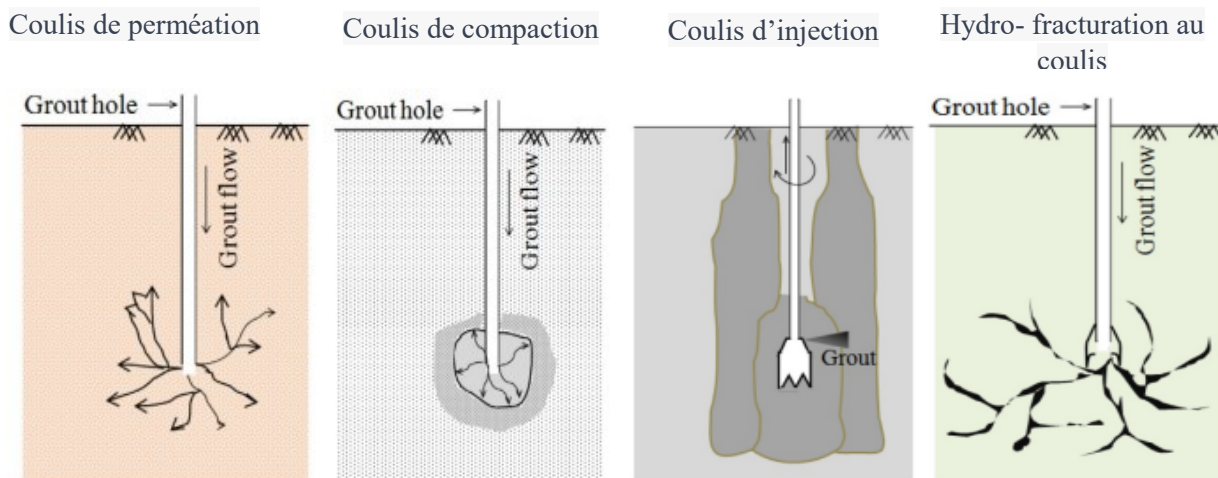


Figure 2. 4 : Différents types de coulis (Patel, 2019)

### 2.2.3.2 Méthode des mélanges (soil mixing)

Le sol peut être amélioré par le mélange de sol en introduisant des additifs dans le sous-sol tout en mélangeant les additifs avec le sol in situ pour créer un mélange qui présente des propriétés physiques, des propriétés techniques et/ou des caractéristiques chimiques améliorées. Le mélange de sol in situ est utilisé depuis plusieurs années dans le domaine géotechnique. Cette technique est censée avoir été introduite pour la première fois aux États-Unis (États-Unis) dans les années 1950 et a été ensuite développée en Europe (notamment en Scandinavie) et au Japon dans les années 1960, 1970 et 1980 (Bruce, 2001).

L'utilisation la plus large du terme "mélange de sol" fait référence aux méthodes dans lesquelles le sol est mécaniquement mélangé avec des additifs secs ou humides à l'aide de tarières ou d'autres outils de mélange (Evans et al., 2021). Les conditions du sol adaptées au mélange de sol comprennent les sols mous, lâches et/ou contaminés qui nécessitent une amélioration pour répondre aux propriétés requises pour la construction prévue (Bruce, 2001). Couramment, dans les applications géotechniques et environnementales, le mélange de sol fait référence à des processus par lesquels des réactifs sont injectés et mélangés avec le sol (Day et Ryan, 1995), Ces réactifs comprennent des substances telles que du ciment, de la chaux ou d'autres agents de liaison.

Il existe deux principales méthodes de mélange de sol : le mélange en profondeur (en anglais, Deep Soil Mixing DSM) et le mélange en masse (en anglais, Mass Mixing Method). Le mélange en profondeur consiste à mélanger des agents de liaison avec le sol in situ pour améliorer ses propriétés. En revanche, le mélange en masse implique un mélange homogène à 100 % du sol avec des agents de liaison, généralement à une résistance conçue moindre et parfois à une profondeur de traitement réduite par rapport à la méthode de mélange en profondeur (Schaefer et al., 2016b).

Les applications de mélange de sol varient en fonction de leur profondeur par rapport à la surface du sol. Tout d'abord, il y a le mélange de sol en surface, qui se situe à moins de 0,6 mètre de la surface. Principalement utilisé pour la construction et la réparation des routes, ainsi qu'à des fins agricoles, il demeure proche de la surface.

Ensuite, nous avons le mélange de sol peu profond, qui se situe entre 0,6 mètre et 6 mètres sous la surface. Cette technique, regroupée sous l'appellation "mélange de sol peu profond (shallow soil mixing ; SSM)", trouve des applications variées, notamment dans l'agriculture, la géotechnique et l'environnement.

Enfin, il y a la méthode de mélange en profondeur (DMM), qui concerne les applications de mélange de sol à des profondeurs supérieures à 6 mètres sous la surface. Ces applications sont principalement orientées vers des usages géotechniques, environnementaux. Chacune de ces méthodes présente des caractéristiques et des objectifs spécifiques en fonction de sa profondeur (Evans et al., 2021).

### 2.2.3.3 méthode le mélange en profondeur (DSM)

Bien que plusieurs liants chimiques aient été développés et utilisés pour les mélanges de sol, la chaux et le ciment sont les liants les plus fréquemment employés de nos jours en raison de leur disponibilité et de leur coût abordable. Les mécanismes de stabilisation à la chaux et au ciment ont été largement étudiés dans les années 1960 par les ingénieurs routiers, notamment pour améliorer les matériaux de base et de sous-base utilisés dans la construction routière. La nécessité de construire rapidement a renforcé l'application de cette technique aux sols in situ en profondeur. La méthode de mélange en profondeur (deep mixing method DMM), également connue sous le nom de stabilisation par adjuvants en profondeur, a été développée au Japon dans les années 1970. Cette méthode de mélange en profondeur des sols est une technologie de traitement des sols in situ dans laquelle le sol est mélangé avec des matériaux cimentaires ou d'autres matériaux à l'aide d'une tarière de mélange à une grande profondeur (Figure 2.5) (Kitazume et Terashi, 2013).

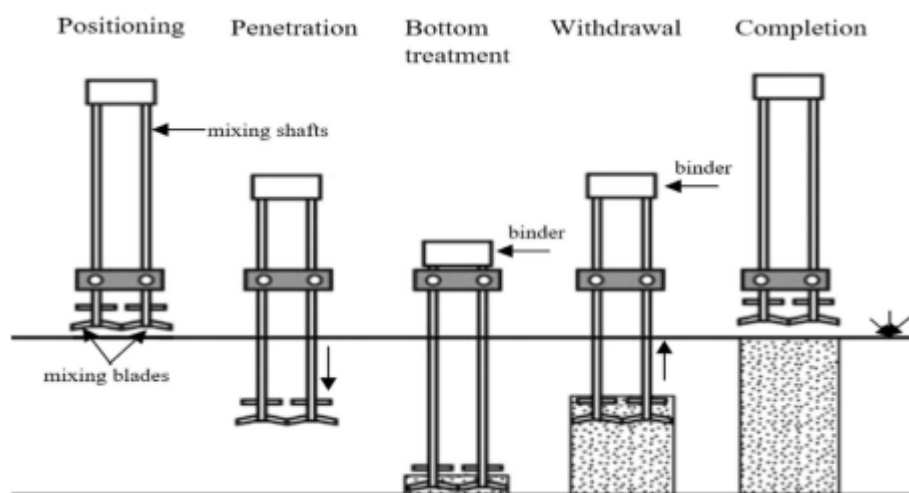


Figure 2. 5 : Processus d'exécution de la méthode DSM (Kitazume et Terashi, 2013)

La méthode de mélange en profondeur se subdivise en deux principaux types en fonction du support pour l'additif liant, à partir desquels dérivent d'autres variantes de cette technique. Ces deux catégories prédominantes sont la méthode de mélange humide et la méthode de mélange sec (Alhamdi et Albusoda, 2021). La (Figure 2.6) illustre ces deux approches, à savoir le mélange à sec (Figure 2.6 a) et le mélange humide (Figure 2.6 b).



**Figure 2. 6 :** Mélange en profondeur ; a) la méthode humide ; b) la méthode sec (Schaefer et al., 2016b)

### 2.3 comportement des sols améliorés par des ajouts chimiques

L'influence de la cimentation est fondamentale dans le domaine du génie des sols et a fait l'objet de nombreuses études à l'échelle internationale. L'apport positif du traitement des sols avec des matériaux cimentaires pour améliorer les performances de divers types de sols est bien établi. La stabilisation chimique, qui consiste à mélanger divers composés chimiques avec le sol pour obtenir des propriétés spécifiques, est une technique fréquemment employée (Verma et al., 2021).

Les liants inorganiques pouzzolaniques/cimentaires comme le ciment, la chaux, les cendres volantes ou certains produits chimiques à base de calcium sont parmi les méthodes chimiques les plus fréquemment employées. Ces liants ont montré leur capacité à induire des changements à long terme dans les propriétés du sol, mais elles sont souvent associées à des préoccupations environnementales (Gaafer et al., 2015), car elle peut entraîner une pollution de l'air et les eaux de la nappe phréatique, que ce soit lors de la fabrication des produits chimiques ou après leur application (Chang et al., 2016 ; Satyam, 2021).

En tant qu'alternative à ces techniques traditionnelles de traitement et d'amélioration des sols, des approches biologiques sont désormais activement étudiées dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, notamment les polymères chimiques, les géo-polymères, l'induction microbienne et les bio-polymères (Chang et al., 2016). Ou méthodes biochimiques (Verma et al., 2021).

L'utilisation de polymères chimiques complexes constitue une approche moderne pour améliorer le sol. Ces polymères réagissent pour former une structure polymérique solide qui lie les particules du sol et comble les vides du sol pour renforcer l'ensemble de la structure. Parmi



les stabilisateurs chimiques polymères populaires, on trouve le polyuréthane, les polyacrylamides et les polyacrylates (Verma et al., 2021).

Récemment, l'attention s'est fortement tournée vers les bio-polymères en tant qu'alternative aux produits chimiques de traitement, du fait de leur caractère non toxique et biodégradable. De plus, ces bio-polymères sont réputés pour renforcer la résistance à l'érosion, augmenter la capacité de rétention d'eau, améliorer les propriétés de résistance du sol, et favoriser la croissance de la végétation (Khatami et O'Kelly, 2013).

### 2.3.1 Traitement des sols par ciment portland

L'une des méthodes de stabilisation chimique fréquemment employées implique le mélange de sol avec du ciment afin de créer un matériau appelé sol-ciment (Croft, 1967). Un des additifs chimiques les plus prédominants dans ce contexte est le ciment Portland ordinaire (ordinary Portland cement, OPC), qui est utilisé de manière répandue depuis près d'un siècle. Il peut être considéré comme l'agent stabilisant principal ou le liant hydraulique car il peut être utilisé seul pour produire l'action de stabilisation requise (Sherwood, 1993). Le sol-ciment a été utilisé comme matériau de base dans de nombreux projets, tels que la protection des pentes des barrages et des remblais, les plateformes de construction, les terminaux ferroviaires et routiers, les bases économiques pour les rues, les parkings, les canaux et les doublures de réservoirs, le placement en masse de sol-ciment pour les digues, la stabilisation des fondations, etc (Firoozi et al., 2017). La méthode de traitement des sols par le ciment est largement utilisée depuis de nombreuses années dans le but d'améliorer les caractéristiques mécaniques et techniques du sol. Cette technique est préférée en raison de sa facilité d'accès, de son rapide gain de résistance, et de son augmentation notable de la résistance à la compression (Xiao, 2017).

#### 2.3.1.1 Synthèse sur stabilisation par ciment portland

L'application du ciment en tant qu'additif pour améliorer les caractéristiques techniques des sols a fait l'objet d'études dans plusieurs travaux de recherche. Choquette et al. (1987), Horpibulsuk et al. (2012), Bhuria et Sachan (2014) et Kang et al. (2016) ont mené des études expérimentales visant à comprendre comment les procédures de stabilisation au ciment peuvent améliorer la résistance et la compressibilité des sols mous. La stabilisation au ciment offre de nombreux avantages, notamment la réduction du gonflement et du retrait, l'augmentation de la résistance et du module d'élasticité, ainsi que la résistance aux effets néfastes de l'humidité, du gel et du dégel. L'ajout de ciment a entraîné une diminution de la densité maximale à sec et une augmentation de la teneur en eau optimale des sols sableux (Firoozi et al. 2017 ; Khalid et al.

2018). Le ciment augmente la limite plastique et réduit la limite de liquidité, ce qui réduit principalement l'indice de plasticité (Kézdi, 1979 ; Barman et Dash, 2022). Les sols traités au ciment présentent un comportement fragile par rapport aux sols non traités (Al-Rawas et al., 2005 ; Firoozi et al., 2017). Le ciment peut être appliqué pour stabiliser n'importe quel type de sol, à l'exception des sols contenant plus de 2 % de matières organiques ou ayant un pH inférieur à 5,3. L'utilisation de ciment dans les sols granulaires s'est avérée économique et efficace car de plus petites quantités de ciment sont nécessaires (Firoozi et al., 2017).

La minéralogie du sol influence la réaction au ciment de différentes manières. La kaolinite et l'illite bien cristallisée sont moins réactives au ciment en raison de leur faible surface spécifique et de leur résistance à la pénétration des cations. Lorsqu'elles sont mélangées avec du ciment, la réaction avec la chaux hydratée est lente, surtout au début du durcissement. En revanche, la montmorillonite, avec sa plus grande surface spécifique et son affinité pour les ions calcium, réagit plus rapidement avec le ciment. Cependant, la résistance développée dans le mélange montmorillonite-ciment est généralement plus faible, sauf avec une teneur en ciment élevée (Barman et Dash, 2022).

### 2.3.1.2 Mécanismes d'interaction sol-ciment

De nombreux types de ciment sont disponibles sur le marché. Habituellement, le choix du ciment dépend du type de sol à traiter et de la résistance finale souhaitée. Le mécanisme de stabilisation comprend l'hydratation, l'échange de cations, la floculation et la réaction pouzzolanique. Lorsque l'eau est mélangée avec du ciment, l'hydratation se produit, ce qui signifie que des composés cimentant de silicate de calcium-hydrate (C-S-H) et d'aluminate de calcium-hydrate (C-A-H) se forment et que l'hydroxyde de calcium (CaOH) en excès est libéré, soit environ 31 % en poids (Parsons et Milburn, 2003). La formation de C-S-H et de C-A-H se produit lorsque les cristaux commencent à se former quelques heures après le mélange de l'eau et du ciment ; les cristaux continueront à se former tant que des particules de ciment non réagies et de l'eau libre resteront dans le mélange (Khan et al., 2015). Les équations (2.1) et (2.2) montrent la formation du composé cimentaire (C-S-H) (Prusinski et Bhattacharja, 1999 ; Barman et Dash, 2022). Ces produits d'hydratation cimentaire sont gélatineux et contribuent rapidement à l'amélioration significative de la résistance du sol

Le mécanisme par lequel l'hydratation de ciment conduit à une résistance accrue est illustré dans la (Figure 2.7 a), (Prusinski et Bhattacharja, 1999).

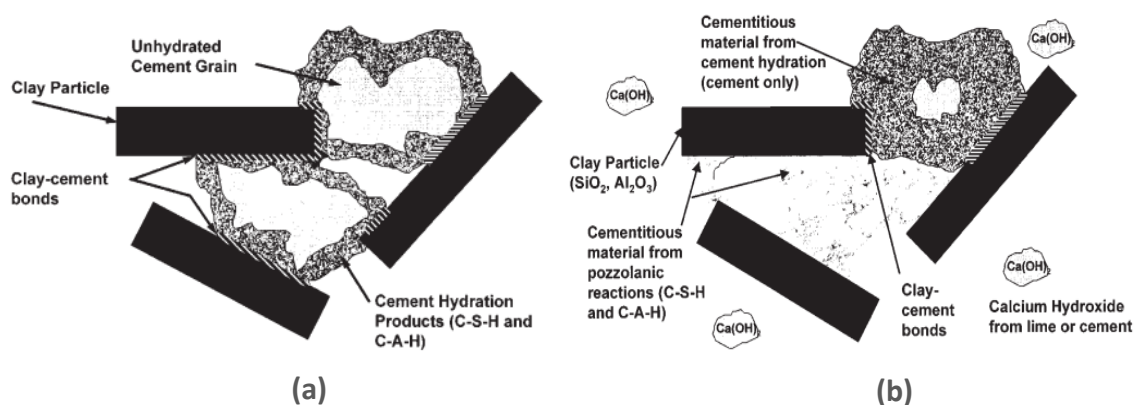




Où  $H = H_2O$  et  $C - S - H = C_3S_2H_3$ .

Pendant le processus d'hydratation du  $C_3S$  et du  $C_2S$  (comme indiqué dans les équations 2.1 et 2.2), la chaux hydratée ( $Ca(OH)_2$ ) se forme. Cette chaux hydratée se décompose ensuite en ions  $OH^-$  et  $Ca^{2+}$ , qui contribuent à la floculation du sol. De plus, elle réagit avec des matériaux pouzzolaniques présents dans le sol, tels que la silice et l'alumine. Cette réaction conduit à la formation de composés cimentaires, notamment CAH et CSH, qui renforcent les liaisons entre les particules du sol, améliorant ainsi les performances globales du sol (Estabragh et al., 2014).

Le mécanisme d'amélioration de la résistance grâce aux réactions pouzzolaniques des composés cimentaires est illustré dans la (Figure 2.7 b).



**Figure 2. 7 :** a) Mécanisme de développement de la réaction pouzzolanique.  
 b) Mécanisme de développement des produits d'hydratation cimentaire,  
 d'après (Prusinski et Bhattacharja, 1999).

### 2.3.1.3 Résistance des sols cimentés et Facteurs influents

La compréhension des paramètres qui contrôlent la résistance des échantillons d'essai est cruciale pour étudier le comportement mécanique des matériaux. Selon Consoli et al. (2007), la résistance d'un sol sableux artificiellement cimenté est influencée par des facteurs tels que la teneur en ciment, la porosité, la teneur en humidité, ainsi que les rapports eau/ciment et vides/ciment, considérés comme des paramètres clés pour le contrôle de la résistance des sols artificiellement cimentés.

La teneur en ciment a un impact significatif sur la résistance des composites sol-ciment. Même une petite quantité de ciment peut entraîner une augmentation substantielle de la

résistance. L'efficacité du ciment est plus marquée dans les mélanges plus denses (Clough et al. 1981, Consoli et al. 2007). La teneur en ciment crée des liaisons entre les particules du sol, allant de faibles à fortes. Ces liaisons cimentées affectent considérablement le comportement mécanique du sol. La résistance des liaisons varie en fonction de la teneur en humidité, tendant à augmenter jusqu'à atteindre un point d'humidité optimal, au-delà duquel la résistance commence à diminuer. Ce changement de résistance peut être lié à la structure formée lors du moulage, la quantité d'eau ajoutée jouant un rôle fondamental dans la formation de la structure.

Plusieurs chercheurs ont étudié l'incorporation de ciment dans les sols et leur comportement mécanique. Des études sur les propriétés mécaniques des sol considérant des facteurs tels que la teneur en ciment, le rapport eau-ciment, la granulométrie des agrégats et l'âge de durcissement sont principalement réalisées à l'aide des tests de compression non confinée, des tests triaxiaux et des essais de cisaillement direct peuvent également être utilisés pour étudier l'efficacité de traitement sur l'amélioration des propriétés mécaniques du sol-ciment.

Lohani et al. (2004) ont analysé l'influence de l'âge de durcissement, de la consommation d'eau, de la teneur en ciment, de la densité et d'autres indices de conception sur la résistance au cisaillement par des tests de triaxial.

Haeri et al. (2006) ont étudié les caractéristiques contrainte-déformation d'un sable graveleux cimenté à l'aide d'essais de compression triaxiale avec différents teneurs en ciment (le ciment Portland et la chaux ont été utilisés comme agents de cimentation).

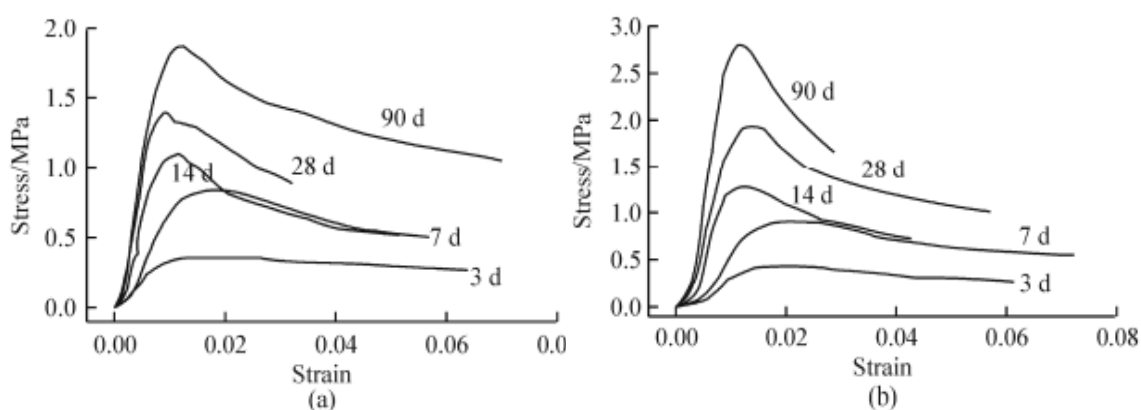
Sun et al. (2007) ont successivement réalisé des tests de cisaillement triaxiaux pour l'analyse des caractéristiques de la courbe contrainte-déformation pour différents teneurs en ciment.

Hua et al. (2015) ont effectué des essais triaxiaux statiques et dynamiques sur des sols granulaires cimentés pour différents teneurs en ciment et ont étudié l'influence de la teneur en ciment et de la pression de confinement sur les caractéristiques statiques et dynamiques du sol granulaires traité.

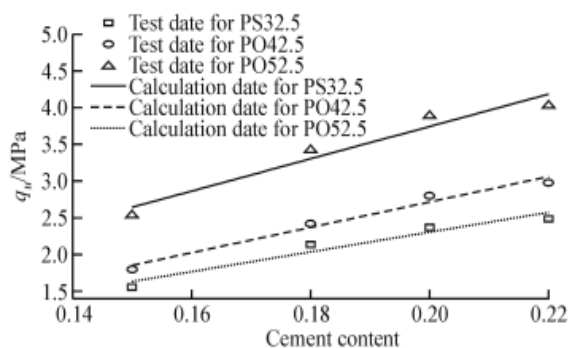
Ho et al. (2017) ont étudié les effets de l'ajout d'une teneur en ciment de 8 % sur le développement de la résistance de deux types de sols (sable et mélanges sable-limon-argile). Ils ont rapporté que la résistance à la compression pour les deux types de sols augmentait au cours des 28 premiers jours de durcissement. Après cette période, aucune augmentation supplémentaire de la résistance du sol n'a été observée pour le sable, tandis qu'une augmentation progressive de la résistance à la compression a été notée pour le mélange sable-limono-argile après 28 jours. Cette augmentation des résistances à la compression a été attribuée à la réaction

pouzzolanique entre le ciment et les minéraux argileux présents dans les mélanges sable-limono-argile.

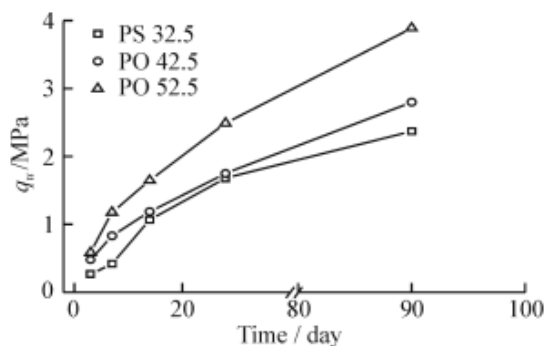
Les résultats de l'étude réalisée par Chen et al. (2013) ont montré que le type de ciment, la teneur en ciment et la durée de durcissement ont tous un impact significatif sur la résistance à la compression non confinée (UCS) du sol-ciment. Plus précisément, les sols traités avec un ciment de haute qualité présentaient une UCS plus élevée (Figure 2.8). De plus, il a été observé que l'UCS du sol-ciment augmentait linéairement avec la teneur en ciment (Figure 2.9). Une corrélation logarithmique a également été établie entre l'UCS et la durée de durcissement, ce qui permet de prédire le développement de la résistance au fil du temps (Figure 2.10). En outre, les échantillons immergés dans l'eau souterraine ont montré une UCS plus élevée par rapport à ceux immergés dans de l'eau distillée. Ces résultats mettent en évidence l'importance du choix du type de ciment, de la quantité de ciment et de la durée de durcissement dans le renforcement des sols-ciment.



**Figure 2. 8 :** Courbes contrainte-déformation de sols traités de différents types de ciment et pour différents durées de cure ; a) ciment Portland au laitier 32.5 ; b) ciment Portland ordinaire 42.5, (Chen et al., 2013)



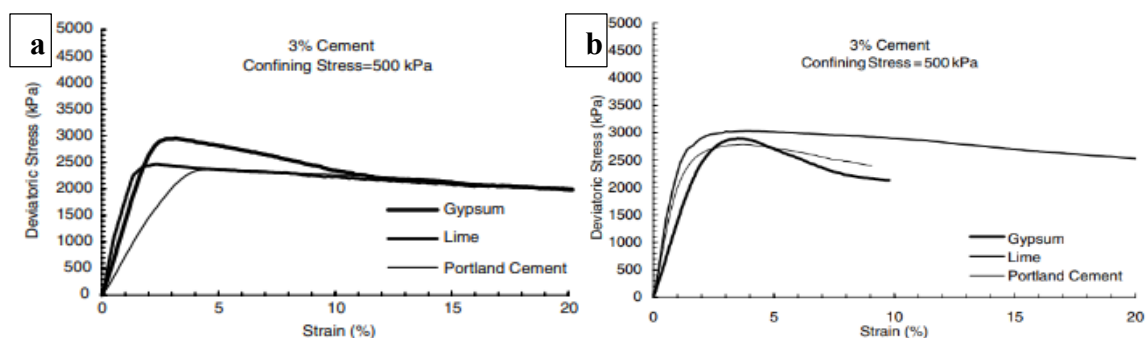
**Figure 2. 9:** L'effet de la teneur en ciment sur l'UCS pour une durée de cure de 90 jours (Chen et al., 2013).



**Figure 2. 10 :** L'effet de la durée de cure sur l'UCS (Chen et al., 2013).

L'étude menée par Haeri et al. (2006) sus motionné, s'est focalisée sur l'examen du comportement mécanique d'un sable graveleux cimenté au moyen d'essais de compression triaxiale. Trois types de ciment différents, à savoir le gypse, le ciment Portland et la chaux, ont été utilisés comme agents de cimentation lors de la préparation des échantillons. Ces échantillons, élaborés avec des teneurs en ciment variables mais équivalentes, ont été soumis à des concentrations de ciment de 1,5 %, 3,0 % et 4,5 %. Dans cette étude des essais de compression triaxiale, en conditions drainées et non drainées, ont été réalisés sur une plage de pressions de confinement allant de 25 kPa à 500 kPa (Figure 2.11). L'étude a pris en compte divers aspects, notamment les modes de rupture, la résistance au cisaillement, le comportement contrainte-déformation, les variations de volume et les changements de pression dans les pores du sol. L'étude a montré que le ciment au gypse rendait le sol plus fragile parmi les trois types de ciment, tandis que le ciment Portland était le plus ductile. Pour des teneurs en ciment plus faibles et des pressions de confinement moindres, le ciment Portland conférait la plus grande résistance au cisaillement au sol. En revanche, pour des teneurs en ciment similaires, le gypse augmentait la résistance au cisaillement sous des contraintes de confinement élevées. Pour des teneurs en ciment plus élevées, le ciment Portland surpassait les autres types de ciment en termes de résistance au cisaillement (Figure 2.12).

Cependant, les échantillons cimentés à la chaux présentaient la plus faible résistance au cisaillement, accompagné de la génération la plus élevée de pression dans les pores lors des essais non drainés. Contrairement à cela, la fragilité des échantillons cimentés au gypse et au ciment Portland diminuait en conditions non drainées. En résumé, l'étude a révélé que l'effet du type de ciment sur la résistance au cisaillement des sols cimentés était plus significatif en conditions drainées qu'en conditions non drainées.



**Figure 2. 9 :** Courbe contrainte-déformation pour les sols cimentés avec 3 % de ciment  
a) conditions drainées ; b) non drainées (Haeri et al., 2006)

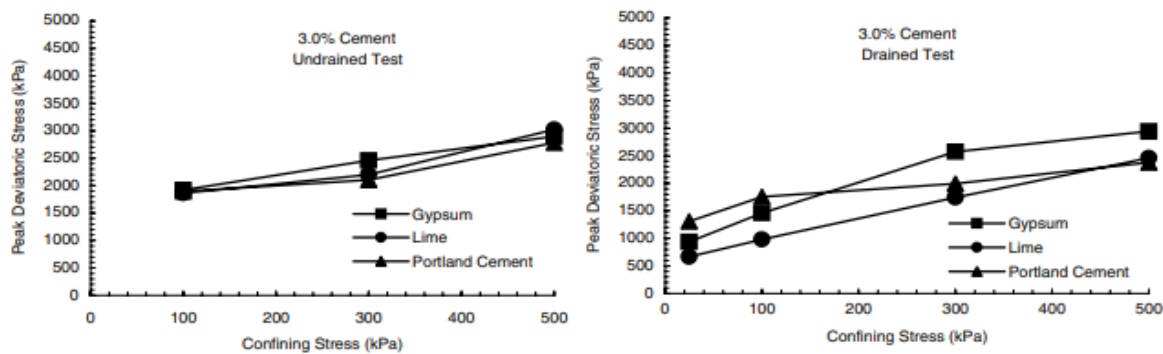


Figure 2. 10 : Variation de la contrainte déviatorique maximale en fonction des pressions de confinement pour conditions drainées et non drainées (Haeri et al., 2006)

Boutouba et al. (2019) ont réalisé une étude expérimentale pour examiner le comportement mécanique d'un sol sablonneux renforcé par du ciment, en utilisant l'appareil de cisaillement direct. L'étude s'est concentrée sur le comportement mécanique du sable renforcé par le ciment. Les principaux paramètres pris en compte étaient la densité relative ( $D_r = 80\%$ ), la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200, 400$  kPa), la teneur en eau (3 %, 7 % et 10 %), la teneur en ciment (2,5 %, 5 %, 7,5 % et 10 %) et le temps de durcissement (7, 14 et 28 jours). Les résultats expérimentaux ont révélé que l'inclusion de ciment améliorait significativement les propriétés mécaniques, comme en témoignaient une cohésion interne accrue ( $C$ ) et un angle de frottement interne ( $\phi$ ) plus élevé (Figure 2.13). Les conditions de durcissement ont également joué un rôle crucial dans l'amélioration de la résistance au cisaillement. Notamment, une teneur en ciment de 10 % a donné la plus haute résistance au cisaillement et a un impact optimal sur les caractéristiques mécaniques (Figure 2.14). De plus, l'ajout de ciment a non seulement augmenté la résistance au cisaillement, mais a également diversifié la résistance aux déformations sous l'effet des charges appliquées, ce qui a été mis en évidence par un comportement dilatant.

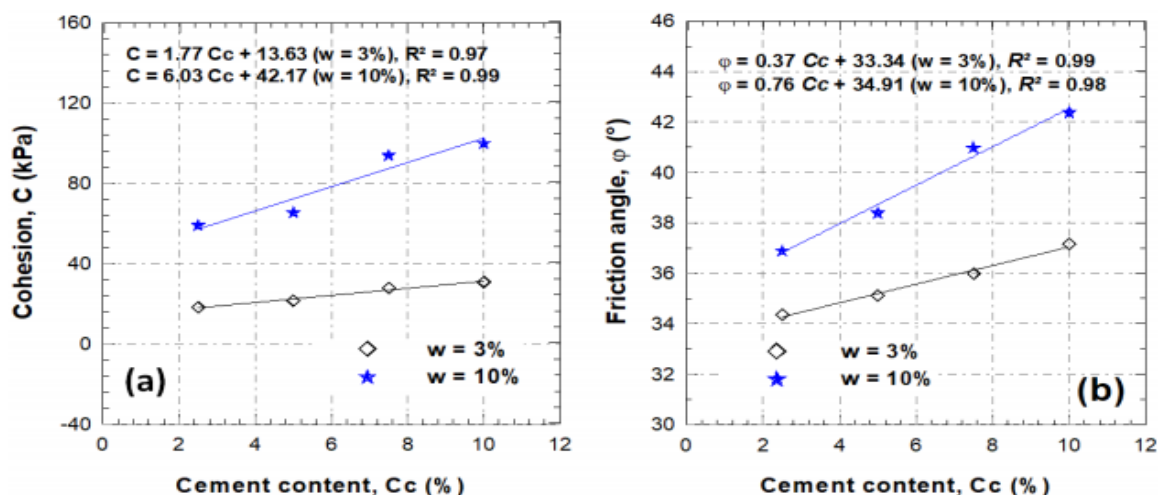


Figure 2. 11 : Influence de la teneur en ciment et teneur en eau sur les propriétés mécaniques du sable cimenté (Boutouba et al., 2019)

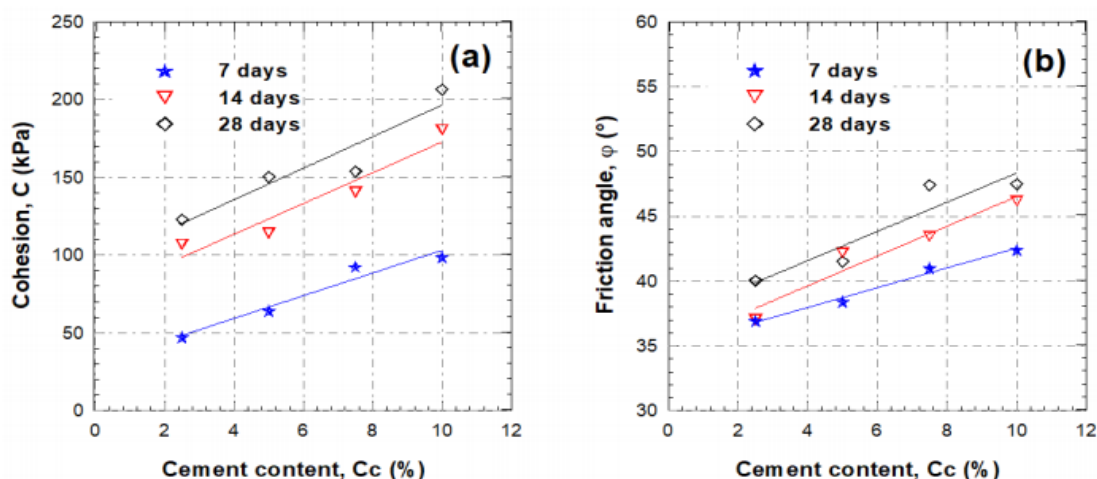


Figure 2. 12 : Influence de la durée de durcissement sur les caractéristiques mécaniques du sable cimenté (Boutouba et al., 2019)

### 2.3.2 Traitement des sols par bio-polymère

Les techniques traditionnelles de stabilisation des sols, telles que l'utilisation de ciment et de chaux, sont connues pour leur impact néfaste sur l'environnement en raison des importantes émissions de carbone qu'elles génèrent. Les méthodes de stabilisation des sols durables suscitent désormais l'attention, et l'utilisation de bio-polymères est l'une des alternatives prometteuses. Des études récentes ont prouvé l'efficacité des bio-polymères pour améliorer les propriétés géotechniques nécessaires à l'industrie de la construction (Kumar et al., 2023). Les chercheurs sont de plus en plus intéressés par les bio-polymères en raison de leur application pratique et efficace dans la stabilisation des sols. La recherche sur l'utilisation des bio-polymères pour traiter les sols (connue sous le nom de traitement des sols à base de bio-polymères, ou BPST) est une tendance émergente qui présente des avantages environnementaux et une durabilité accrue pour l'amélioration des propriétés des sols (Seo et



al., 2021). Lorsque les bio-polymères sont incorporés dans le sol, ils modifient ses propriétés physico-chimiques : ils augmentent sa résistance à la compression, renforcent sa résistance à l'érosion, réduisent sa perméabilité et diminué de la conductivité hydraulique, le rendant ainsi propice à la croissance des plantes. De plus, l'utilisation directe de bio-polymères présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes biologiques conventionnelles en termes de périodes de construction, de types de sols ciblés, notamment une période de traitement plus rapide (Fatehi et al., 2021). Le BPST améliore significativement la cohésion du sol grâce à un revêtement de surface et à un pontage pour les sols granulaire (Chang et al., 2015c; Lee et al., 2019) ou à la formation d'une matrice bio-polymère-argile par liaison ionique pour les particules fin (Chang et al., 2015b ; Chang et al., 2015c).

### 2.3.2.1 Applications bio-polymères en géotechniques

Les bio-polymères peuvent être catégorisés selon divers critères, notamment leur biodégradabilité et leur source de matières premières. En ce qui concerne leur origine, trois groupes peuvent être identifiés lors de la classification des bio-polymères : ceux d'origine végétale, ceux d'origine animale et ceux produits par des microorganismes (Fatehi et al., 2021). Les types de bio-polymères les plus fréquemment rencontrés sont généralement classés en trois catégories principales : les polynucléotides (par exemple, l'ARN et l'ADN), les polypeptides (composés d'acides aminés) et les polysaccharides, qui sont les plus utilisés dans diverses applications en génie civil (Chang et al., 2016).

Les bio-polymères couramment utilisés en génie géotechnique comprennent la gomme de xanthane, la gomme de gellan, la colle d'agar et la gomme de guar. Parmi ceux-ci, la gomme de xanthane est l'un des plus largement utilisés. De plus, la gomme de xanthane est facile à obtenir, disponible en grande quantité et peu coûteuse (Wang et al., 2023 ; Zhang et al., 2023). Chang et al. (2020) ont résumé, ces bio-polymères fréquemment employés dans les recherches et les pratiques de la géotechnique (Tableau 2.2)

Tableau 2. 2 : Bio-polymères couramment utilisés en génie géotechnique ,d'après (Chang et al., 2020)

Bio-polymères	Caractéristiques chimiques		Coût1 [\$/kg]	Comportement avec les sols
	Composition	Rhéologie		
Xanthan	Gum	C <sub>36</sub> H <sub>58</sub> O <sub>29</sub> P <sub>2</sub>	- Viscosité accrue - propriétés pseudo-plastiques	2–5 (~500) - Épaississant de boue de forage - Renforcement
Agar	Gum	C <sub>14</sub> H <sub>24</sub> O <sub>9</sub>	- Propriétés de gélification réversible avec chauffage et refroidissement - Agent épaississant	10–100 (~250) - Renforcement - Obstruction des pores - Réduction de l'érosion
Guar	Gum	C <sub>10</sub> H <sub>14</sub> N <sub>5</sub> Na <sub>2</sub> O <sub>12</sub> P <sub>3</sub>	- Haute viscosité - Hydratation dans l'eau froide - Stabilisateur/épaississant	1–30 (~160) - Contrôle de la poussière - Renforcement - Coulée de béton
Gellan	Gum	C <sub>24</sub> H <sub>37</sub> O <sub>20</sub>	- Propriétés de gélification réversible avec chauffage et refroidissement - Agent épaississant	10–100 (~460) - Renforcement - Obstruction des pores - Réduction de l'érosion

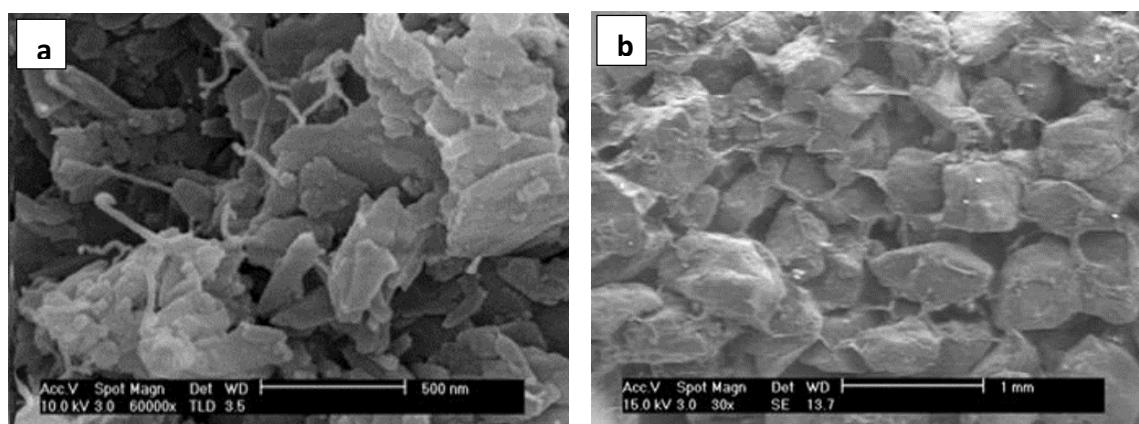
Des études ont montré que l'utilisation directe des bio-polymères dans le sol présente plusieurs avantages par rapport aux méthodes traditionnelles de traitement biologique. Ce fait peut s'expliquer par le fait que différents types de bio-polymères ont montré une bonne interaction avec le sol (Mendonça et al., 2021). De plus, les bio-polymères ont des propriétés distinctes telles qu'une bonne viscosité, une résistance à la dégradation par cisaillement et une stabilité sur de larges plages de pH et de température, ce qui peut favoriser des effets de renforcement significatifs dans les sols en améliorant la cohésion, la résistance et la résistance à l'érosion, et en réduisant sa perméabilité (Carvalho, 2011 ; Mendonça et al., 2021). L'effet des bio-polymères sur le sol est lié à leur capacité à former une matrice de gel stable à l'intérieur du sol sans endommager l'écosystème local. De plus, ils ont le potentiel de favoriser la croissance de la végétation (Khachatoorian et al., 2003), ce qui est également bénéfique en termes de stabilisation des sols peu profonds, car cela contribue à augmenter la résistance du sol à l'érosion et à la stabilité de la pente (Mendonça et al., 2021).

### 2.3.2.2 Mécanismes d'interaction sol-biopolymère

Des études récentes indiquent que l'effet de l'utilisation de bio-polymères dans le traitement des sols est dû à l'association et à l'équilibre de deux facteurs principaux : la création de liaisons supplémentaires entre les particules du sol et le remplissage partiel des vides du sol

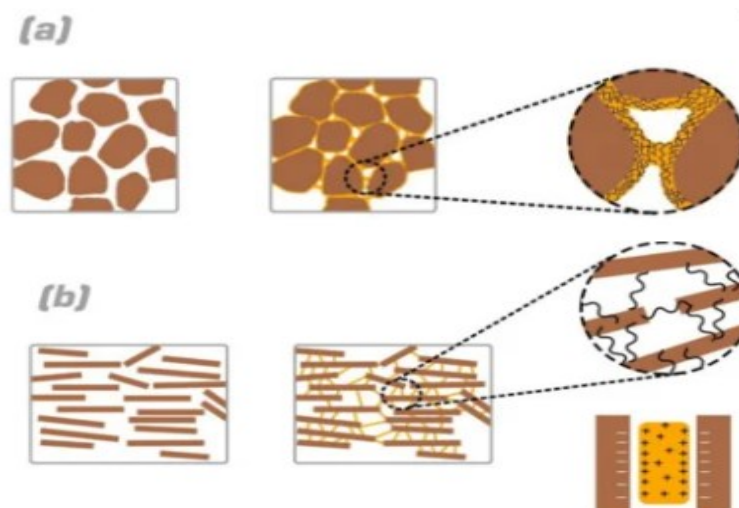
avec des hydrogels. Cette création de liaisons dans la structure du sol explique l'efficacité accrue de cette méthodologie pour renforcer les sols argileux par rapport aux sols sableux (Chang et al., 2016). En effet, les bio-polymères possèdent des surfaces spécifiques élevées avec des charges électriques qui leur permettent d'interagir directement avec les minéraux de l'argile, formant ainsi des matrices solides et résistantes de bio-polymère-sol en raison de ces charges (Mendonça et al., 2021). Ce type de liaison est responsable de l'augmentation de la résistance à la compression non confinée et de la résistance à la cohésion observée dans les mélanges d'argile et de bio-polymères par rapport aux résultats obtenus avec des sables purs (Smitha and Sachan, 2016 ; Latifi et al., 2017 ; Ni et al., 2021).

Bien que l'effet de la bio-stabilisation avec des bio-polymères soit plus marqué en présence d'argiles que de sables, les expériences montrent que l'impact de cette méthodologie sur les sols sableux est également positif. Les images au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure des mélanges biopolymère-sable et biopolymère-argile établis par Chang et al. (2015c), montrent que les bio-polymères se lient directement aux particules de kaolinite, formant des couches d'argile accumulées en face à face (Figure 2.15 a), tandis que les surfaces de sable restent propres ou forment uniquement d'un réseau de liaisons entre les particules (des revêtements de type film autour des particules) (Figure 2.15 b).



**Figure 2. 13 :** MEB de mélanges de bio-polymères et de sol : (a) Gomme de xanthane et kaolin ; (b) Gomme de xanthane et sable (Chang et al., 2015c)

L'interaction des bio-polymères avec différents types de sols a toujours été considérée comme un facteur crucial, car l'étude de leur microstructure nous permet de mieux appréhender le comportement des sols traités aux bio-polymères. Selon le type de sol, le mécanisme d'adhérence des bio-polymères varie d'un sol à l'autre. (La Figure 2.16) illustre de manière schématique cette interaction entre les bio-polymères et les sols.



**Figure 2. 14 :** Interaction des bio-polymères avec différents types de sols ;  
 (a) Sable (b) Argile de kaolinite (Fatehi et al., 2021)

### 2.3.2.3 Travaux antérieurs sur le comportement des sols traités par bio-polymères

Pendant les deux dernières décennies, une multitude d'études ont été réalisées dans le domaine de la stabilisation des sols à l'aide de biopolymères. Ces recherches ont porté sur différents types de sols, tels que l'argile, le sable, les mélanges sable-argile et les sols collapsibles. Bien que la gomme de xanthane et de guar soient couramment utilisées pour améliorer les sols avec des bio-polymères, ainsi que divers types de bio-polymères ont été explorés pour améliorer les caractéristiques des sols.

Bouazza et al. (2009) ont étudié le traitement du sable limoneux à l'aide de trois biopolymères différents : la gomme de xanthane, la gomme de guar et l'alginate de sodium, au cours d'une série d'expériences. Ils ont conclu que ces matériaux pourraient être recommandés comme barrière temporaire contre les infiltrations, mais qu'il fallait réaliser de nombreuses recherches supplémentaires, tant expérimentales que pratiques, pour confirmer cette constatation. Chang et Cho (2012) ont traité un sol résiduel coréen à l'aide d'un bio-polymère liquide de type  $\beta$ -1,3/1,6-glucane, à différentes concentrations. Les résultats ont indiqué que le bio-polymère  $\beta$ -1,3/1,6-glucane était efficace pour améliorer les propriétés de résistance du sol, tout en étant moins nuisible pour l'environnement et plus économique par rapport au ciment. Chang et al. (2015c) ont également utilisé de la gomme de xanthane comme additif pour étudier leur performance sur l'amélioration de différents types de sols. Les résultats ont montré que l'amélioration la plus importante de la résistance était obtenue dans les sols bien calibrés avec des fines particules à la teneur maximale en gomme de xanthane. Cabalar et al. (2017) ont réalisé une synthèse des utilisations des bio-polymères dans le domaine du génie géotechnique. Leurs expériences comprenaient des tests de conductivité hydraulique, d'odomètre, de

compression non confinée et de cisaillement triaxial sur des sols sableux traités à l'aide de la gomme de xanthane. Leurs conclusions ont mis en avant que le traitement par bio-polymère présentait un fort potentiel pour les professionnels de l'ingénierie. Ayeldeen et al. (2016) ont examiné l'impact de deux bio-polymères, la gomme de xanthane et la gomme de guar, sur le comportement mécanique des sols affaissables. Leurs résultats ont montré que les deux bio-polymères pouvaient être efficacement utilisés pour améliorer les propriétés mécaniques de ces sols. Latifi et al. (2016) ont étendu leurs travaux en appliquant de la gomme de xanthane dans des sols expansifs et ont signalé une amélioration significative des propriétés techniques des sols après 28 jours de traitement. Les résultats de la recherche menée par Cabalar et al. (2018) indiquent que la résistance des échantillons d'argile augmente à la fois avec la teneur en bio-polymère de gomme xanthane (GX) et avec le temps de durcissement, et que les valeurs de perméabilité, d'indice de compression et de pourcentage de gonflement varient beaucoup plus que celles des échantillons non traités. Dans une étude menée par Fatehi et al. (2018), des bio-polymères à base de protéines, notamment la caséine et le caséinate de sodium, ont été utilisés pour stabiliser du sable dunaire. Cette recherche a exploré les effets du temps de durcissement, de la concentration en biopolymère et de la température de durcissement sur les propriétés du matériau. Les résultats ont révélé que la résistance du matériau augmentait proportionnellement à la fois avec le temps de durcissement et la concentration en biopolymère. De plus, il a été observé que la résistance à la compression augmentait de manière significative lorsque la température de durcissement se situait dans la plage de 25 °C à 60 °C. Cependant, au-delà de cette plage de température, soit de 80 °C à 120 °C, les biopolymères subissaient une décomposition, ce qui entraînait une diminution de la résistance à la compression. Chen et al. (2019) ont révélé que les conditions de séchage ont un impact sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux traité avec de la gomme de xanthane. Chang et Cho (2019) ont étudié les effets du séchage sur la résistance des sols traités aux biopolymères, en se concentrant notamment sur le comportement de l'interaction entre les biopolymères de gomme de xanthane (XG) et le sable. Les résultats ont montré que les propriétés de liaison des biopolymères augmentaient progressivement avec l'évaporation continue de l'eau, ce qui entraînait une augmentation de la résistance au cisaillement du sol. Biju et Arnepalli (2020) ont étudié l'effet de la gomme de xanthane et de la gomme de guar sur la perméabilité de mélanges sable-bentonite utilisés comme doublure pour la construction de décharges contrôlées, et les exigences réglementaires pour la doublure ont été satisfaites grâce au traitement à la gomme de xanthane. Tran et al. (2020) ont constaté que la capacité de rétention d'eau du sol sablonneux était considérablement améliorée par le traitement à la gomme de xanthane, ce qui se traduisait par une teneur initiale en eau plus élevée du sol sablonneux saturé et une valeur d'absorption plus élevée. Chang et al.

(2015a) ont démontré que les échantillons de sol traités à la gomme de xanthane présentait une meilleure imperméabilité. L'étude de Sujatha et al. (2021), a montré que la densité maximale à sec des échantillons de sol traités à la gomme de xanthane diminuait avec l'augmentation de l'incorporation de gomme de xanthane, tandis que la teneur en eau optimale augmentait. Wang et al. (2023) ont montré que le taux de germination et le taux de survie de la végétation dans le sol traité à la gomme de xanthane et à la gomme de gellan étaient plus élevés que dans les sols non traités. Chang et al. (2016b) ont étudié l'effet de la gomme de gellan sur le comportement mécanique des sols sablonneux en réalisant une série de tests de perméabilité et de microscopie électronique à balayage. L'étude de Kwon et al. (2023), a porté sur l'effet de la gomme de xanthane sur le comportement de consolidation et de gonflement des argiles de kaolin cohésives à l'aide d'une série de tests expérimentaux, notamment des tests de consolidation unidimensionnels, des tests de gonflement et de la microscopie électronique à balayage environnementale.

#### **2.3.2.4 Propriétés des sols traités aux bio-polymères (BPST)**

le traitement des sols par le BPST a montré qu'il améliorerait significativement les propriétés géotechniques des sols (Chang et al., 2016). Les BPST améliorent principalement la LL des sols en augmentant la viscosité du fluide interstitiel et la mouillabilité du sol en raison de la présence de biopolymères entre les particules du sol. Ni et al. (2020) ont démontré que l'ajout de gomme de xanthane a altéré les caractéristiques de compactage de l'argile. Ils ont constaté que la teneur en humidité optimale augmentait, passant de 23 % à 26,7 %, tandis que la densité sèche maximale présentait une tendance à la baisse, passant de 1,59 g/cm<sup>3</sup> à 1,51 g/cm<sup>3</sup>, à mesure que la teneur en gomme de xanthane augmentait de 0,0 % à 5,0 % (Figure 2.17 a). Ayeldeen et al. (2016) ont noté que cette modification pouvait dépendre à la fois des caractéristiques des biopolymères (telles que les propriétés chimiques et les viscosités des solutions) et de la quantité de fines présentes dans le sol. Ni et al. (2020) ont noté que les molécules de gomme de xanthane contiennent de nombreux groupes hydrophiles (tels que -OH et -COOH), ce qui leur confère une grande capacité à attirer les molécules d'eau, à se dissoudre dans l'eau et à retenir l'eau. Par conséquent, l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane a conduit à une augmentation de la quantité d'eau absorbée, ce qui a entraîné une augmentation de la teneur en humidité optimale et une diminution de la densité sèche maximale. En revanche, Bozyigit et al. (2021) ont observé l'inverse, où l'incorporation de gomme de xanthane ou de

gomme de guar a conduit à une augmentation de la densité sèche maximale et à une diminution de la teneur en humidité optimale du l'argile de Kaolin (Figure 2.17 b).

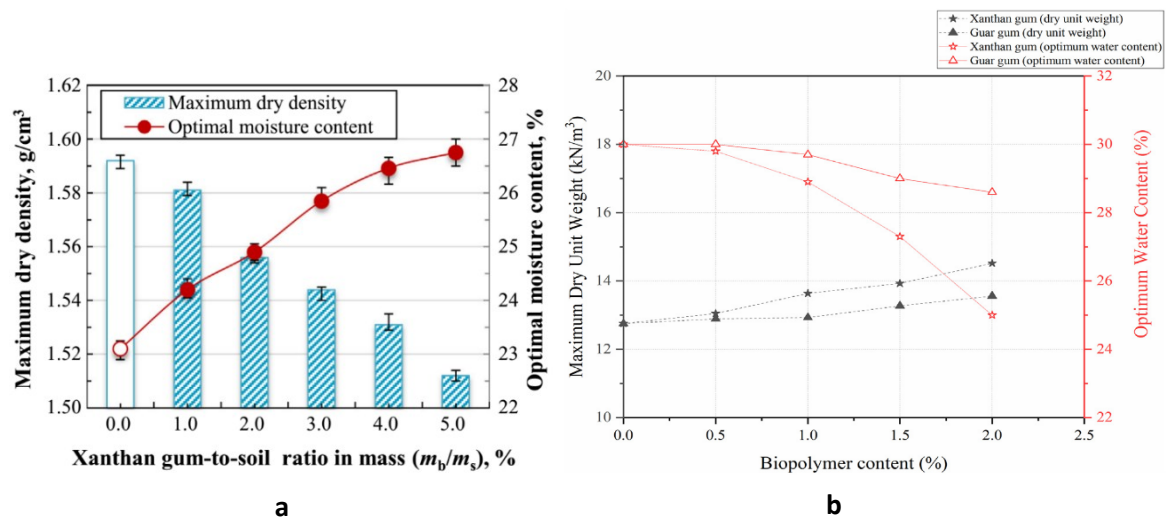


Figure 2. 15 : les caractéristiques de compactage de sol traité, (a) : (Ni et al., 2020) ; (b) : (Bozyigit et al., 2021)

Ni et al. (2020) ont constaté une augmentation notable des valeurs de limite liquide et de limite plastique pour l'argile traitée avec la gomme de xanthane (Figure 2.18 a). Bozyigit et al. (2021) ont confirmé cette constations (Figure 2.18 b). Le mécanisme responsable de ce phénomène est similaire à celui qui fonctionne lors du compactage du sol traité (par exemple, les propriétés hydrophiles et la capacité de rétention d'eau). Les échantillons traités avec une teneur plus élevée en gomme de xanthane présentaient une plus grande quantité d'hydrogel hydrophile de gomme de xanthane, ce qui se traduisait par une limite liquide plus élevée (Ni et al., 2020).

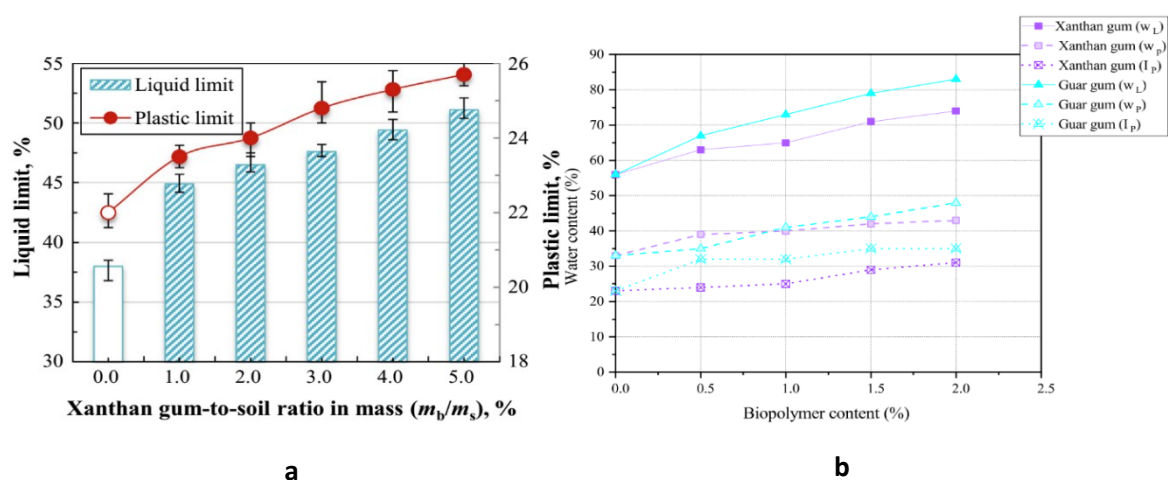


Figure 2. 16 : L'effet de de traitement par biopolymers sur la limite liquide et de la limite plastique ; (a) : (Ni et al., 2020) ; (b) : (Bozyigit et al., 2021)

### 2.3.2.5 Effets des Biopolymères sur la Conductivité Hydraulique

La présence de biopolymères hydrogels dans le sol a un impact significatif sur la conductivité hydraulique, ce qui se traduit par une réduction de la perméabilité du sol. Lorsque les biopolymères entrent en contact avec les fluides poreux, ils forment des hydrogels très visqueux à l'intérieur des pores du sol. Ces hydrogels ont une forte capacité de rétention d'eau et ralentissent le déplacement de l'eau, à travers les pores du sol. Le mélange de biopolymères avec le sol entraîne une réduction de la conductivité hydraulique du sol (perméabilité) (Chang et al., 2016b). Les expériences de Ayeldeen et al. (2016) ont clairement montré que la gomme de xanthane avait un effet significatif sur la réduction de la perméabilité du sol. Après 5 semaines de durcissement, l'ajout de 0,25 % de gomme de xanthane a entraîné une réduction de la perméabilité par rapport aux valeurs initiales pour les mélanges contenant du sable ou limon. Un autre facteur pertinent examiné dans les études de recherche est l'effet du temps de durcissement, notamment en ce qui concerne les tests de perméabilité des mélanges de sol traités à la gomme de xanthane. Cabalar et al. (2017) et Dehghan et al. (2019) ont également noté que la perméabilité augmente proportionnellement avec le temps de durcissement, mais que le taux d'augmentation peut varier en fonction du type de sol et de la concentration de gomme de xanthane. Cette augmentation du taux de perméabilité est attribuée à la déshydratation, qui provoque le rétrécissement des matrices de biopolymères à l'intérieur des vides du sol (Chang et al., 2019). Ayeldeen et al. (2016) ont observé une augmentation de la perméabilité de 150 à 220 % entre la première et la dixième semaine dans un mélange de sable et de gomme de xanthane. Toutefois, pour le mélange de limon et de gomme de xanthane, cette augmentation était de 115 à 145 % sur la même période. Selon les chercheurs, cette augmentation de la perméabilité est plus marquée dans le mélange de sable que dans celui de limon en raison des particules fines présentes dans ce dernier type de sol, lesquelles ralentissent le processus de déshydratation et, par conséquent, l'évaporation de l'eau dans les espaces vides du sol.

### 2.3.2.6 Comportement mécanique des sols traités aux bio-polymères

Les méthodes de renforcement des sols avec des bio-polymères ont été démontrées pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. De nombreuses études détaillées ont été menées dans la littérature pour examiner comment l'ajout de bio-polymères influe sur le comportement mécanique de ces sols. Plusieurs paramètres ont été identifiés comme influençant ce comportement mécanique des sols traités par bio-polymères. Parmi ces paramètres figurent le



type de sol, les conditions de durcissement (notamment la durée de durcissement et la température), la concentration en bio-polymère et la teneur en eau lors de la préparation.

La résistance des sols au cisaillement, est l'un des facteurs de conception les plus critiques pour les constructions géotechniques. Des évaluations de la résistance au cisaillement des sols traités aux bio-polymères ont été réalisées pour différents types de sol (grosier ou sol fin).

Chang et Cho (2019) ont mené des essais de cisaillement en laboratoire en variant la teneur en bio-polymères dans des mélanges de sol avec différents rapports de sable-argile (100:0, 80:20, 50:50 et 0:100). Ils ont effectué les essais de cisaillement direct sur des mélanges de sols traités à la gomme de gellan (GG) ont montré comment les bio-polymères influençaient le comportement au cisaillement. Les résultats expérimentaux ont révélé que, dans le cas des particules fines, les tendances générales d'amélioration dépendaient davantage des rapports de masse entre les bio-polymères et l'argile que du rapport total de masse de sol. (Figure 2.19 a) présente le comportement au cisaillement des sols traités à la gomme de gellan (argile = 20% et  $m_b/m_s = 1\%$ ) sous différentes conditions de contrainte de surcharge. Le traitement à la gomme de gellan a immédiatement augmenté la résistance au cisaillement et l'angle de frottement des sols (par exemple, comparaison des résultats à une contrainte de surcharge de 50 kPa). À mesure que la contrainte de surcharge augmentait, la résistance au cisaillement des sols traités à la gomme de gellan augmentait. (Figure 2.19 b) révèle le comportement au cisaillement de mélange de sable-argile traités à la gomme de gellan (pour un rapport sable-argile  $m_c/m_s = 0,5$  et une contrainte normale de 50 kPa). À mesure que la teneur en gomme de gellan ( $m_b/m_s$ ) augmentait, la résistance au cisaillement et l'angle de frottement augmentaient, Il ont constaté que le traitement à la gomme de gellan induisait un effet d'agglomération structurale (c'est-à-dire la formation de matrices gomme de gellan-argile), similaire à la cimentation.

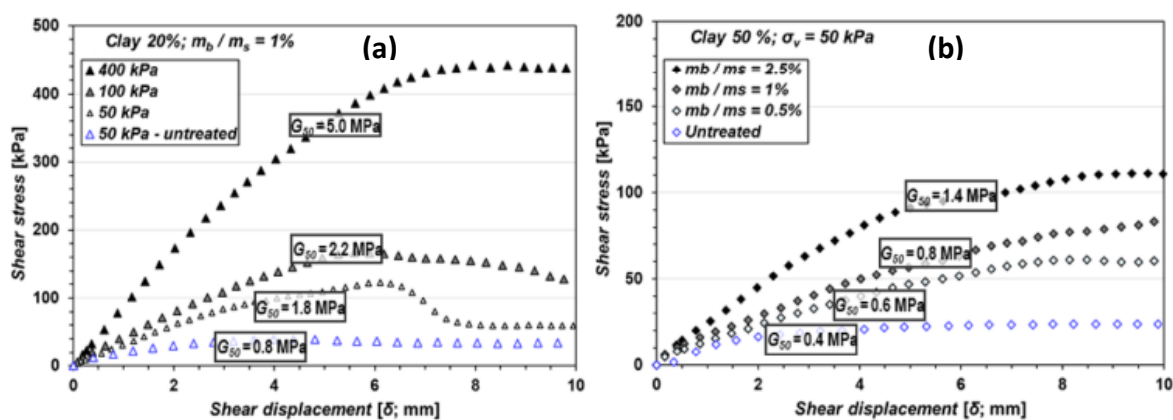
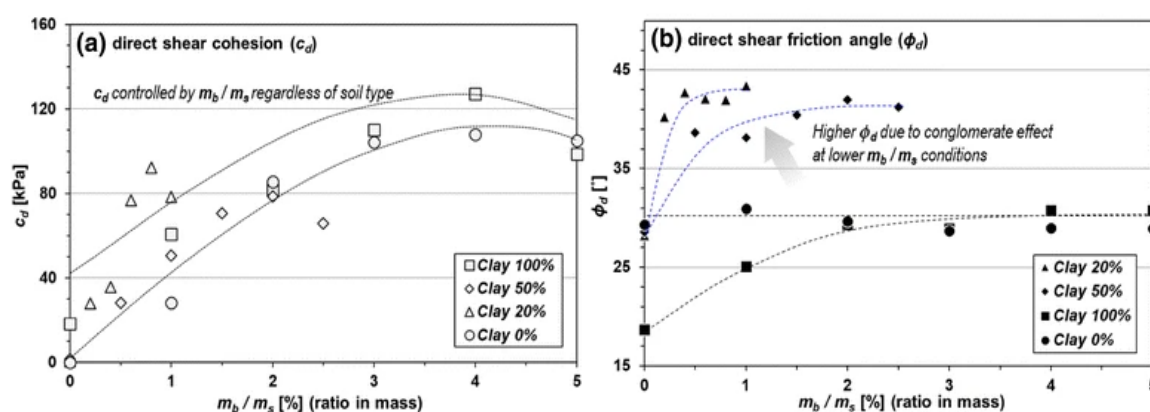


Figure 2. 17 : Effet de bio-polymère de la gomme de gellan sur le comportement de résistance au cisaillement du sol (Chang et Cho, 2019)

De plus, Chang et Cho (2019) ont démontré l'impact des bio-polymères sur la cohésion et l'angle de frottement des sols en fonction de divers niveaux de concentration de particules fines, comme illustré dans la Figure 2.20. Pour le sable pur, les résultats ont indiqué que l'ajout de bio-polymères renforçait la cohésion du sable, tandis que l'angle de frottement des sables restait essentiellement constant. En revanche, les sols argileux traités aux bio-polymères présentaient une cohésion accrue. Avec l'augmentation de la teneur en bio-polymères, l'angle de frottement des sols argileux augmentait également (Figures 2.20 a et b). Ces modifications de comportement étaient le résultat des interactions directes et indirectes entre les bio-polymères et les particules d'argile, ainsi qu'entre les bio-polymères et le sable, respectivement. Dans les cas des sables sans cohésion, les bio-polymères enveloppaient les particules de sable, conférant ainsi de la cohésion au sable. Étant donné que l'angle de frottement des sols est principalement influencé par la forme des particules et l'effet de dilatation du sol, il restait généralement constant. En revanche, les sols argileux réagissaient immédiatement aux bio-polymères, créant un effet d'agrégation. Par conséquent, lors de la rupture par cisaillement, les sols argileux formaient des congglomérats avec des effets de dilatation, ce qui entraînait une augmentation de l'angle de frottement.



**Figure 2. 18** : Influence du bio-polymère de gomme de gellan sur la cohésion et l'angle de frottement dans différents mélanges d'argile et de sable à diverses proportions (Chang et Cho, 2019)

D'autres recherches antérieures ont également observé des tendances similaires en ce qui concerne l'impact des bio-polymères sur la cohésion et l'angle de frottement des sols. Par exemple, L'étude réalisée par Khatami et O'Kelly (2013) a démontré que l'agar et l'amidon accroissent la cohésion du sable, tout en diminuant son angle de frottement. En outre, les recherches menées par Ayeldeen et al. (2017) ont révélé que la gomme de xanthane (XG) et la gomme de guar (GG) tendent à accroître la cohésion des sols contenant une proportion notable de particules fines, tout en exerçant un léger effet de diminution de l'angle de frottement de ces

sols. Ces résultats suggèrent que l'impact des bio-polymères sur les propriétés mécaniques des sols est influencé par divers facteurs, notamment le type de bio-polymère, la concentration de bio-polymère et les caractéristiques du sol, tels que la teneur en particules fines.

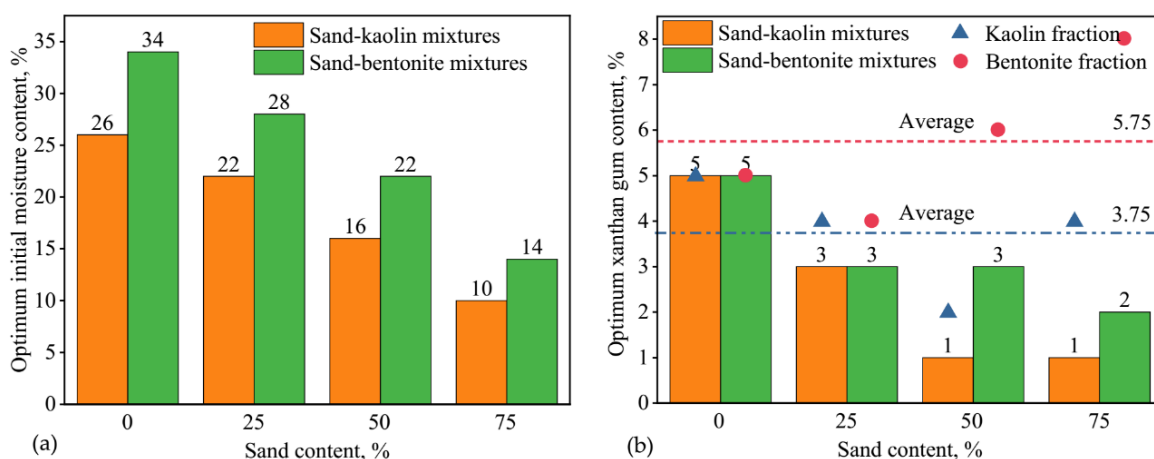
Lee et al. (2017) ont mené une étude expérimentale à l'aide d'un appareil de cisaillement direct portant sur le comportement mécanique d'un mélange de sable et de gomme de xanthane dans trois phases différentes du gel : initial, sec et réimmergé. Pour la phase initiale, l'essai a été réalisé dès la préparation des échantillons ; dans la phase sèche, les échantillons ont été placés dans une salle de séchage pendant 28 jours ; et les échantillons réimmergés ont été submergés dans de l'eau distillée pendant 24 heures avant les tests. L'étude a conclu qu'une très faible quantité de gomme de xanthane ajoutée au sable peut modifier le comportement mécanique de ce type de sol. Les tests ont montré que l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane dans le gel initial augmente la cohésion, tandis que l'angle de frottement reste constant. Dans la phase de gel sec, à mesure que la teneur en gomme de xanthane augmente, à la fois l'angle de cohésion et le frottement augmentent en raison de la formation du biofilm à la surface des particules, ainsi que de la formation d'hydrogels visqueux induisant l'effet de biobouchage. En revanche, dans des conditions submergées, les angles de frottement du mélange sable-gomme de xanthane diminuent à mesure que la teneur en gomme de xanthane dépasse 1 %. Cela s'explique par la réduction de l'interaction sur le frottement de surface entre les particules interstitielles en raison de la pression accrue générée.

Une étude récente réalisée par Chen et al. (2019) sur l'interaction entre la gomme de xanthane et le sable lors du processus de séchage a révélé que ce bio-polymère exerce un effet limité sur la résistance au cisaillement du sable lorsque la teneur en eau est élevée, et ce, indépendamment de la quantité de XG présente. En revanche, une évaporation continue de l'eau entraîne une augmentation significative de la résistance au cisaillement du sol traité à la gomme de xanthane, et cet effet est d'autant plus prononcé que la teneur en gomme de xanthane est élevée. De plus, le renforcement est plus marqué lorsque le séchage est effectué dans un four à 40 °C plutôt qu'à température ambiante (20 °C). En effet, dans ces dernières conditions de séchage, l'augmentation de la résistance au cisaillement est moins importante, car le séchage et la cristallisation (favorisée par la gomme de xanthane) sont principalement superficiels, tandis que la partie intérieure de l'échantillon conserve une teneur en eau suffisamment élevée pour ne générer que des liaisons faibles.

plusieurs études ont démontré que les bio-polymères peuvent être utilisés avec succès pour améliorer la résistance à la compression non confinée et la rigidité de différents types de sols, notamment des sables (Chang et al., 2015c ; Cabalar et al., 2017) ; Fatehi et al., 2018), de

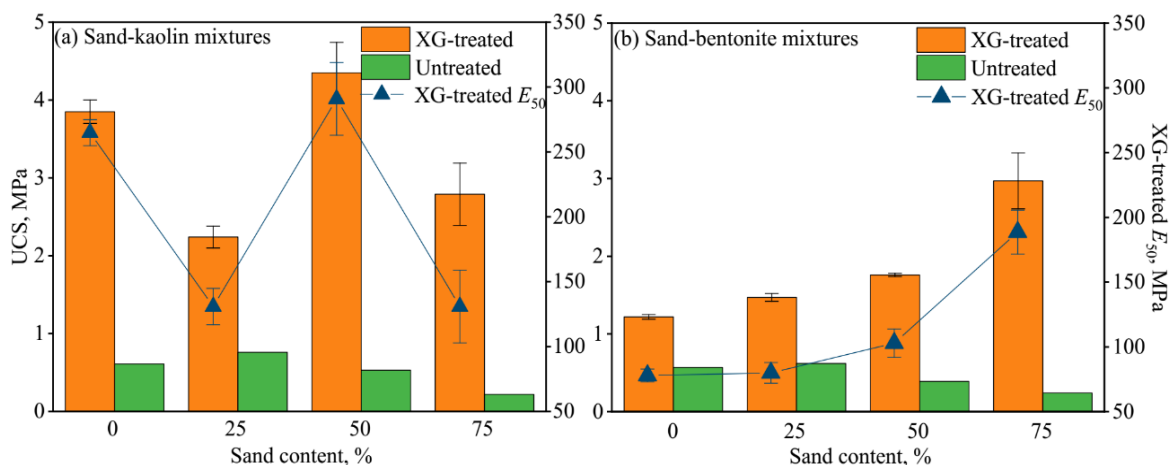
sables limoneux (Lee et al., 2019 ; Soldo et al., 2020), des argiles (Chang et al., 2015c ; Latifi et al., 2017 ; Bozyigit et al., 2021), des mélanges de sable et d'argile (Ni et al., 2021).

Ni Hao et al. (2021) ont effectué une série de tests de résistance à la compression non confinée en laboratoire (UCS) pour évaluer les performances des mélanges de sable et d'argile traités par la gomme de xanthane sous deux aspects principaux : d'une part, déterminer les conditions optimales de traitement, telles que la teneur en XG et la teneur en humidité initiale; d'autre part, évaluer l'efficacité du renforcement pour les mélanges de sable et d'argile de différentes compositions. Les résultats expérimentaux de leur étude ont révélé plusieurs conclusions importantes. Ils ont observé que la teneur en humidité initiale optimale diminuait à mesure que la teneur en sable augmentait. De plus, la teneur en XG optimale, qui diminuait également avec l'augmentation de la teneur en sable, est restée d'environ 3,75 % pour l'ensemble des mélanges sable-kaolin et de 5,75 % pour l'ensemble des mélanges sable-bentonite, lorsqu'elle était calculée en fonction de la fraction d'argile (figure 2.21).



**Figure 2. 19 :** (a) Teneur en humidité initiale optimale pour différents mélanges de sols.  
(b) Teneur en XG optimale pour différents mélanges de sols, (Ni Hao et al., 2021).

En comparaison avec les mélanges sable-kaolin non traités et les mélanges sable-bentonite non traités, les mélanges sable-kaolin traités par XG semblaient présenter une amélioration plus significative de leur résistance mécanique, en raison de liaisons ioniques (ou hydrogène) plus élevées avec XG et de propriétés de faible gonflement par rapport à la bentonite. De plus, le module de déformation des mélanges sable-argile traités par XG était positivement corrélé à la résistance à la compression non confinée (UCS). Finalement, l'étude a montré que la variation de l'UCS et de la rigidité augmentait à mesure que la teneur en sable était accrue pour les mélanges sable-kaolin et sable-bentonite. Cette augmentation semblait être due à une proportion croissante du composite hétérogène formé par des particules de sable irrégulières agglomérées avec la matrice XG-argile dans le sol total, expliquant ainsi ce phénomène observé (figure 2.22).



**Figure 2. 20** : Comparaison des mélanges de sol traités par XG et des mélanges non traités.  
 (a) Mélanges sable-kaolin, (b) Mélanges sable-bentonite, (Ni Hao et al., 2021).

### 2.3.3 Combinaison de traitement et renforcement

La solidification du sable, par ajout de produits chimiques ou biologiques, peut accroître sa résistance au cisaillement. De même, les techniques physiques de renforcement, utilisant des matériaux synthétiques, ont gagné l'attention en génie géotechnique. L'usage de géosynthétiques traditionnels tels que géotextiles, géogrilles et fibres, est une méthode éprouvée et efficace pour renforcer la résistance et la stabilité des sols. En particulier, l'intégration de fibres distribuées aléatoirement est reconnue comme une technique efficace pour accroître la résistance des sols, surtout dans les zones où la force effective est faible (Noorzad et Zarinkolaei, 2015). Il a été démontré que le renforcement par fibres améliore significativement les propriétés géotechniques des sols, telles que la résistance, la rigidité, les caractéristiques mécaniques. Ces propriétés dépendent de divers facteurs, comme le type de sol, la nature et la quantité de fibres, leur densité, longueur, rapport d'aspect et la friction sol-fibre (Diambra et al., 2010 ; Rajagopal, 2017) . Les fibres utilisées pour le renforcement des sols se divisent en catégories synthétiques et naturelles, chacune avec ses avantages et inconvénients. Les fibres synthétiques, malgré leurs bénéfices, sont souvent onéreuses et non biodégradables (Maity et al., 2012). Par contre, les fibres végétales offrent des avantages tels que leur faible coût, facilité de traitement, biodégradabilité et recyclabilité (Rangappa et al., 2022). Ainsi, l'utilisation de fibres végétales représente une alternative économique et écologique pour le renforcement des sols, alliant performance environnementale et technique. Les recherches précédentes ont étudié l'impact de fibres végétales comme la noix de coco, le jute, le palmier et le sisal sur l'amélioration des caractéristiques géotechniques des sols.

Bien que la solidification puisse améliorer la résistance au cisaillement du sable, elle présente des limites, notamment en termes de résistance à la traction et de rupture brutale au cisaillement. Il est donc crucial de rechercher des moyens supplémentaires pour renforcer les propriétés mécaniques des sols solidifiés. La combinaison de traitements de solidification et de renforcement par fibres est considérée comme une solution alternative prometteuse en génie géotechnique pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. Cependant, les études existantes se concentrent principalement sur l'utilisation des fibres pour les sols solidifiés, et peu d'études s'intéressent sur la combinaison de fibres naturelles et d'agents de cure chimiques pour la solidification des sols.

(Olgun, 2013) ont évalué l'effet de l'inclusion de fibres de polypropylène sur la résistance d'un sol argileux stabilisé avec du ciment et des cendres volantes et ont découvert que le principal avantage du renforcement par fibres était l'amélioration de la ductilité du matériau, en particulier au-dessus d'une teneur en fibres de 0,5 % et avec l'augmentation de la longueur des fibres. Karabash et Cabalar (2015) ont étudié l'effet de l'ajout de miettes de pneu et de ciment sur le comportement au cisaillement triaxial des sols sableux. Les résultats ont montré que l'ajout de ciment au sable avec des miettes de pneu augmente le stress déviatoire et le module d'Young, et change son comportement ductile en un comportement plus fragile.

En outre, Les fibres naturelles présentent un potentiel considérable pour améliorer de manière significative les propriétés des composites cimentaires (Lang et Chen, 2021). Tang et al. (2019) ont évalué l'inclusion de renforts en fibres naturelles dans les sols cimentés et ont constaté une augmentation de la résistance à la compression non confinée ainsi qu'une modification du comportement fragile du sol cimenté vers un comportement plus ductile. Lang et Chen (2021) ont étudié l'effet des fibres de paille sur l'amélioration de la résistance à la traction par fendage du sol solidifié au ciment et ont trouvé que la teneur optimale en fibres était de 0,2 % à 0,3 %, et l'effet d'amélioration de la résistance du sol solidifié peut être évident lorsque la fibre est courte. Song et al. (2021) ont souligné que l'incorporation de fibre de jute peut renforcer les propriétés de résistance des composites cimentaires à une longueur plus courte (moins de 20 mm) et à une teneur en volume plus faible (moins de 0,5 %). Ces résultats indiquent que les fibres végétales et les agents de cure ont un bon effet synergique et peuvent ensemble améliorer considérablement les propriétés mécaniques du sol.

Dans le cadre des recherches sur l'amélioration écologique des sols. Feng et al. (2023) ont exploré l'emploi des bio-polymères, spécifiquement le gomme xanthane (XG) et la fibre de jute (JF), pour la solidification du sol dragué d'un Fleuve. Cette recherche s'est focalisée sur

L'analyse du comportement mécanique du sol dragué solidifié (SDS) en utilisant divers tests de compression uniaxiale et de tension par fendage, en variant les proportions de gomme de xanthane et des fibres. Il a été découvert que la résistance à la compression non confinée et la résistance à la traction par fendage des échantillons de SDS s'amélioraient significativement avec un contenu en XG de 1,5%. Toutefois, un excès de JF (au-delà de 0,9%) réduisait la résistance à la traction par fendage en affaiblissant la capacité de cimentation du XG. L'ajout de fibre de jute augmentait notablement la déformation à la résistance maximale des échantillons. L'analyse microscopique a montré que la solidification était principalement due à la cimentation par la gomme de xanthane et à la structure en réseau formée par les fibres de jute avec les particules du sol. Weng et al. (2021) ont étudié l'efficacité de la gomme xanthane et des fibres de polypropylène en tant qu'améliorants de résistance. Leur analyse a utilisé des essais de compression non confinée et de microscopie électronique pour évaluer l'impact de ces matériaux sur un argile rouge. Ils ont constaté que la gomme xanthane, particulièrement à un taux de 1,5 %, augmentait substantiellement la résistance de l'argile, mais influençait également sa ductilité en fonction du temps de durcissement. De plus, ils ont démontré que la combinaison de gomme xanthane et de fibres de polypropylène renforçait efficacement l'argile tout en diminuant sa tendance à la rupture fragile. Ces découvertes contribuent de manière significative au domaine du traitement écologique des sols.

### 2.4 Conclusion

Ce chapitre de la thèse est organisé en deux parties distinctes. La première partie aborde les différentes méthodes d'amélioration des sols, en mettant l'accent sur l'application de techniques d'amélioration par l'ajout de coulis ou de mélanges, souvent utilisées pour incorporer des agents de durcissement ou des liants chimiques. Cette approche est reconnue pour son efficacité technique, étant mise en œuvre à l'aide d'équipements spécialisés et pouvant être adaptée à divers types de sols. La deuxième partie examine le comportement des sols améliorés par des ajouts chimiques tels que le ciment et les bio-polymères. Les études montrent que la solidification par ciment ou bio-polymères peut significativement augmenter la résistance au cisaillement et améliorer les caractéristiques mécaniques des sables, l'ampleur de l'amélioration dépendant des caractéristiques spécifiques du renforcement et de la nature du sol.

Les chapitres à venir décriront les matériaux utilisés dans le cadre de cette thèse, ainsi que l'appareillage expérimental et les méthodologies mises en œuvre lors des différents tests effectués.

**CHAPITRE 03 :**  
**MATÉRIAUX ET MÉTHODES**



### 3.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'accent est mis sur l'exploration des matériaux et des méthodologies employés pour évaluer l'impact des ajouts naturels et industriels sur le comportement mécanique des sols granulaires, en mettant en particulier l'accent sur leur résistance au cisaillement et leurs caractéristiques mécaniques. Cette section est subdivisée en trois parties distinctes :

- La première section est dédiée à l'analyse des propriétés des matériaux soumis à des améliorations, tels que le sable, le kaolin, ou les mélanges sable-kaolin, ainsi qu'aux ajouts utilisés pour ces améliorations, comme le ciment Portland, la gomme de xanthane et les fibres. L'accent est mis sur l'examen de leurs caractéristiques physiques.
- La deuxième section détaille la configuration expérimentale, le programme de tests, les procédures expérimentales, et offre une description exhaustive des instruments employés pour la réalisation des expériences.
- Dans la troisième section, un mode opératoire détaillé est présenté pour la préparation des différents mélanges et fabrication des éprouvettes, ainsi que leur mise en place dans la boîte de cisaillement.

### 3.2 Sols

#### 3.2.1 Sable de chlef

Le sol utilisé dans cette étude est le sable de Chlef, prélevé dans les environs de la rivière Chlef, située dans la région de Chlef en Algérie. Ce sol a été classé comme sable liquéfiable après le séisme de Chlef en 1980. L'origine géographique de sol est présentée dans la (Figure 3.1).

Ce sol est fréquemment employé comme matériau de référence lors des recherches sur le comportement mécanique. En ce moment, il constitue également une priorité dans les initiatives d'amélioration des sols granulaires, notamment au sein des laboratoires de recherche de l'Université de Chlef. De nombreuses études ont été réalisées sur ce sol, et ses propriétés physiques et mécaniques ont été examinées par de nombreux chercheurs (Arab, 2009 ; Belkhatir et al., 2011; Della et al., 2011 ; Mahmoudi et al., 2020), sujet d'amélioration (Benziane et al., 2019; Boutouba et al., 2019; Benziane et al., 2022).

Le sable de Chlef, contient 2,6 % de fines peu plastiques ainsi que quelques particules de gravier, a été utilisé comme matériau de base pour la préparation des spécimens améliorés. Avant de préparer ces spécimens, ce sable naturel a été soumis à un processus de séchage, puis tamisé à travers une grille de 2 mm afin d'éliminer les particules de gravier. Ensuite, il a été

lavé à travers une grille de 0,063 mm sous l'eau courante (tamisage humide), dans le but d'éliminer les particules de limons et d'obtenir un sable propre.

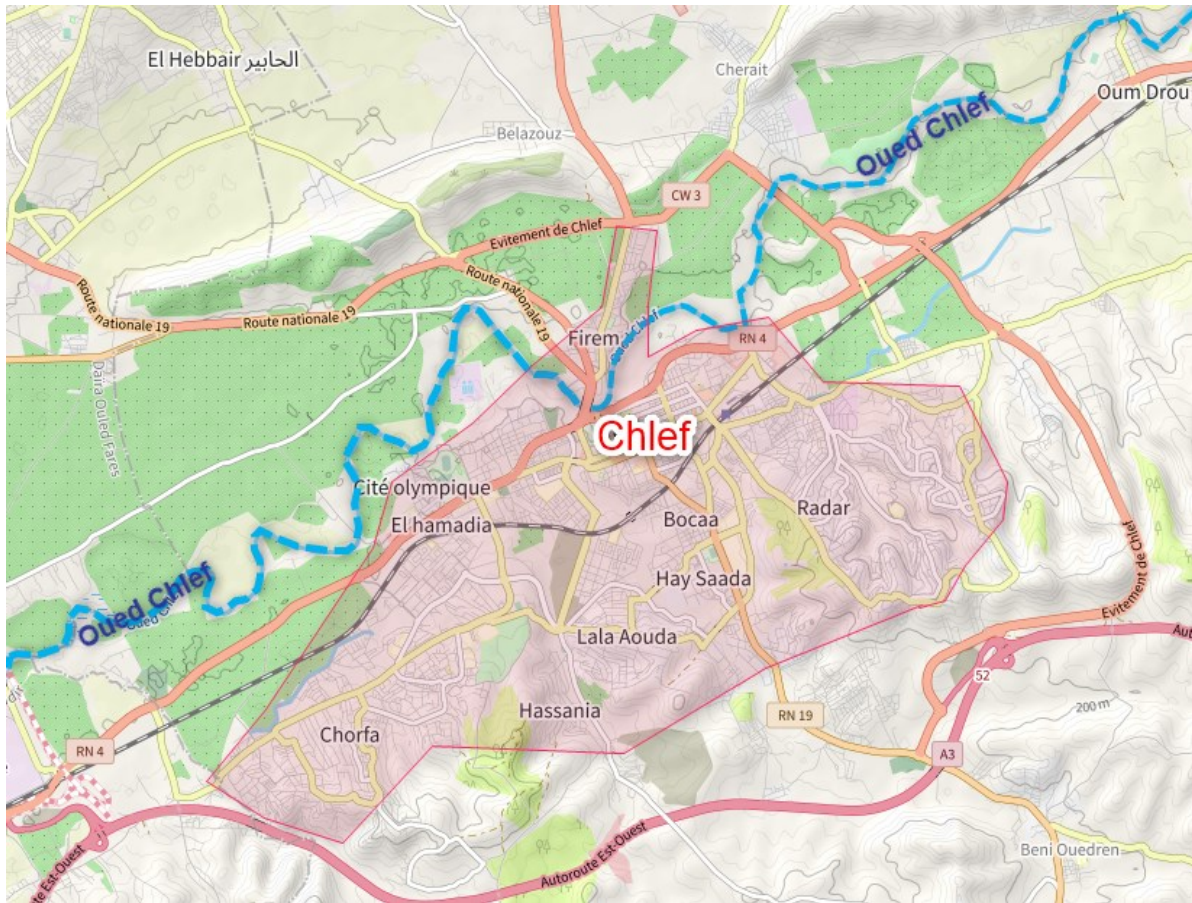


Figure 3. 1 : Localisation géographique de la rivière de Chlef (google maps)

Conformément à la norme (ASTM D2487-17e1) qui se base sur le Système unifié de classification des sols (USCS), ce sol est classé comme du sable mal gradué (SP),. Il s'agit d'un sable de taille moyenne  $D_{50}=0,427$  composé de particules arrondies. La courbe de distribution granulométrique du sol a été obtenue sur la base de l'ASTM D422-63, elle est présentée dans la (figure 3.2) et les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 3.1. La Figure 3.3 montre une vue microscopique du sable de oued Chlef.

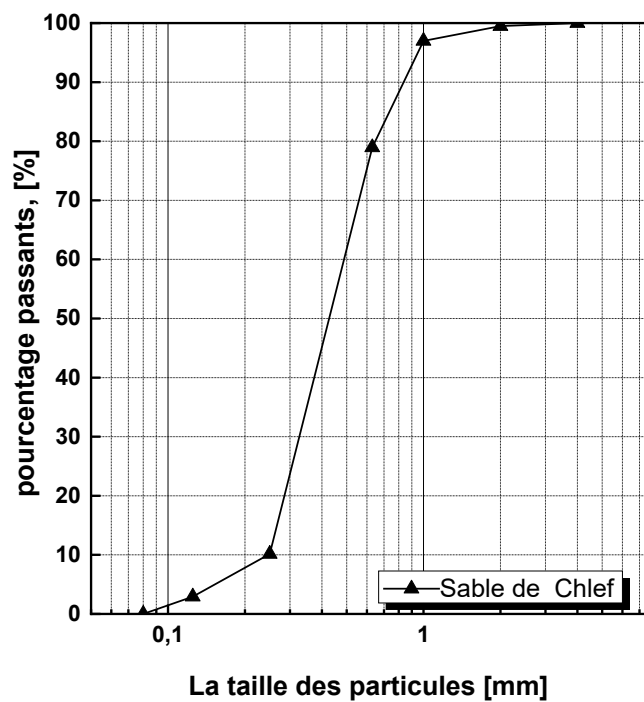
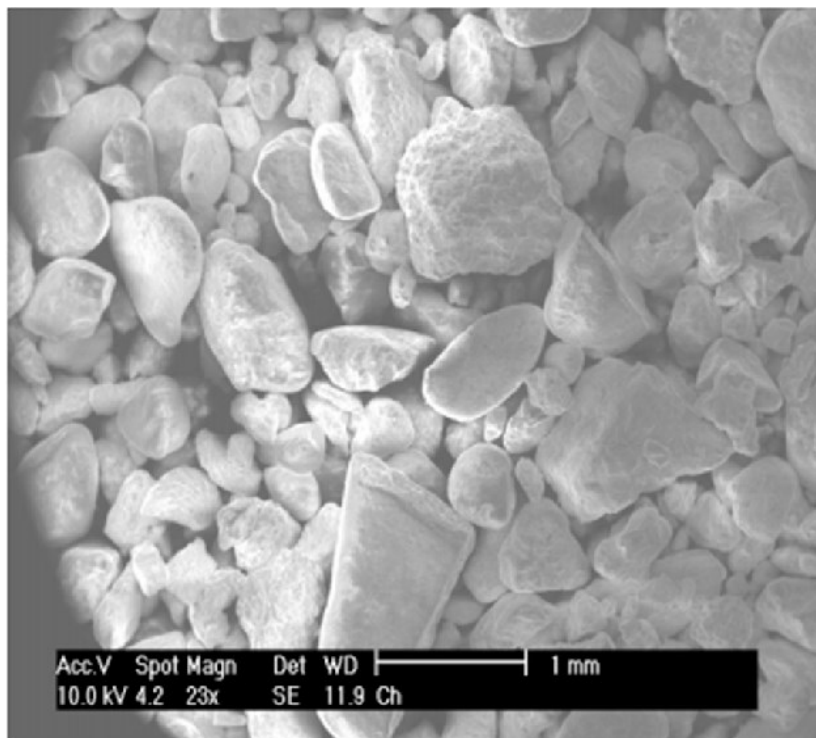


Figure 3. 2 : Courbes de distribution de la taille des particules de sable propre de Chlef

Tableau 3. 1 : Propriétés physiques du sable propre.

Properties	Sand
Densité spécifique, GS	2.67
Taille efficace, $D_{10}$ (mm)	0.247
Taille médiane, $D_{50}$ (mm)	0.427
Coefficient d'uniformité, CU	1.98
Coefficient de courbure, CC	2.70
Indice de vide minimal, $e_{\min}$	0.60
Indice des vides maximal, $e_{\max}$	0.87



**Figure 3. 3:** Une perspective microscopique sur les particules du sable de Chlef (Mahmoudi et al. 2020)

### 3.2.2 Kaolin

L'argile utilisée dans cette étude est issue de la famille de la kaolinite blanche, qui présente généralement un comportement de gonflement faible à nul. Elle est importée par l'usine de céramique de Sidi Okkacha (Chlef, Algérie). Les propriétés physiques et la distribution granulométrique des particules du kaolin sont présentées dans le Tableau 3.2 et la Figure 3.4, respectivement. Ce matériau est classé comme une argile inorganique à haute plasticité (CH) selon le Système unifié de classification des sols (USCS).

**Tableau 3. 2 :** Propriétés physiques du Kaolin.

Propriétés	Kaolin
Densité spécifique, $G_s$	2.55
Taille médiane, $D_{50}$ (mm)	0.002
Indice des vides minimal, $e_{min}$	1.01
Indice des vides maximal, $e_{max}$	2.90
Limite de liquidité, $L_L$ (%)	59.09
Limite de plasticité, $P_L$ (%)	28.87
Indice de plasticité, $I_p$ (%)	30.22

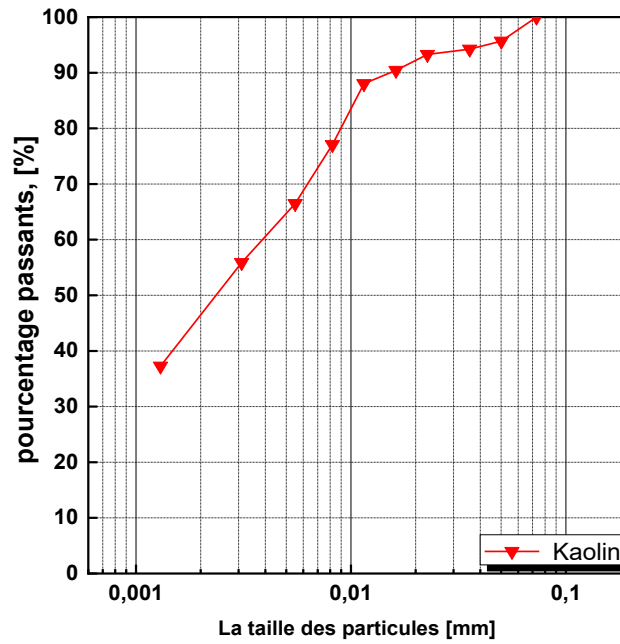


Figure 3. 4: Courbes de distribution de la taille des particules du Kaolin

### 3.2.3 Mélange Sable-Kaolin

Des échantillons de sable d’oued Chlef et d’argile kaolin ont été utilisés pour produire des mélanges reconstitués de Sable-Kaolin présentant diverses compositions en termes de teneur en argile. La courbe de distribution granulométrique de ces mélanges est présentée dans la (figure 3.5). Les propriétés de base de ces mélanges sont décrites dans le tableau (3.3).

Tableau 3. 3: Propriétés du des mélanges sable- Kaolin

Properties	SK1	SK2	SK3
Teneur en kaolin	10%	20%	30%
Densité spécifique, $G_s$	2.66	2.65	2.63
Taille médiane, $D_{10}$ (mm)	0.079	0.002	0.001
Taille médiane, $D_{50}$ (mm)	0.397	0.361	0.320
Coefficient d'uniformité, CU	5.77	-	-
Coefficient de courbure, CC	8.03	-	-
$\gamma_d$ maximal	1.81	1.82	1.76
$\gamma_d$ min minimal	1.33	1.22	1.05
Indice des vides minimal, $e_{min}$	0.46	0.44	0.49
Indice des vides maximal, $e_{max}$	0.99	1.14	1.47

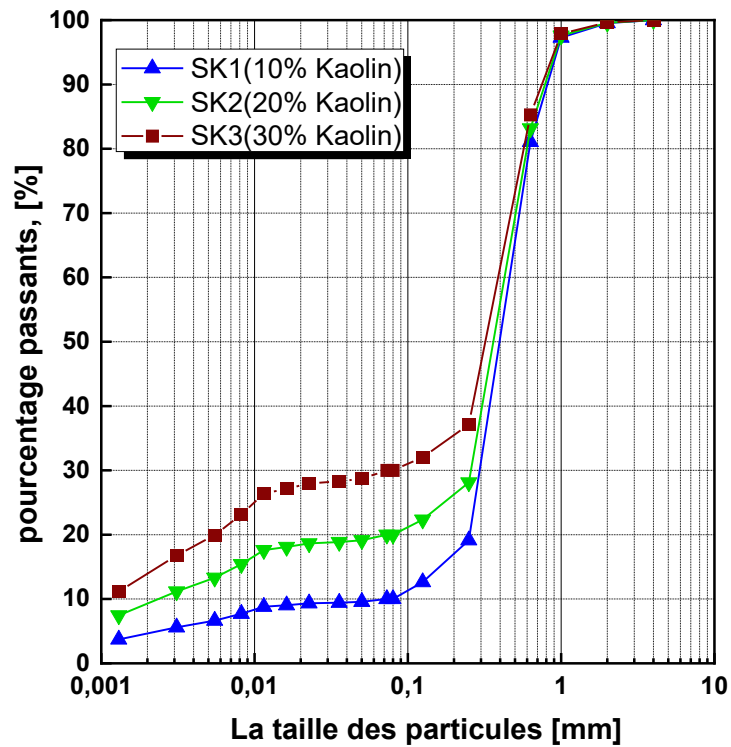


Figure 3. 5: Courbes de distribution de la taille des particules des mélanges sable- Kaolin

### 3.3 Les ajouts d'amélioration

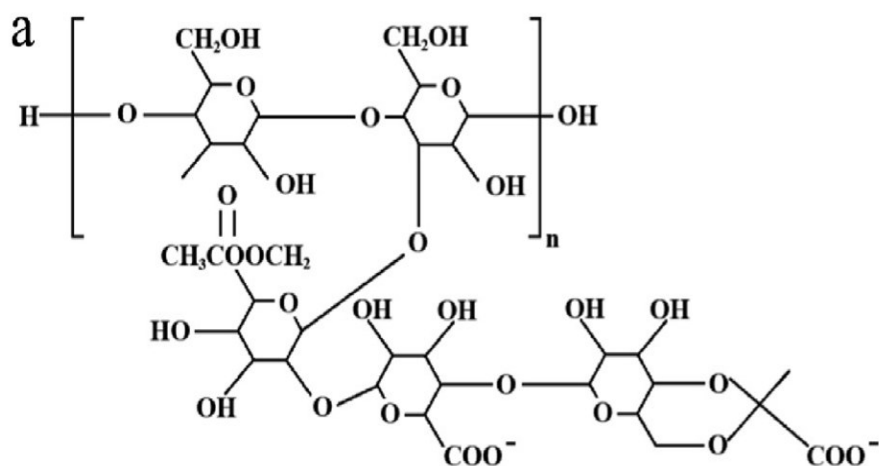
#### 3.3.1 Gomme de xanthane

Pour l'ensemble des programmes expérimentaux, cette étude a utilisé de la gomme de xanthane commerciale sous forme de poudre, comme illustré dans la figure 3.6.



Figure 3. 6: La gomme de Xanthane sous forme de poudre

Parmi les différents bio-polymères, la gomme de xanthane ( $C_{35}H_{49}O_{29}$ ), un polysaccharide de poids moléculaire élevé sécrété par la bactérie *Xanthomonas campestris*, est connue pour avoir un impact minimal sur l'environnement et la santé humaine. La XG est un bio-polymère anionique avec un squelette linéaire de glucose  $\beta$ -D-1,4-lié à des chaînes latérales trisaccharidiques anioniques. Ainsi, la XG peut absorber l'eau à environ 25 fois sa masse et former des interactions électrostatiques avec les particules du sol (Butler, 2016 ; Fatehi et al., 2021 ; Kwon et al., 2023). De plus, la XG présente des caractéristiques pseudo-plastiques, sa viscosité diminuant avec l'augmentation des taux de cisaillement (Casas et al., 2000). La structure chimique de la gomme de xanthane est présentée dans la Figure 3.7.



**Figure 3. 7:** Les structures chimiques de la gomme de xanthane (Bozyigit et al., 2021)

XG c'est un matériau utilisé dans diverses industries en raison de ses excellentes propriétés rhéologiques (Butler, 2016), notamment le développement de produits pharmaceutiques, les produits cosmétiques, la biotechnologie médicale, le génie tissulaire et les produits alimentaires (Singhvi et al., 2019). Récemment, de nombreuses études ont prouvé son efficacité dans l'amélioration des sols (Lee et al., 2019 ; Lee et al., 2019 ; Soldo et al. 2020; Ni et al., 2021; Kwon et al., 2023). Les propriétés chimiques et physiques de la gomme de xanthane sont également répertoriées dans le Tableau 3.4.

**Tableau 3. 4:** Propriétés physiques et chimiques de la gomme de xanthane (d'après littérature)

Poids moléculaire (g/mol)	Couleur	Viscosité (mPa s)	Valeur du pH	Taille des grains	Forme	Source
241.12	Blanc	1551	8,3	80 mesh	poudre	(Bozyigit et al., 2021)

Ce bio-polymère peut être mélangé à de l'eau froide et chaude, mais il reste très visqueux en raison de sa capacité à former un hydrogel visqueux lorsqu'il est mélangé avec de l'eau. Cet hydrogel visqueux est produit par l'absorption de molécules d'eau par les liaisons hydrogène qui composent la gomme de xanthane (Fatehi et al., 2021).

### 3.3.2 Ciment portland

Le ciment employé dans cette étude est du ciment de type CEM II / A de classe 42,5, fabriqué à usine de Chlef, leur densité 3,1 et une surface spécifique de 3298 cm<sup>2</sup>/g. Quant à la fumée de silice utilisée dans le ciment, elle représente 8% du mélange, en accord avec la norme EN 13263-1. La fumée de silice à une densité de 2,4 et une surface spécifique de 220 000 cm<sup>2</sup>/g. les caractéristiques chimiques et minéralogiques de la fumée de silice et du ciment est présentée dans le Tableau 3.2.

**Tableau 3. 5:** Caractéristiques de la composition chimique et minéralogiques du ciment (Boutouba et al., 2019)

<b>compositions chimiques CEM II / A</b>	<b>Pourcentage de composant</b>
SiO <sub>2</sub>	20,58
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,90
Fe <sub>2</sub> O	4,70
CaO	62,8
SO <sub>3</sub>	2,28
MgO	0,53
K <sub>2</sub> O	0,42
Na <sub>2</sub> O	0,12
CaO libre	2,17
<b>Composition minéralogique</b>	
C3S	57,79
C2S	20,47
C3A	7,2
C4AF	11,49

### 3.3.3 Fibres

L'analyse de nombreuses études menées dans le domaine de la géotechnique a clairement établi que l'incorporation de fibres représente une approche rentable et efficace pour renforcer les propriétés mécaniques des sols. Ces derniers étant catégorisés en deux types naturels.



Deux types de fibres différentes ont été utilisés dans cette étude, à savoir la fibre d'alfa et la fibre de sisal

La fibre d'alfa est obtenue à partir de la plante d'esparto (*Stipa tenacissima*), qui est utilisée par les artisans dans les industries traditionnelles. Elle pousse de manière aléatoire dans le bassin méditerranéen (Algérie, Libye, Tunisie, Maroc). Ensuite, elle a été triée et coupée en morceaux de 12 mm de long. La (figure 3.8a) illustre les tiges de la fibre d'alfa. Le sisal est une fibre issue de feuilles, connue pour sa grande résistance et sa bonne robustesse, ce qui en fait l'une des fibres naturelles les plus polyvalentes et commercialement importantes. De nos jours, elle est utilisée dans le domaine du génie géotechnique. Dans cette étude, des fibres de sisal commerciales ont été fournies et coupées en morceaux de 12 mm de longueur. La Figure 3.8b présente une image des fibres de sisal. Les propriétés mécaniques des fibres sont présentées dans les Tableaux 2.

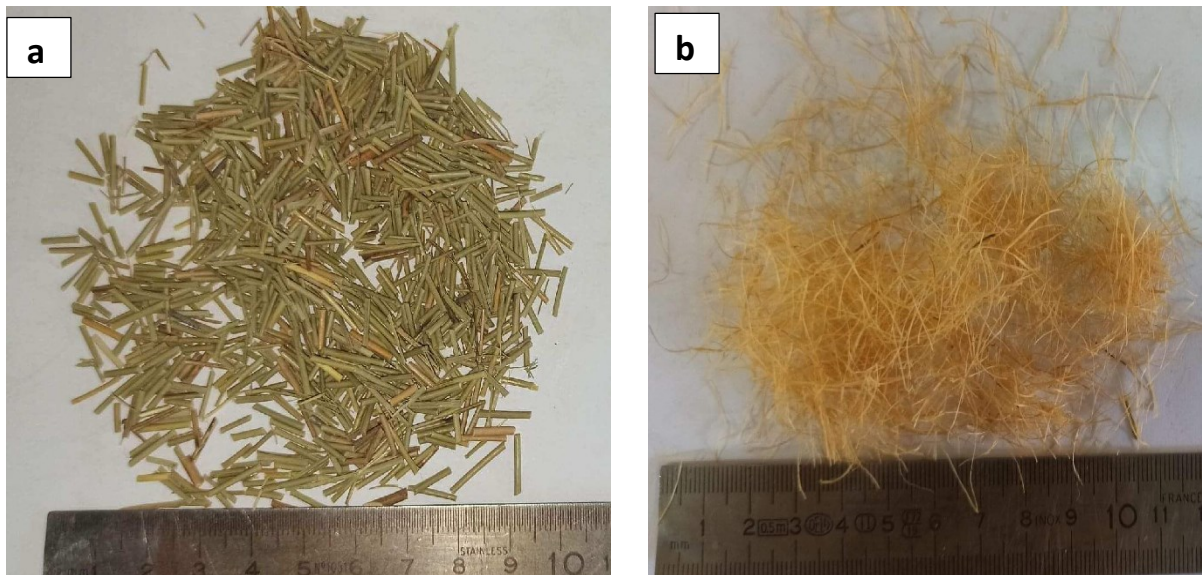


Figure 3. 8 : (a) : la fibre d'alfa ; (b) : fibres de sisal

Tableau 3. 6: Les propriétés des fibres.

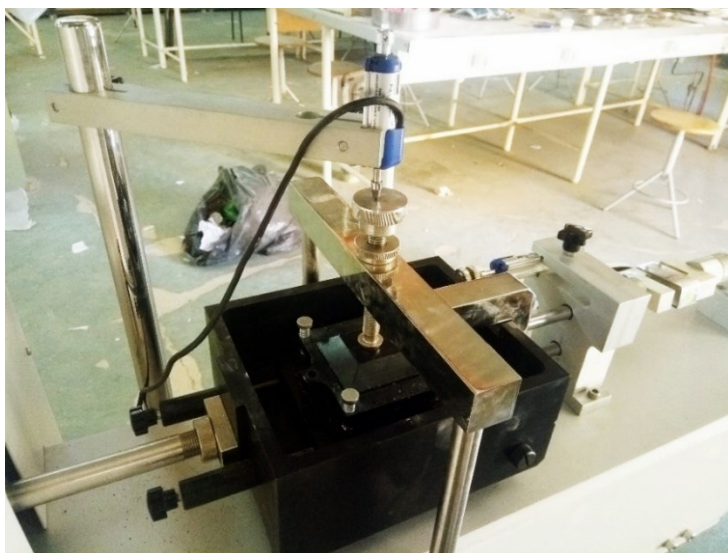
Propriétés des fibres	ALFA (Dallel, 2012)	Sisal (Saheb et Jog, 1999)
Densité spécifique, Gs	1,52	1.3
Résistance à la traction, MPa	75 – 154	510
Module d'élasticité (GPa)	12,7	28

### 3.4 Dispositif expérimental

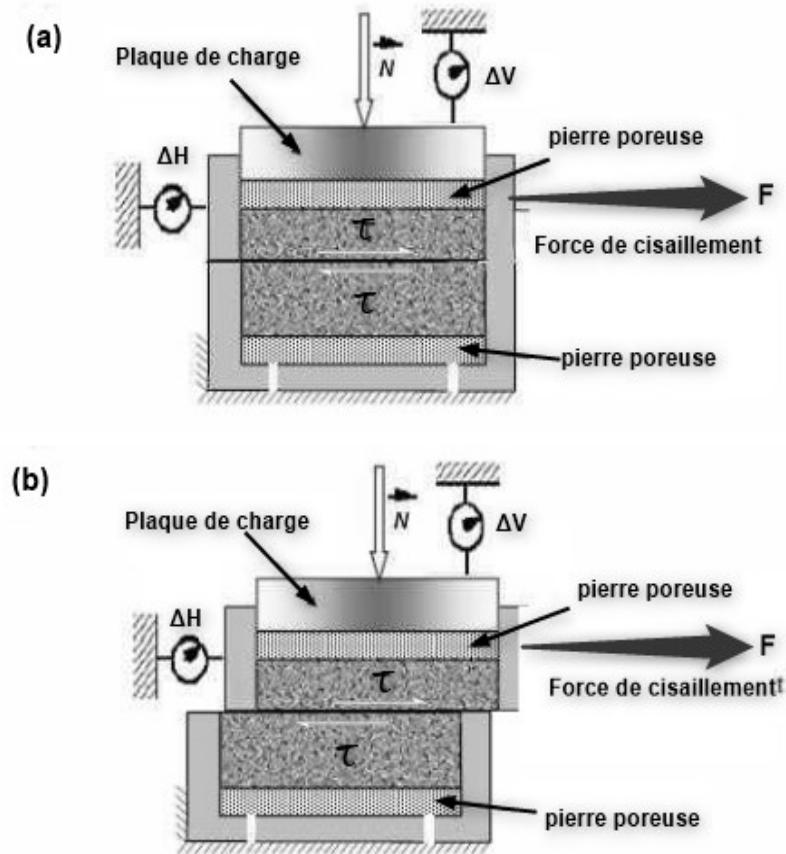
Pour évaluer l'efficacité du traitement par la combinaison de gomme de xanthane-d'argile, ciment portland et le renforcement par les fibre (naturel et industriel) sur le comportement mécanique du sable de Chlef, une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur tous les échantillons préparés à l'aide d'une machine d'essai de cisaillement direct automatique (UTS-2060.SMPR), illustré dans la Figure 3.9 et Figure 3.10 , conformément à la norme ASTM D-3080.



**Figure 3. 10 :** La boîte de cisaillement direct



**Figure 3. 9:** machine d'essai de cisaillement direct automatique (UTS-2060.SMPR)



**Figure 3. 11:** Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte (BENZIANE, 2021)

L'essai consiste à placer un échantillon dans la boîte de cisaillement carrée (60 x 60 mm<sup>2</sup> et hauteur 25 mm), comme illustré dans la figure 3.11. Ensuite, une charge verticale  $N$  est appliquée sur la partie supérieure de l'échantillon, créant ainsi une contrainte normale  $\sigma_N$  (50, 100 et 200 kPa), en utilisant des masses pour appliquer cette contrainte et maintenir constante pendant toute la durée de l'essai. Après la consolidation initiale, une force transversale ( $F$ ) est appliquée sur l'une des moitiés de la boîte de cisaillement à l'aide d'un moteur, ce qui provoque le glissement de cette moitié par rapport à l'autre  $\Delta_L$ . que l'on augmente progressivement jusqu'à un déplacement de 7,50 mm. Le cisaillement horizontal a été réalisé à une vitesse de déplacement constante de 1,00 mm/min. La force horizontale ( $F$ ), les déplacements horizontaux ( $\Delta_H$ ) et verticaux ( $\Delta_V$ ) ont été automatiquement acquis via l'unité de charge de l'appareil avec le logiciel USOFT-2060. La résistance au cisaillement maximale et résiduelle a été mesurée pour chaque spécimen.

En répétant l'essai avec différentes valeurs de  $N$  jusqu'à la rupture de l'échantillon, on peut déterminer les paramètres de résistance au cisaillement du sol, à savoir  $c$  et  $\phi$ . La charge  $N$ , lorsqu'elle est divisée par la section  $A$  de l'échantillon, représente la contrainte normale

moyenne sur le plan de rupture, tandis que l'effort de cisaillement  $F$ , également divisé par la section  $A$ , correspond à la contrainte de cisaillement moyenne  $\tau$  sur ce même plan (exprimée en kPa).

### 3.5 Préparation des échantillons et des éprouvettes

#### 3.5.1 Fabrication des éprouvettes Sol-XG

Du sable propre a été mélangé avec différentes proportions d'argile de kaolin (0%, 10%, 20% et 30%) préparés à l'état sec afin d'obtenir des mélanges de sable-kaolin (CS ; SK1 ; SK2 et SK3 respectivement). Les propriétés essentielles de ces échantillons sont détaillées dans le Tableau 3.3 et les courbes de distribution granulométrique sont illustrées dans la Figure 3.5, ci-dessus. Des photographies de ces mélanges sable-kaolin sont présentées dans la Figure 3.12.

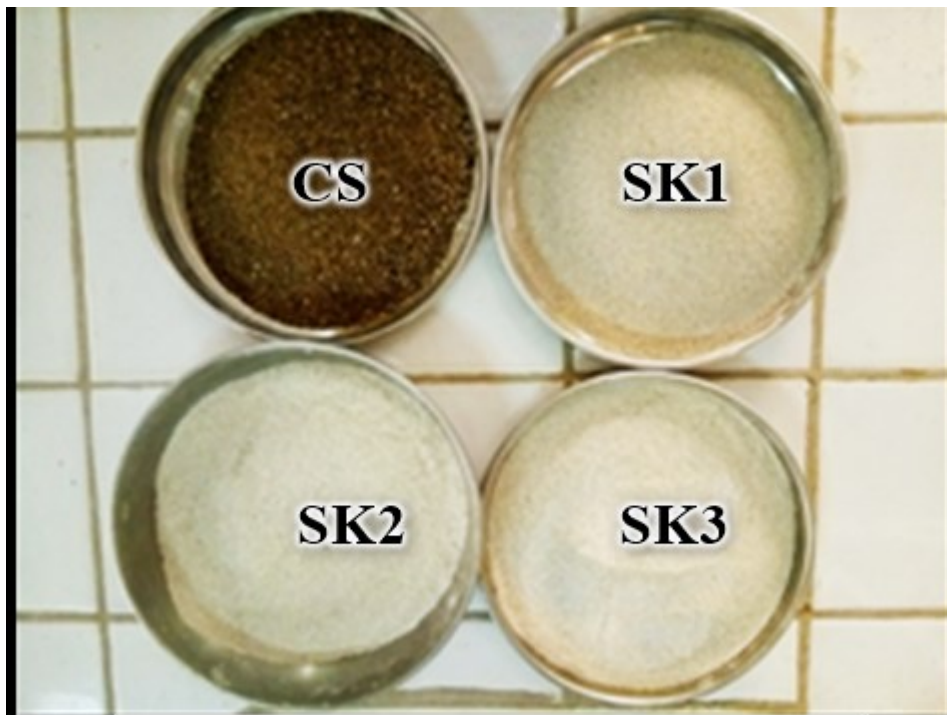


Figure 3. 12: mélanges sable-kaolin

Afin d'atteindre la densité relative souhaitée de l'échantillon, l'essai de cisaillements direct implique sur la mise en place d'une masse connue dans un volume déterminé ( $V=60*60*2.5$ ), avec l'impératif que la masse calculée ( $m_s$ ) soit en adéquation totale avec le volume de l'échantillon. Les formules ci-dessous ont été essentielles pour atteindre cette précision (3.1) et (3.2) :

$$m_s = \frac{(V * \gamma_s)}{(e+1)} \quad (3.1)$$

Avec :

$$e = Id (e_{min} - e_{max}) + e_{max} \quad (3.2)$$

$m_s$  : C'est la masse totale du sol (sable propre ou mélange Sable-Kaolin).

Par exemple pour formuler un échantillon SK3  $m_s = 70\% S + 30\% K$ .

Ces échantillons préparé ont été traités avec deux concentrations différentes de gomme de xanthane ( $X_G = 0,25\%$  et  $0,50\%$ ). la masse de poudre de xanthane a été calculé par rapport au masse total de l'échantillon, à l'aide de la formule suivante (3.3) :

$$M_{Xg} = X_G * m_s \quad [g] \quad (3.3)$$

Après une solution de gomme de xanthane (hydrocolloïde) a été obtenue en mélangeant de la poudre de gomme de xanthane dans une quantité souhaitée d'eau distillée, soit pour une teneur en eau de 20%. La solution a été agitée à l'aide d'un bras mixeur pendant 60 secondes pour obtenir un hydrogel uniforme de gomme de xanthane.

La solution préparée a été ajoutée aux échantillons de sable propre ou mélanges secs (sable-kaolin) et mélangée à l'aide d'un malaxeur automatique pour obtenir une pâte homogène et uniforme (figure 3.13).

La pâte a été coulée et moulée dans un moule parallélépipédique ayant une section carrée de  $60 \times 60 \text{ mm}^2$  et une hauteur de 25 mm, comme le montre la figure 2d. La densité relative initiale des échantillons a été déterminée dans une plage de 84 % à 87 %. Les échantillons humides ont ensuite été placés dans un four à une température ambiante de  $25^\circ \pm 2 \text{ C}$  pendant 7, 14 et 28 jours de durcissement. Cette méthode de préparation utilisée a été choisie en fonction de travaux similaires antérieurs (Lee et al., 2017 ; Dehghan et al., 2019; Lee et al., 2021).

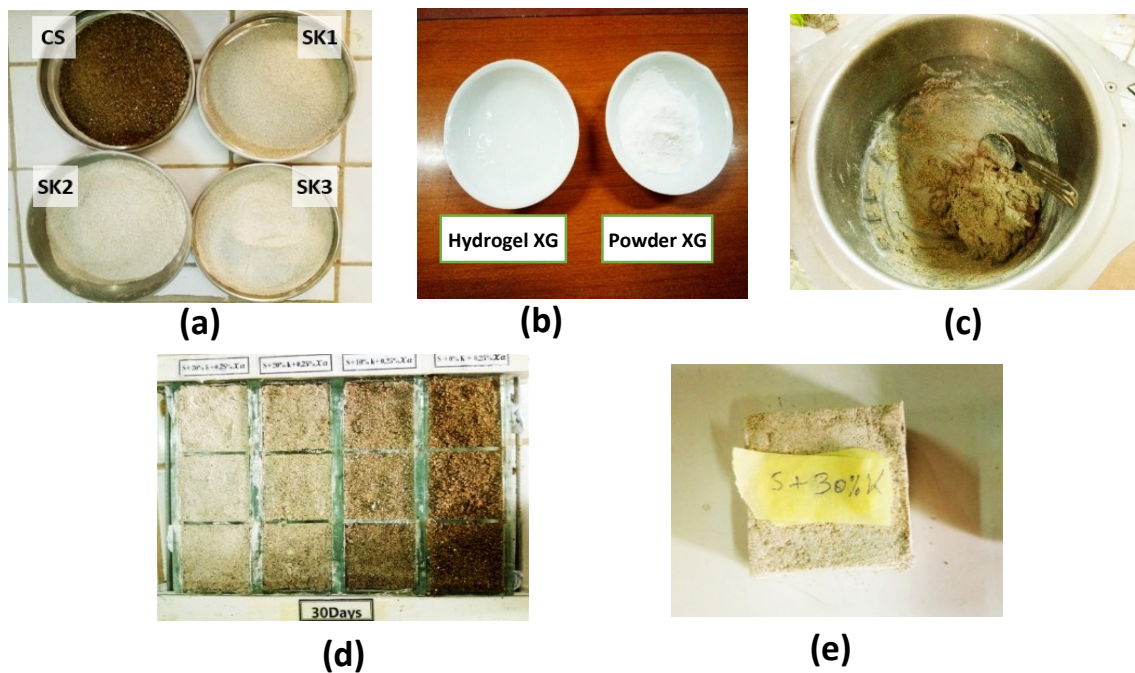


**Figure 3. 13:** malaxeur automatique utilisé pour le mélange

En conclusion, le processus de fabrication des éprouvettes comprend les étapes suivantes :

- Préparation du sol à traiter.
- Préparation de la solution de gomme de xanthane.
- Mélange de la solution avec le sol pour obtenir une pâte.
- Moulage de la pâte dans un moule adapté à la boîte de cisaillement.
- Séchage des éprouvettes (durcissement).

Pour obtenir des résultats fiables et évaluer correctement l'influence du traitement, il est essentiel de suivre le même processus pour toutes les éprouvettes. Cela garantit une comparaison équitable entre les échantillons et permet de déterminer précisément les effets du traitement sur chaque éprouvette. Le maintien de la cohérence dans le processus de fabrication et d'essai est fondamental pour des résultats scientifiques valables. Ce processus de fabrication des éprouvettes est présenté à La figure 3.14.



**Figure 3. 14:** Préparation des échantillons et matériaux utilisés dans cette étude :  
 (a) Sol, (b) Gomme de xanthane, (c) Mélange de gomme de xanthane et de sol,  
 (d) Moulage de l'échantillon, (e) éprouvette avant l'essai.

Tous les échantillons préparés pour l'essai de cisaillement direct sont résumés dans le tableau 3.7.

**Tableau 3. 7:** Synthèse des spécimens (sable-kaolin-Xanthane) pour les essais de cisaillement direct.

Eprouvette	$K_c$ (%)	$S_c$ (%)	$W_i$ (%)	$X_G$ (%)	$\gamma_d$ (g/cm)	$W_{7\text{ days}}$	$W_{14\text{ days}}$	$W_{28\text{ days}}$
US	0	100	0	0	1.62	-	-	-
SXG1	0	100	20	0.25	1.61 ~ 1.63	8.68	0.33	0
SK1XG1	10	90		0.25	1.71 ~ 1.73	4.91	0.44	0
SK2XG1	20	80		0.25	1.70 ~ 1.71	4.17	0.47	0
SK3XG1	30	70		0.25	1.60 ~ 1.62	4.54	0.40	0
SXG2	0	100		0.50	1.61 ~ 1.63	6.50	0.34	0
SK1XG2	10	90		0.50	1.71 ~ 1.73	3.51	0.56	0
SK2XG2	20	80		0.50	1.70 ~ 1.72	3.39	0.54	0
SK3XG2	30	70		0.50	1.60 ~ 1.62	2.08	0.58	0

US: Sable non traité ; S: Sable; K1: 10% de Kaolin; K2: 20% de Kaolin;  
 K3: 30% de Kaolin

XG1:0.25% teneur de la gomme de xanthane XG2:0.50% teneur de la gomme de xanthane

Une fois la période de traitement (7 ; 14 ou 28) terminée, les essais de cisaillement direct sur les éprouvettes fabriquées a été procédée.

### 3.5.2 Fabrication des éprouvettes Sable-Ciment

Afin d'étudier l'effet de traitement par ciment portland sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux, des éprouvettes de sable-ciment ont été fabriquées. Pour la fabrication des éprouvettes traitées au ciment, une méthode de préparation partiellement similaire au processus de fabrication employée pour les échantillons traités à la gomme de xanthane suscitée a été sélectionnée. Ainsi cette méthode est basée sur une étude de sable traité au ciment réalisé par (Boutouba et al. 2019). Des échantillons du sable propre ont été mélangés avec des teneur en ciment fixé à 3, 6 et 9% pour obtenir un mélange de sable et de ciment préparé à l'état sec. Les proportions de ciment ( $C_c$ ) pour le sol stabilisé avec du ciment ont été calculées en se basant sur le rapport entre le poids du ciment et le poids sec du sable. Les quantités de ciment ajoutées ont été déterminées en utilisant la formule (3.4) suivante.

$$C_c = \frac{m_c}{m_s} * 100 [\%] \quad (3.4)$$

Le mélange sable-ciment est brassé dans un malaxeur pendant 1 minute et 30 secondes, avec un ajout d'eau pour obtenir une teneur de 10 %, conformément aux conclusions de l'étude de Boutouba et al. (2019). Cette recherche met en avant le rôle crucial de la teneur en eau dans l'analyse et l'appréciation du développement de la résistance des sols sableux cimentés en laboratoire. La mixture formée est ensuite coulée dans un moule parallélépipédique mesurant 60x60 mm<sup>2</sup> en section et 25 mm en hauteur, comme le montre la figure 3.15. La densité relative initiale des échantillons varie de 84 % à 87 %. Ces échantillons, encore humides, sont placés dans une étuve à une température stable de 25±2 °C, pour des périodes de cure de 14 et 28 jours. Le tableau 3.7 récapitule tous les échantillons préparés pour l'essai de cisaillement direct.

**Tableau 3.8 :** Synthèse des spécimens (sable-ciment) pour les essais de cisaillement direct.

Eprouvette	S	C <sub>c</sub> (%)	W <sub>i</sub> (%)
US	100%	0	0
S3C	100%	3%	
S6C	100%	6%	20
S9C	100%	9%	



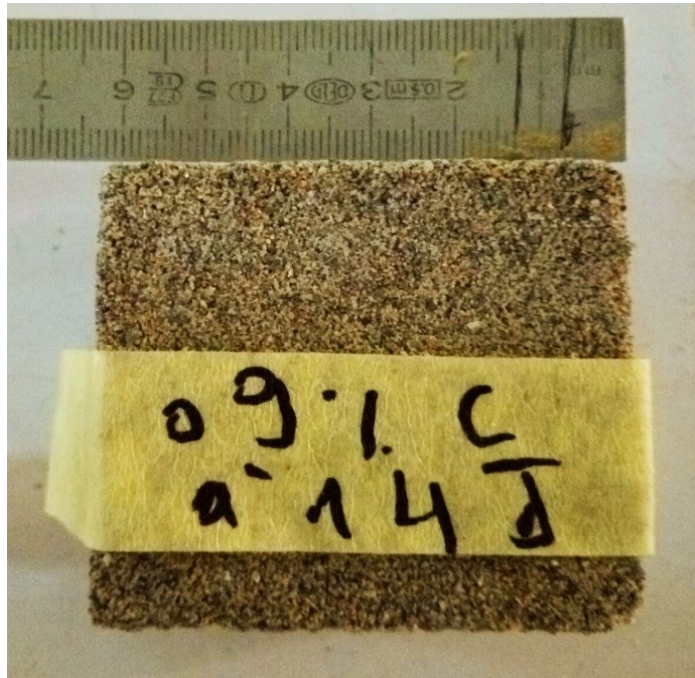


Figure 3. 15: éprouvette de sable traité au ciment

### 3.5.3 Préparation des échantillons Sable-Fibre et Sable-Fibre-XG

Pour étudier l'effet de l'ajout de deux types de fibres naturelles réparties de manière aléatoire dans un sol sablonneux, sur la résistance au cisaillement. Des mélanges de sable renforcé avec des fibres d'alfa et des mélanges de sable avec des fibres de sisal ont été préparés avec des proportions de (1, 2, 3, 4 %) et (0,1, 0,3, 0,5, 0,7 %) respectivement. Les spécimens ont été préparés en utilisant la méthode sèche, ainsi, la masse calculée des fibres (par la formule 3.5) a été mélangée en petites quantités à la main pour obtenir un mélange uniforme. La figure 3.16 illustre un mélange de fibres d'alfa- sable et les fibres de sisal-sable.

Pour garantir l'homogénéité des échantillons tant en densité relative qu'en disposition des fibres, chaque échantillon a été divisé en trois parties. Les échantillons ont été disposés en trois couches dans une boîte de cisaillement rectangulaire de dimensions 60 mm × 60 mm × 25 mm. Chaque couche a été compactée à une densité souhaitée en mesurant la hauteur de la couche pendant le processus de compactage afin d'obtenir une densité moyenne de l'échantillon de  $D_r = 75\%$ . Ensuite, l'essai de cisaillement de l'échantillon a été commencé.

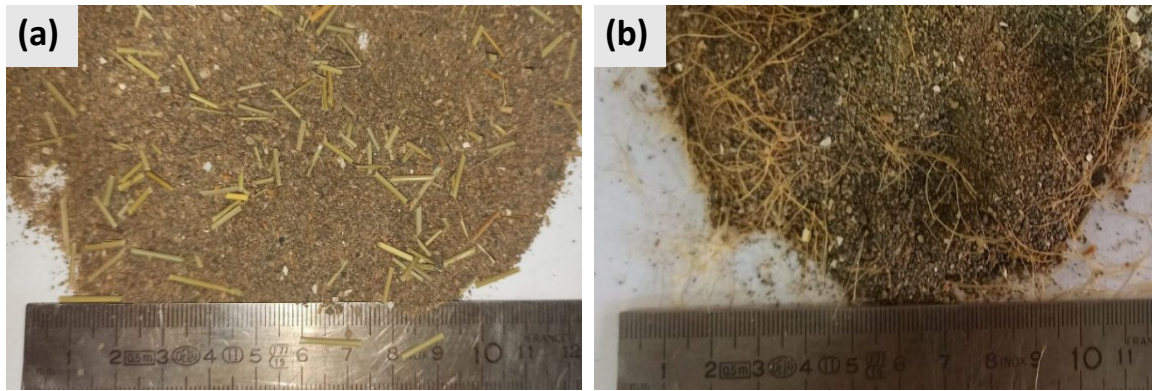


Figure 3. 16: mélanges fibres-sable

$$F_c = \frac{m_f}{m_s} * 100 \quad [\%] \quad (3.5)$$

Avec

$m_f$  : La masse des fibres

$m_s$  : La masse du sol

De plus, Pour étudier l'effet de la combinaison de ces deux types de fibres naturelles avec le traitement par la gomme de xanthane dans un sol sablonneux, sur la résistance au cisaillement. Des mélanges de sable renforcé avec des fibres d'alfa et des mélanges de sable avec des fibres de sisal ont été préparés avec des proportions de (1, 2 et 3 %) et (0,1, 0,3 et 0,5 %) respectivement. Pour la fabrication des éprouvettes traitées, une méthode de préparation partiellement similaire au processus de fabrication employée pour les échantillons traités à la gomme de xanthane suscitée a été sélectionnée.

Tableau 3. 9: Synthèse des spécimens préparés (sable-Fibre) pour les essais de cisaillement direct

Echantillon	XG (%)	Teneur en fibre (Fc) %	Densité relative (%)
Sable non renforcé	0	/	75
Sable renforcé	Fibre d'Alfa	0	1, 2, 3,4
	Fibre de Sisal	0	0.1, 0.3, 0.5, 0.7
Sable renforcé et traité	Fibre d'Alfa	0,50	1, 2, 3
	Fibre de Sisal	0,50	0.1, 0.3, 0.5

### 3.6 Programme expérimentale des essais de cisaillement

Dans cette étude, un programme expérimental a été exécuté pour évaluer l'impact de l'incorporation de la gomme Xanthane (XG), combinaison Kaolin et XG, le ciment ou combinaison les fibres et XG dans le sable de Chlef. Ce programme comprenait la réalisation de 138 essais dans une boîte de cisaillement rectangulaire. En effet, chaque éprouvette et échantillon a été soigneusement défini, caractérisé et codifié en tenant compte des différents paramètres d'essai, qu'il s'agisse du type d'ajout, de la charge verticale appliquée, de la durée de durcissement, ou de la concentration des additifs utilisés, en fonction des besoins spécifiques de chaque cas d'essai. Les tableaux 3.10, 3.11 et 3.12 présentent tous les paramètres pris en compte dans le programme expérimental.

**Tableau 3. 10 :** Programme expérimental Sable-Xanthane

Eprouvette	Kc (%)	X <sub>G</sub> (%)	contrainte normale (kPa)	Duré de cure	Nombre d'essais
US	0	0	50 ; 100 ; 200	0	03
SXG1	0	0.25	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK1XG1	10	0.25	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK2XG1	20	0.25	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK3XG1	30	0.25	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SXG2	0	0.50	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK1XG2	10	0.50	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK2XG2	20	0.50	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
SK3XG2	30	0.50	50 ; 100 ; 200	7 ; 14 ; 28	09
<b>Total</b>					<b>75</b>

US: Sable non traité ; S: Sable; K1: 10% de Kaolin; K2: 20% de Kaolin; K3: 30% de Kaolin  
 XG1:0.25% teneur de la gomme de xanthane ; XG2:0.50% teneur de la gomme de xanthane

**Tableau 3. 11 :** Programme expérimental Sable-Ciment

Eprouvette	C <sub>c</sub> (%)	contrainte normale (kPa)	Duré de cure Jours	W <sub>i</sub> (%)	Nombres
S3C	3	50 ; 100 ; 200	14 ; 28	10	06
S6C	6	50 ; 100 ; 200	14 ; 28		06
S9C	9	50 ; 100 ; 200	14 ; 28		06
<b>Total</b>					<b>18</b>

S : Sable propre ; C : Ciment portland

**Tableau 3. 12 :** Programme expérimental Sable-Fibre et Sable-Fibre-XG

Echantillons	$F_c(\%)$	contrainte normale (kPa)	Duré de cure Jours	$X_G(\%)$	Nombre d'essais
S-NR-NT	0	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+0.1Fs	0.1	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+0.3Fs	0.3	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+0.5Fs	0.5	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+0.7Fs	0.7	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+1FA	1	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+2FA	2	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+3FA	3	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S+4FA	4	50 ; 100 ; 200	-	0	03
S-0,1Fs-XG2	0.1	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
S-0,3Fs-XG2	0.3	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
S-0,5Fs-XG2	0.5	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
S-1FA-XG2	1	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
S-2FA-XG2	2	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
S-3FA-XG2	3	50 ; 100 ; 200	28	0,50	03
<b>Total</b>					<b>45</b>

S : Sable propre ; Fs : Fibre de sisal ; FA :Fibre d'alfa

XG2: 0.50% teneur de la gomme de xanthane ; NR :Non renforcé ;NT :Non traité

### 3.7 Répétabilité des essais

Pour évaluer l'efficacité de notre dispositif expérimental, des tests répétés ont été effectués sur du sable propre de Chlef non traité, préparé en utilisant la méthode de pluviation sèche, à une densité relative moyenne de 50 % et soumis à une contrainte normale égale à 50 kPa. Les résultats ont montré une cohérence satisfaisante avec des tendances très similaires, ce qui confirme la robustesse des essais. La Figure 4 illustre en détail des résultats de ces tests.

**Tableau 3. 13 :** Les valeurs de répétabilité de la courbe de variation résistance de cisaillement en fonction déplacement horizontal

Test	Résistance maximale (kPa)	Moyenne (kPa)	Erreur	Résistance résiduelle (kPa)	Moyenne (kPa)	Erreur
1	49,61	48.91	1.43 %	37.88	38.01	-0,35%
2	48,21		-1.43 %	38.145		0,35%

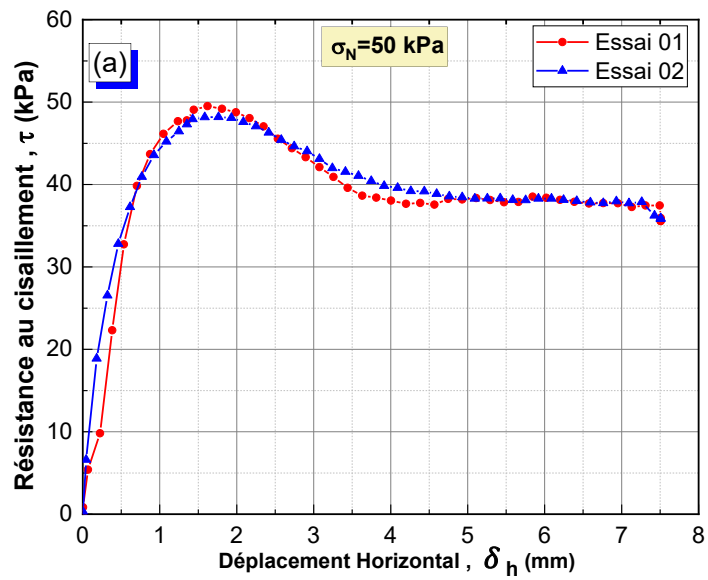


Figure 3. 17: Essais de répétabilité de la Courbe de variation déplacement vertical en fonction déplacement horizontal.

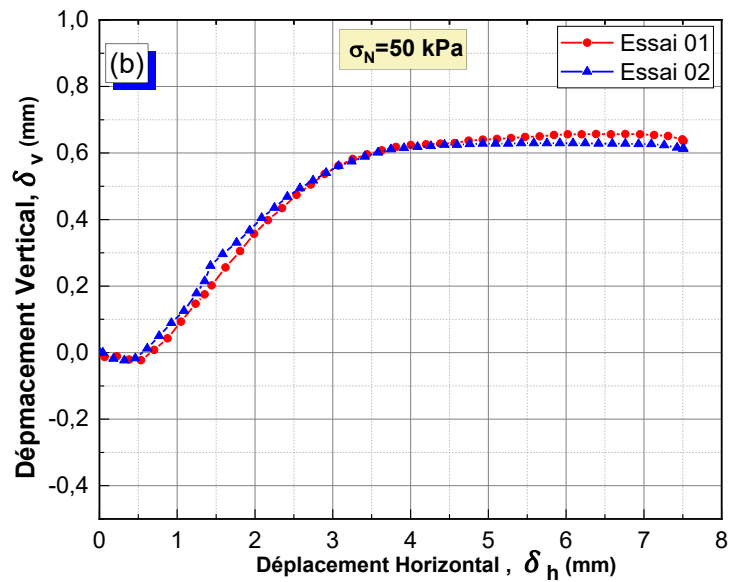


Figure 3. 18: Essais de répétabilité de la courbe de variation résistance de cisaillement en fonction déplacement horizontal

### 3.8 Conclusion

Ce chapitre constitue la fondation essentielle de notre étude, offrant une vue détaillée de notre méthodologie et de l'appareillage expérimental utilisé pour ce travail. Nous avons décrit les caractéristiques du sol étudié, qui sont cruciales pour la compréhension de son comportement, ainsi que les propriétés des agents d'amélioration utilisés. De plus, nous avons exposé en détail les étapes de préparation des échantillons, la fabrication des éprouvettes de sable traité ou renforcé, et les équipements de test, notamment la boîte de cisaillement.

Il s'agit d'un chapitre d'une importance capitale, jouant un rôle fondamental en posant le cadre de notre recherche et en fournissant les fondations sur lesquelles reposera l'analyse de nos résultats et les conclusions à venir, tout en préparant pour les chapitres suivants.

**CHAPITRE 04 :**  
**ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DES**  
**SABLES TRAITES PAR CIMENT ET GOMME**  
**DE XANTHANE**

## **4.1 Introduction**

À ce jour, divers ajouts ont été explorés par les chercheurs pour améliorer les propriétés mécaniques des sables. Parmi ces ajouts, on compte l'utilisation de matériaux de traitement tels que le ciment Portland (Haeri et al., 2006 ; Chen et al., 2013 ; Boutouba et al., 2019), les solutions chimiques (Vipulanandan et Krizek, 1986 ; Delfosse et al., 2004), mélange de Acrylate-Ciment (Chhun et al., 2019) ainsi que les bio-polymères (Chang et al., 2015b ; Chang et al., 2015c ; Chang et al., 2016b ; Ayeldeen et al., 2017 ; Cabalar et al., 2017 ; Cabalar et al., 2018 ; Chang et Cho, 2019 ; Soldo et al., 2020 ; Bozyigit et al., 2021). Ces recherches se sont principalement basées sur des essais de compression simple non confinée, des essais triaxiaux et des essais de cisaillement direct. Bien que la gomme de xanthane ait été spécifiquement étudiée parmi les bio-polymères visant à améliorer les propriétés mécaniques, mais les investigations basées sur l'essai de cisaillement direct restent relativement limitées. De plus, il convient de noter l'absence actuelle d'études comparatives entre les sables traités par la gomme de xanthane et ceux traités au ciment Portland.

Dans ce chapitre, nous examinerons les propriétés de résistance mécanique des échantillons de sable propres et d'autres échantillons ayant été soumis à un processus de traitement par ciment portland et le bio-polymère de la gomme de xanthane, en nous appuyant sur des essais de cisaillement direct. Ces essais de cisaillement direct sont privilégiés car ils peuvent fournir des informations détaillées sur le comportement mécanique de sable soit traité ou non traité, particulièrement les caractéristiques mécanique.

## **4.2 Résultats des essais réalisés**

Conformément au programme expérimental décrit dans le chapitre 03, des essais de cisaillement direct ont été menés sur du sable propre non traité et sur du sable traité, soit avec du ciment Portland, soit avec de la gomme de xanthane. Les données obtenues d'à partir de ces essais ont été tracés sous formes divers graphiques et présenté dans ce chapitre comme des résultats direct et indirect, afin d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement mécanique de sable propre traité. Les résultats de ce chapitre se composent de quatre sections, à savoir :

- Les résultats de résistance au cisaillement et des caractéristiques mécaniques du sable propre non traité en tant que sol témoin.
- Les résultats de résistance au cisaillement et des caractéristiques mécaniques du sable propre traité au ciment Portland pour différentes concentrations, soit 3 %, 6 % et 9 %, ainsi que pour des périodes de durcissement de 14 et 28 jours.

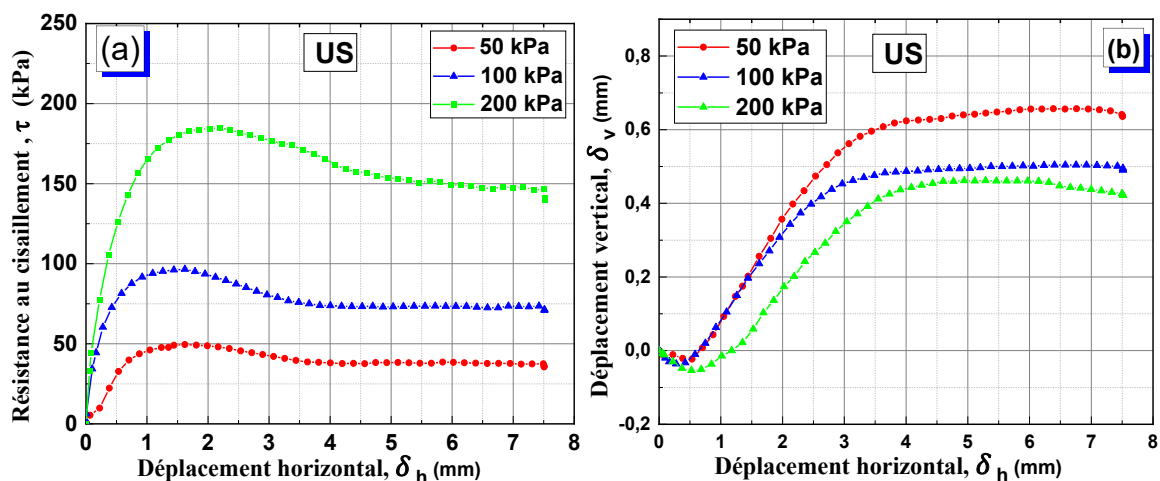


- Les résultats de résistance au cisaillement et des caractéristiques mécaniques du sable propre traité par la gomme de xanthane pour deux concentrations, soit 0,25 % et 0.5 %, ainsi que pour des périodes de durcissement de 07, 14 et 30 jours.
- Comparaison entre le sable propre traité au ciment et du sable propre traité par la gomme de xanthane

#### 4.2.1 Réponse au cisaillement du sable propre

Les résultats de résistance au cisaillement de sable propre non traité (US) sont présentés dans les figures (4.1 a, 4.1 b et 4.2). Il convient de noter que la densité relative du sable est de 80 %. La figure (4.1a) présente les résultats de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal obtenus à partir du cisaillement direct du sable, sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Les courbes montrent que la contrainte de cisaillement augmente progressivement jusqu'à atteindre un pic (résistance maximale) pour des déplacements horizontaux variant entre 1 mm et 3 mm. Ensuite, elle diminue pour atteindre une contrainte résiduelle à des déplacements plus importants, compris entre 3 mm et 7,5 mm. On observe une augmentation de la contrainte de cisaillement proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale.

La figure (4.1b) montre la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Les courbes présentent une phase de contraction lors des déformations de petite taille (0 à 1 mm), suivie d'une phase de dilatation pour les déformations plus importantes (1 à 7,5 mm). Il est évident que l'élévation de la contrainte normale conduit à une phase de contractante plus importante, tout en diminuant la phase de dilatation.



**Figure 4. 1 :** Comportement au cisaillement du sable propre non traité,  
 (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

La courbe intrinsèque de Coulomb du sable propre non traité peut être définie par une équation de type ( $\tau = \sigma_N \cdot \tan\phi + c$ ), comme illustré à la figure 4.2. Les paramètres mécaniques  $c$  et  $\phi$  peuvent être calculés à l'aide de cette courbe. Le sable propre a une pente de 0,999 et une cohésion faible de 5,535 kPa.

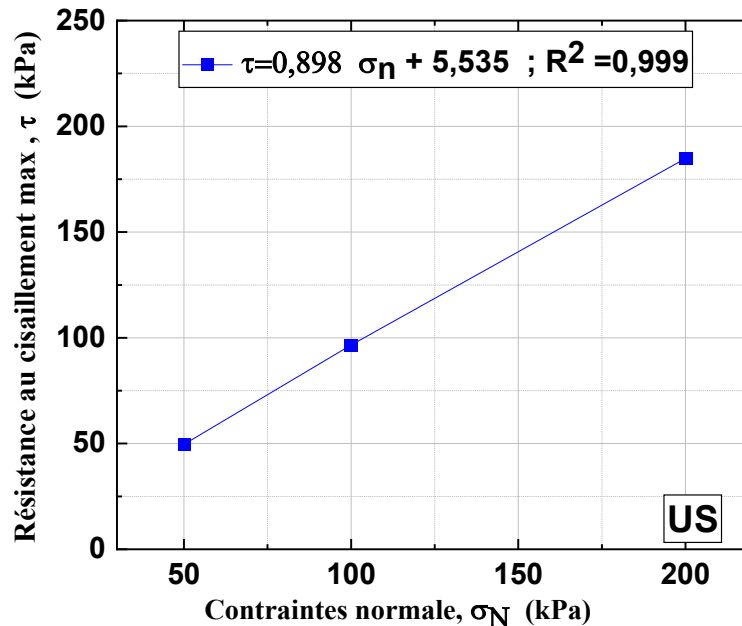


Figure 4. 2 : Courbes intrinsèques de sable propre non traité

## 4.2.2 Comportement du sable propre traité au ciment portland

### 4.2.2.1 Réponse au cisaillement

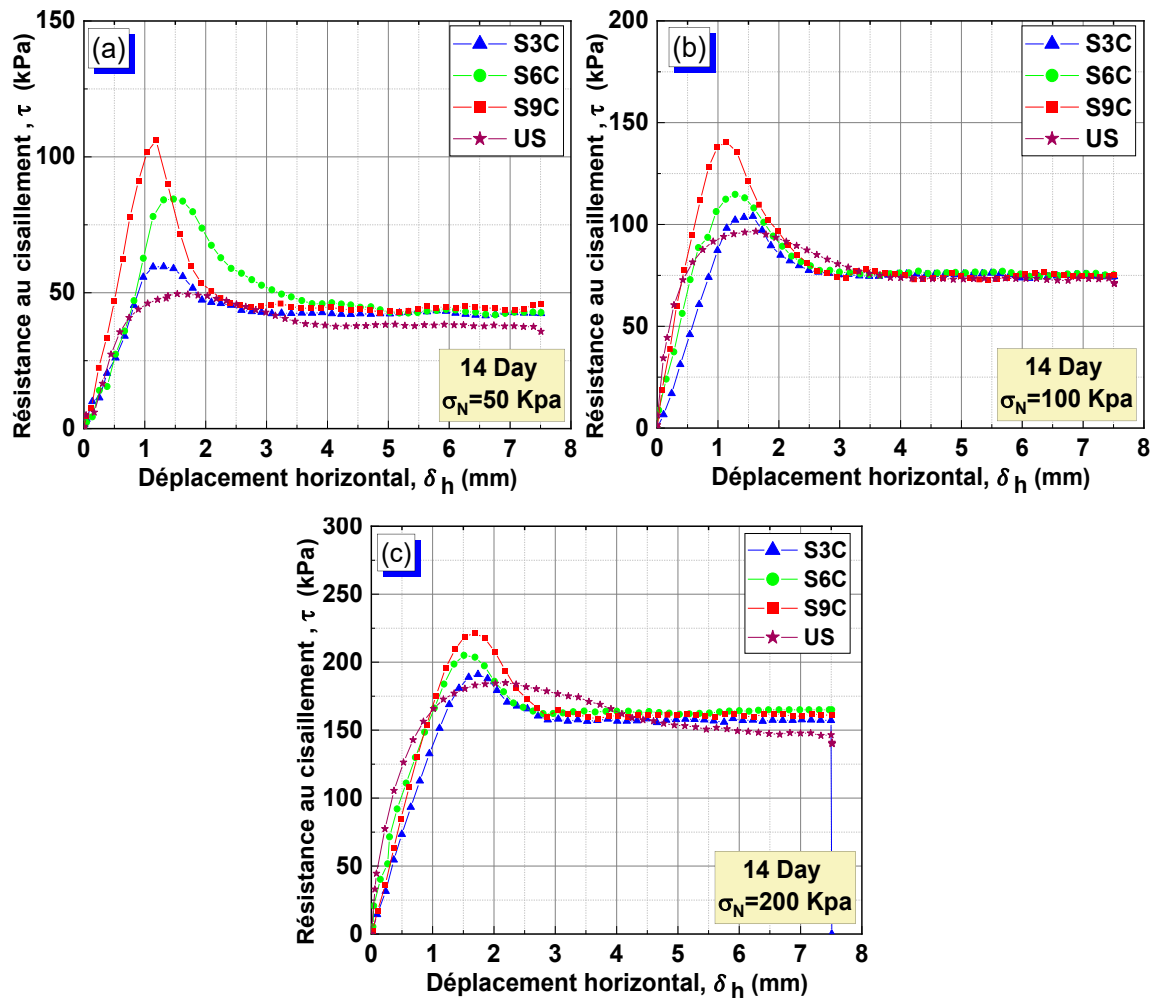
Les résultats de l'étude sur la résistance au cisaillement du sable propre traité au ciment Portland sont présentés. Les essais de cisaillement direct ont été privilégiés sur des échantillons de sable de Chlef traité au ciment Portland sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Cette analyse a porté sur l'impact du pourcentage de ciment Portland (3, 6 et 9%) et de la durée de durcissement (14 et 28 jours) pour évaluer le degré d'amélioration apporté par le traitement au ciment dans des conditions spécifiques. Les échantillons sont désignés par US, S3C, S6C et S9C pour des teneurs en ciment de 3%, 6% et 9%, respectivement.

#### a- Durée de cure de 14 jours

Les résultats de la résistance au cisaillement des éprouvettes de sable propre traité au ciment Portland, durcies pendant 14 jours, à savoir US, S3C, S6C et S9C, dans des états denses et soumises à des contraintes normales verticales de 50, 100 et 200 kPa, sont présentés dans cette section.

La Figure 4.3 illustre Les courbes de résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal des éprouvettes US, S3C, S6C et S9C pour une durée de cure 14 jours. Les courbes indiquent que la contrainte de cisaillement du sable a atteint une valeur maximale qui représente un pic de résistance au début de l'essai, généralement entre 1 et 1,8 mm de déplacement horizontal. Par la suite, après la rupture de l'éprouvette la contrainte a décliné progressivement pour atteindre une valeur résiduelle constante sur un palier étendu de déplacement, variant de 3,50 mm à la fin de l'essai jusqu'à 7,50 mm. De plus, il a été observé que tous les courbe de résistance, qu'ils soient les échantillons traités ou non, ont suivi une même tendance, avec une résistance au cisaillement maximale croissante proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale. Selon le comportement en résistance au cisaillement, la résistance au cisaillement de l'interface du sol traité au ciment était plus élevée, mais atteignait sa valeur maximale à un déplacement de cisaillement plus faible que celui du sol non traité. En particulier, la contrainte de cisaillement de l'interface des échantillons non traités atteignait son pic à un déplacement de cisaillement de 0,8 mm à 3,5 mm. De plus, l'augmentation de la teneur en ciment entraînait une augmentation de la résistance au cisaillement de pointe de l'interface et une réduction du déplacement de cisaillement de pointe.

Les valeurs au pic de la résistance au cisaillement obtenues pour les échantillons d'essai US, S3C, S6C et S9C étaient respectivement de 49,61 kPa ; 60, 85 kPa et 106,21 kPa pour une contrainte normale de 50 kPa, des valeurs 96,62 kPa ; 104,08 kPa ; 114,91 kPa et 140,68 kPa pour une contrainte normale de 100 kPa, et des valeurs 184,77 kPa ; 190,75 kPa ; 205,70 kPa et 221,44 kPa pour une contrainte normale de 200 kPa. De plus, les résultats indiquent une augmentation de résistance au cisaillement résiduelle du sable traité par rapport au sable non traité. Ces résultats sont cohérents avec le comportement en cisaillement, tel qu'il a été rapporté dans des recherches précédentes pour sable cimenté (Boutouba et al., 2019) ; argiles cimenté(Nguyen et al., 2023).



**Figure 4. 3 :** Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal de sable propre traité au ciment portland, durée de cure 14 jours. (a) :  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ; (b) :  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ; (c) :  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

L'analyse de la courbe présentée dans la Figure 4.4 met en évidence la variation du déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal pour les éprouvettes US, S3C, S6C et S9C durcis à 14 jours. Les résultats révèlent une phase initiale de contractance se situant entre 0 et 0,7 mm de déplacement horizontal, suivie d'une phase de dilatance rapide jusqu'à  $\delta_h = 2,50$  mm, après laquelle la dilatance continue à augmenter lentement jusqu'à atteindre le déplacement final. De plus, il est observé qu'une augmentation de la contrainte normale conduit à une réduction de la dilatance pour les échantillons traités. Il est à noter que l'augmentation de teneur en ciment semble accélérer le développement de la phase de dilatation.

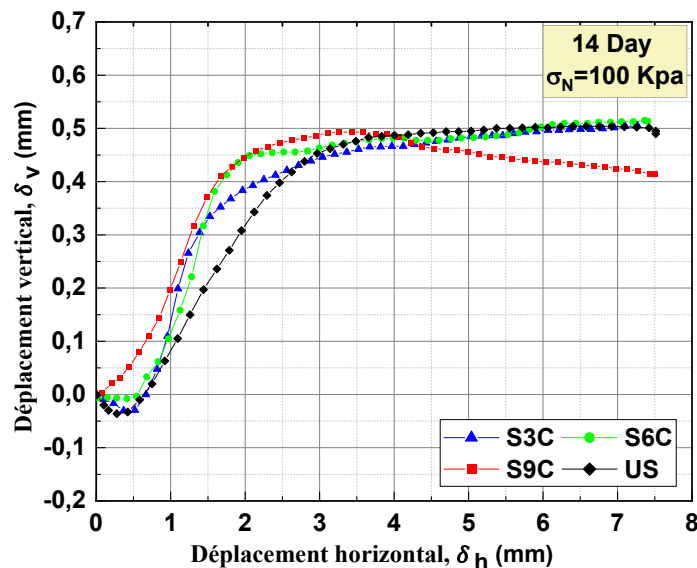


Figure 4. 4 : Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, Durée de cure 14 jours,  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ .

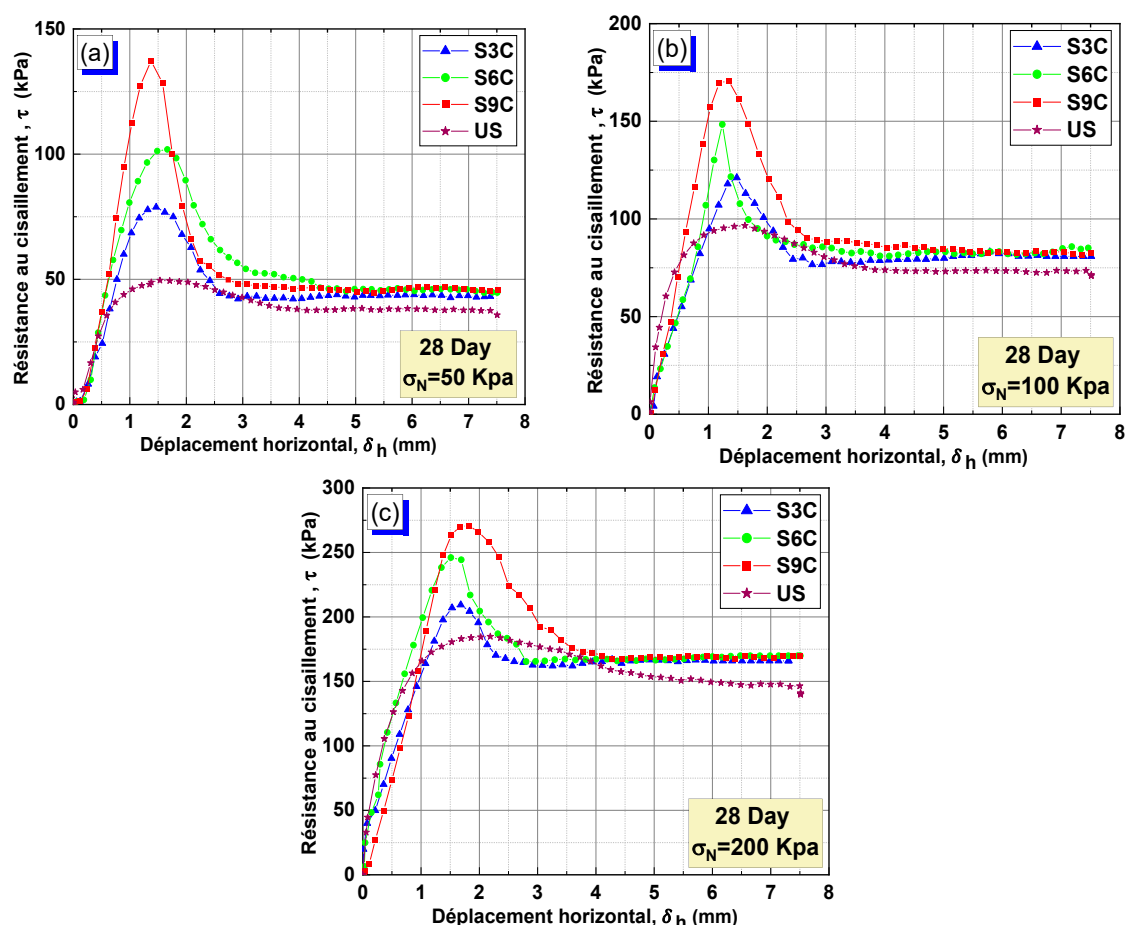
### b- Durée de cure de 28 jours

Les résultats de la résistance au cisaillement des échantillons de sable propre traité au ciment Portland, ayant subi une cure de 28 jours, nommément US, S3C, S6C et S9C, dans des conditions de densité élevée et soumis à des contraintes normales verticales de 50, 100 et 200 kPa, sont exposés dans cette section.

La figure 4.5 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du mouvement horizontal pour les échantillons US, S3C, S6C, et S9C, observée sur une durée de traitement de 28 jours. Les graphiques démontrent que le cisaillement du sable a atteint son maximum au commencement de l'expérimentation, typiquement entre un déplacement horizontal de 1 et 1,8 mm. Suite à la défaillance de l'échantillon, la contrainte s'est progressivement réduite, aboutissant à un niveau résiduel stable sur une plage de déplacement élargie, de 3,50 mm à 7,50 mm vers la fin du test. En outre, la résistance maximale au cisaillement pour les échantillons, traités ou non, s'est accrue proportionnellement avec l'augmentation de la pression normale.

Les valeurs maximales de résistance au cisaillement enregistrées pour les échantillons US, S3C, S6C, et S9C étaient respectivement de 49,61 kPa ; 79,71 kPa ; 102,00 kPa et 138,08 kPa pour une contrainte normale de 50 kPa, de 96,62 kPa ; 121,32 kPa ; 148,39 kPa et 171,83 kPa pour 100 kPa, et de 184,77 kPa ; 209,50 kPa ; 246,84 kPa et 271,19 kPa pour 200 kPa. De plus, les résultats révèlent une amélioration notable de la résistance au cisaillement résiduelle pour le sable traité en comparaison avec le sable non traité. Tous les graphiques de résistance ont révélé un profil cohérent, similaire à celui des échantillons ayant bénéficié d'un traitement de 14 jours, marqué par une élévation de la résistance au cisaillement maximale.

En analysant les courbes de contrainte-déplacement du sable et du sable-ciment, on peut remarquer que la rupture des spécimens avec l'ajout de ciment se produit après un déplacement moins important que celle du sol sans ajout de ciment. Cependant, il y a une tendance à une plus grande perte de résistance après le pic. Ce comportement est clairement perceptible pour des inclusions de 3 % de ciment et est accentué pour des inclusions de 6 % et 9 % de ciment. Ainsi, on peut conclure que l'ajout de ciment modifie la rupture du matériau, rendant la rupture fragile de sorte que la résistance du matériau diminue fortement à mesure que la déformation augmente. Dans les matériaux qui présentent ce type de rupture, le processus de rupture peut être très rapide, générant des situations catastrophiques. Les résultats de l'étude menée par Shooshpasha et Shirvani (2015) ont également abouti à des conclusions similaires. Ils ont effectué des essais de cisaillement direct qui ont clairement démontré que l'utilisation d'échantillons cimentés améliorerait les paramètres de résistance, réduisait le déplacement au point de rupture, et modifiait le comportement du sol pour le rendre nettement plus fragile et cassant.



**Figure 4. 5 :** Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal de sable propre traité au ciment portland, durée de cure 28 jours. (a)  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ; (b)  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ; (c)  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

L'examen détaillé de la courbe figurant dans la Figure 4.6 révèle les variations du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour les échantillons US, S3C, S6C et S9C durcis pendant 28 jours. Cette analyse indique initialement une tendance contractante entre 0 et 0,7 mm de déplacement horizontal, suivie d'une expansion rapide jusqu'à un déplacement horizontal de 2,50 mm. Par la suite, la phase d'expansion se poursuit, bien que plus lentement, jusqu'au déplacement final. Notamment, l'ajout de ciment dans les échantillons semble favoriser un développement accéléré de la phase d'expansion. Cependant, la présence de ciment dans les spécimens sablonneux provoque une dilatation volumétrique sous cisaillement, et la dilatation maximale est observée dans le spécimen présentant la teneur en ciment la plus élevée.

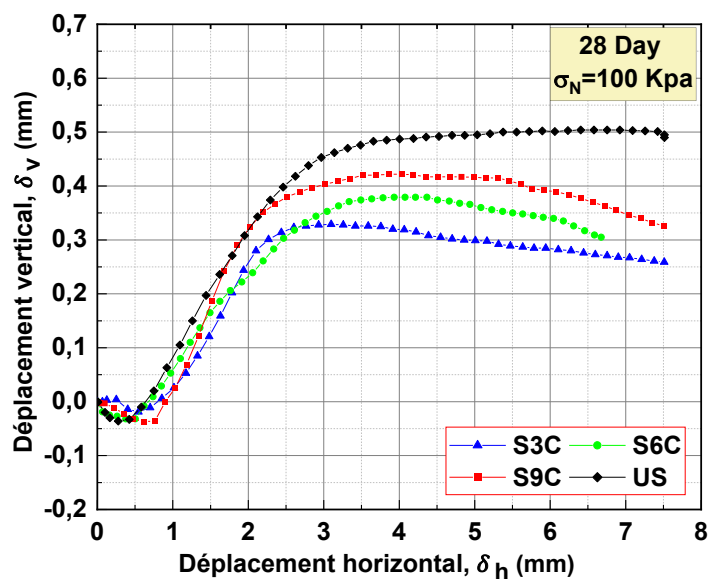


Figure 4. 6 : Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, Durée de cure 28 jours,  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  .

#### 4.2.2.2 Effet de traitement au ciment sur le ratio d'amélioration

Les améliorations de la résistance au cisaillement du sable traité au ciment ont été quantifiées à l'aide du ratio de résistance au cisaillement,  $R_c$ . C'a été défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol traité à celle du sol non traité à un niveau de contrainte normale, et est calculée selon la formule 4.1 (Nguyen et al., 2023). Les données concernant la résistance au cisaillement maximale ainsi que les ratios calculés selon cette méthode sont systématiquement récapitulées et présentées dans le tableau 4.1

$$R_c = \frac{\tau_{\max/\text{traité}}}{\tau_{\max/\text{non traité}}} \quad 4.1$$

La Figure 4.7 présente de façon détaillée les valeurs moyennes obtenues pour le rapport de résistance au cisaillement, noté  $R_c$ , calculées à partir d'échantillons de sol traité au ciment.

Ces valeurs ont été observées à deux intervalles distincts, soit à 14 et 28 jours de cure, et ont été soumises à différents niveaux de contraintes normales effectives.

L'analyse a révélé une augmentation notable du rapport maximal de résistance au cisaillement lors d'une augmentation de la teneur en ciment de 3% à 9%. Plus spécifiquement, sous une contrainte normale de 50 kPa, le rapport  $R_c$  a progressé de 1,21 à 2,14. À une contrainte de 100 kPa, le rapport a évolué de 1,08 à 1,46, tandis que sous une contrainte de 200 kPa, il a varié de 1,03 à 1,20, pour une période de cure de 14 jours. De manière similaire, lorsque la durée de cure était portée à 28 jours, les valeurs du rapport de résistance ont montré une augmentation de 1,61 à 2,78 sous une contrainte de 50 kPa, de 1,26 à 1,78 sous 100 kPa, et de 1,13 à 1,47 sous 200 kPa.

En lien avec les observations précédemment discutées concernant le rapport de résistance au cisaillement,  $R_c$ , dans le sable traité au ciment, il a été conclu que ce rapport de résistance augmente proportionnellement à l'augmentation de la teneur en ciment. Cette corrélation est manifeste et significative. Toutefois, il est important de noter que l'ampleur de cette augmentation est moins prononcée sous des contraintes normales élevées. Cette tendance suggère une interaction complexe entre la teneur en ciment et la résistance au cisaillement, en particulier sous des conditions de contrainte normale élevée.

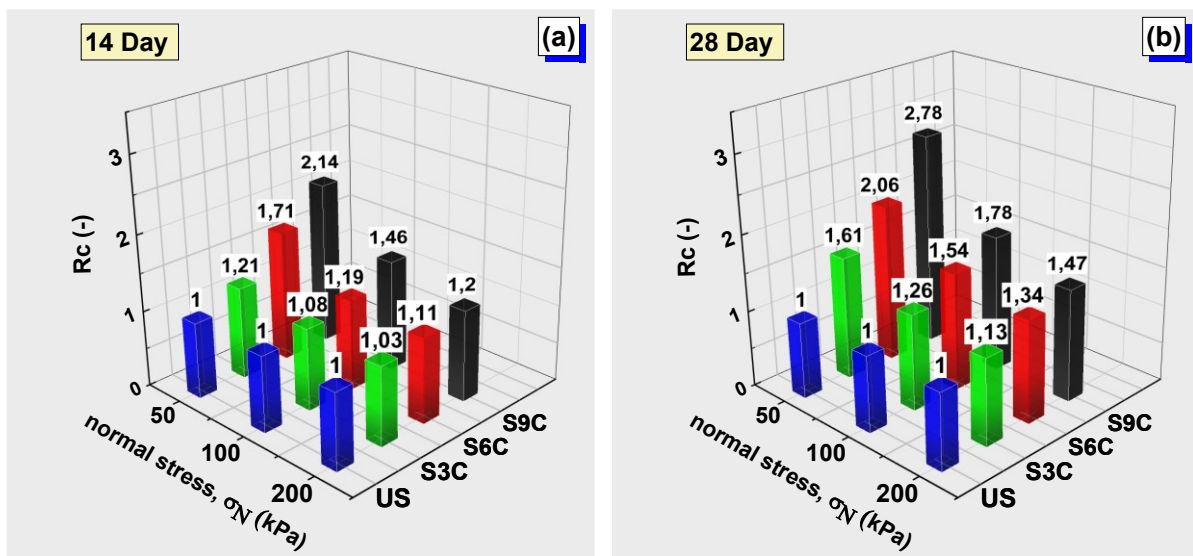
Un certain nombre d'études ont rapporté que l'ajout de ciment renforce la résistance mécanique des sols (Uddin et al., 1997 ; Chen et al., 2013 ; Issa et Reza, 2015 ; Boutouba et al., 2019 ; El-Hanafy et AbdelAziz, 2021). D'après l'étude de Pan et al. (2022), il est démontré qu'une augmentation de la résistance est observée pendant la préparation et le processus de durcissement du sol cimenté. Cette augmentation de résistance est attribuable à des réactions chimiques complexes qui se produisent à l'intérieur de l'échantillon. Au cours de ce processus, les minéraux présents à la surface des particules de ciment subissent des réactions d'hydrolyse et d'hydratation avec l'eau présente dans les pores du sol. Ces réactions conduisent à la formation de divers composés tels que l'hydroxyde de calcium, le silicate de calcium hydraté, l'aluminate de calcium hydraté, la ferrite de calcium hydraté, et d'autres produits de cimentation. L'ion gel généré par ces réactions d'hydratation se caractérise par une grande surface spécifique et une capacité d'adsorption élevée. Cela favorise l'agglomération des particules du sol, ce qui se traduit par un lien entre les grains de sable. Cette liaison crée une structure ressemblant à un "squelette granulaire", bien que les limites entre les grains de sable deviennent moins distinctes. De plus, les pores du sol sont largement remplis par les produits d'hydratation résultant de ces réactions chimiques. Le processus de durcissement implique également la consommation d'une partie de l'eau présente dans les pores du sol par le ciment. Ainsi, cette étude montre que la



formation de ces hydrates de ciment et les réactions chimiques associées jouent un rôle clé dans l'augmentation de la résistance mécanique du sol cimenté. Ces résultats illustrent l'importance des processus chimiques et de la microstructure dans le développement des propriétés mécaniques du sol traité au ciment.

**Tableau 4. 1 :** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance du sable traité au ciment portland.

Echantillons	Durée de cure	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
		50 kPa	100 kPa	200 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
US		49,62	96,62	184,77	1,00	1,00	1,00
S3C		60,00	104,08	190,75	1,21	1,08	1,03
S6C	14	85,00	114,90	205,69	1,71	1,19	1,11
S9C		106,22	140,68	221,44	2,14	1,46	1,20
S3C		79,72	121,33	209,50	1,61	1,26	1,13
S6C	28	102,00	148,39	246,84	2,06	1,54	1,34
S9C		138,08	171,83	271,19	2,78	1,78	1,47



**Figure 4. 7 :** Rapport d'amélioration de la résistance au cisaillement du sable traité au ciment portland, après 14 et 28 jours de durcissement

Les données obtenues révèlent que l'ajout progressif de ciment au sable entraîne une augmentation de la résistance, mais cette amélioration de la résistance du sable est particulièrement notable à de faibles niveaux de contrainte normale, tels que 50 kPa. Ces constatations sont en accord avec les conclusions de divers chercheurs spécialisés dans le domaine du renforcement des sols, notamment (Santos et al. 2010; Bouaricha 2018). De manière générale, la technique d'incorporation de ciment est plus efficace pour les échantillons soumis à de faibles contraintes normales verticales. Par conséquent, il est vivement recommandé d'opter pour cette méthode afin d'améliorer les propriétés mécaniques des applications géotechniques situées à proximité de la surface du sol, comme l'ont suggéré.

#### **4.2.2.3 Effet de traitement au ciment sur les caractéristiques mécanique**

La relation entre la contrainte de cisaillement maximale et la pression normale appliquée a été analysée, représentant l'enveloppe de rupture de Coulomb qui a été tracée à l'aide des données obtenues pour tous les échantillons testés. La contrainte de cisaillement maximale obtenue pour chaque essai a été tracée en fonction des pressions normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa pour tous les échantillons de sol (US, S3C, S6C et S9C), durcis pendant 14 ou 28 jours, une courbe de meilleur ajustement a été ajoutée au graphique. L'équation de cette courbe a été analysée pour déterminer l'angle de frottement interne et les valeurs de cohésion. La tangente de l'arc de la courbe de meilleur ajustement a fourni l'angle de frottement interne, tandis que l'ordonnée à l'origine a fourni la cohésion apparente, qui a été utilisées pour tracer la courbe d'enveloppe de rupture de Coulomb.

La Figure 4.8 présente les enveloppes de résistance au cisaillement avec et sans ajout de ciment à des fins de comparaison, et le Tableau 6 regroupe les paramètres de résistance au cisaillement du sol et des composites de sol-ciment trouvés pour chaque enveloppe de résistance au cisaillement. Dans tous les cas examinés ici, l'ajout de ciment s'est révélé principalement efficace pour augmenter la résistance au cisaillement du sol en augmentant de manière significative à la fois la cohésion et l'angle de frottement, même dans les cas où de petites quantités de ciment étaient ajoutées. Le renforcement du sol avec l'utilisation de ciment a eu pour principal effet la création d'une interception cohésive dans le composite, ce qui rend son application intéressante dans les sols granulaires. La majeure partie de la résistance au cisaillement de ce type de matrice est due au frottement entre les particules, qui a également montré des augmentations considérables. L'ajout de ciment dans le sable testé a nettement amélioré sa résistance au cisaillement.

Cette amélioration est quantifiée par une hausse significative de la cohésion, avec des augmentations de 200%, 614% et 1086% pour les échantillons S3C, S6C et S9C respectivement, durcis pendant 14 jours. De plus, pour ces mêmes échantillons durcis pendant 28 jours, on observe des augmentations de 560%, 851% et 1493% en cohésion, comparé aux résultats obtenus pour le sol sans l'ajout de ciment. Parallèlement, il y a eu une réduction de l'angle de frottement pour les spécimens S3C, S6C et S9C durcis pendant 14 jours avec un taux de 2,14%, 6,17% et 10,07 % ainsi une augmentation légère pour les spécimens S6C et S9C durcis pendant 28 jours avec un taux de 5,20% et 0,31 %.

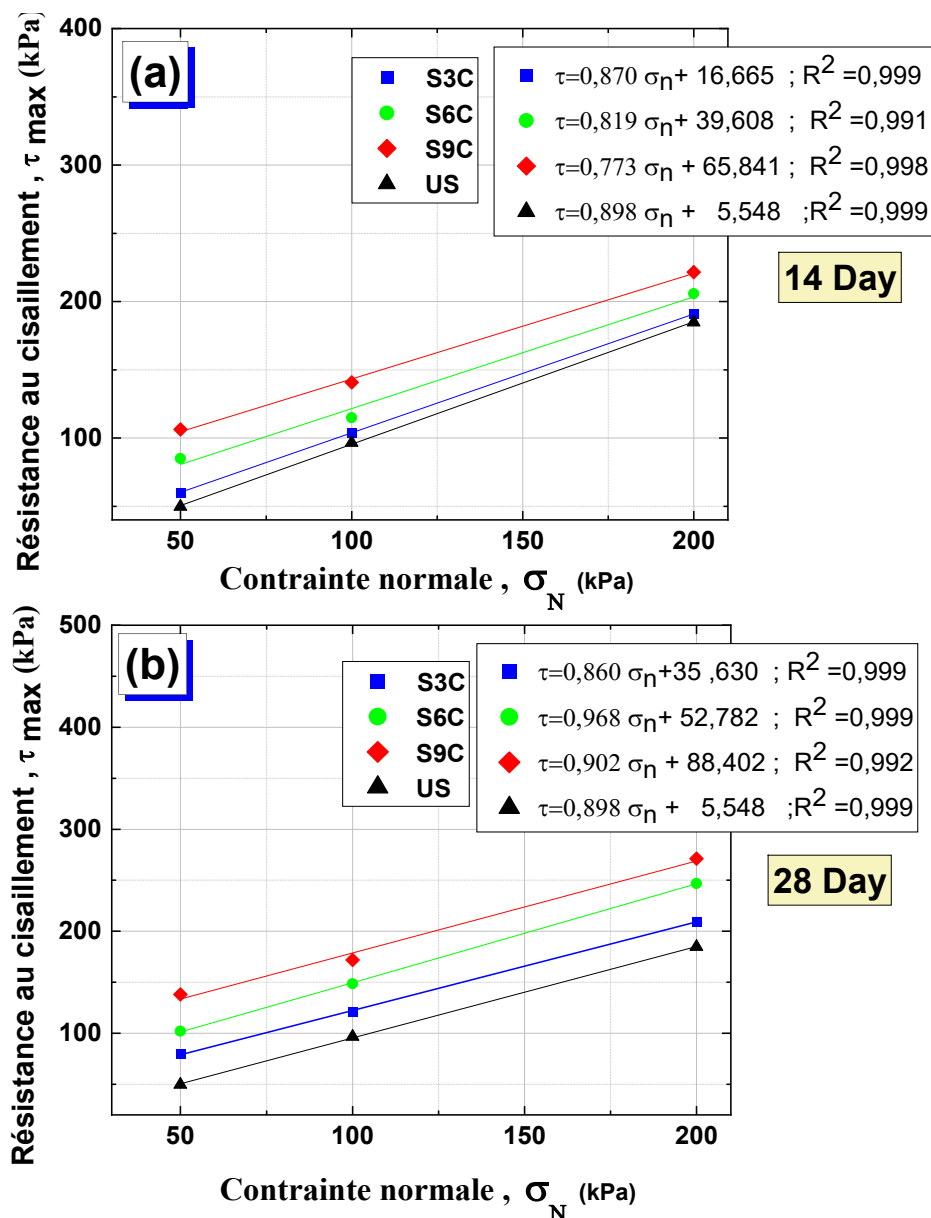


Figure 4. 8 : Courbes intrinsèques de sable propre traité au ciment portland.  
 (a) : Durée de cure 14 ; (b) : Durée de cure 28

**Tableau 4. 2** : Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité et traité avec ciment portland.

Eprouvette	CC (%)	C (kPa)		$\phi$ (°)	
		14 jours	28 jours	14 jours	28 jours
US	0	5,55		41,92	
S3C	3%	16,67	35,63	41,02	40,69
S6C	6%	39,61	52,78	39,32	44,10
S9C	9%	65,84	88,40	37,70	42,05

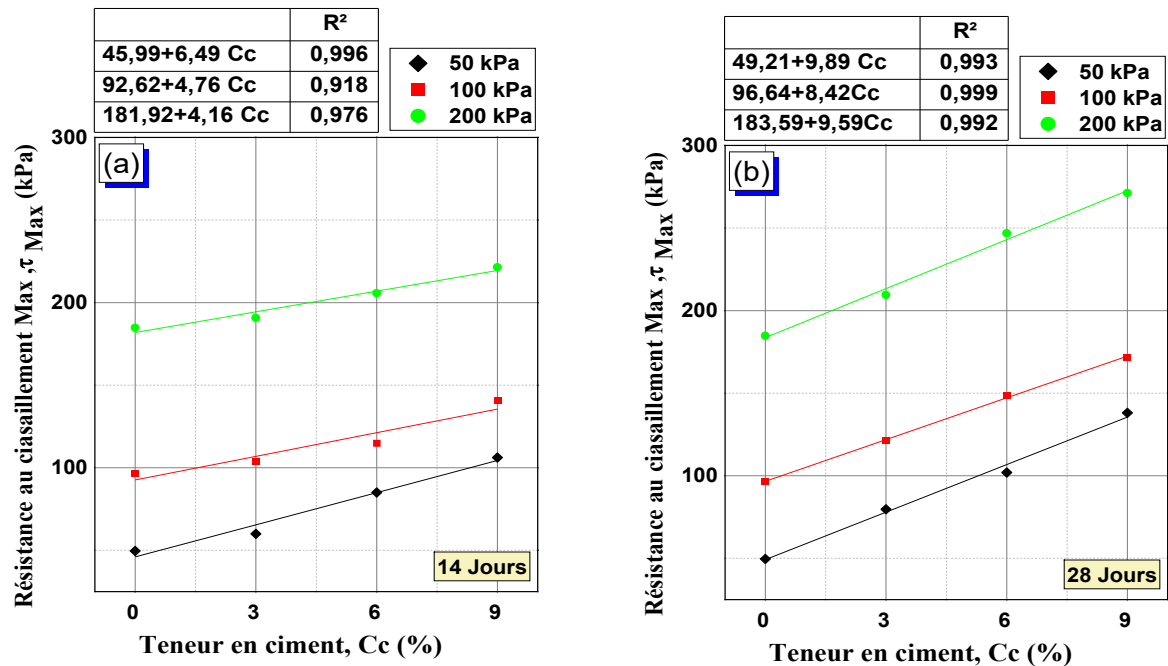
Cependant, ces observations sur les valeurs des caractéristiques mécaniques du sol traité au ciment différaient de celles révélées dans des recherches précédentes. Issa et Reza (2015) ont effectué un essai de cisaillement direct standard pour montrer que le traitement du sable avec du ciment augmentait sa résistance au cisaillement. Ainsi, L'augmentation de la cohésion était plus remarquable que l'augmentation de l'angle de frottement. Azneb et al. (2021) ont constaté que la cohésion effective augmentait de manière significative avec l'ajout de ciment pour le comportement au cisaillement du sol traité au ciment sous compression triaxiale consolidée non drainée. Cependant, l'angle de frottement effectif était constant pour toutes les teneurs en ciment.

#### 4.2.2.4 Effet de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement du sable

Les résultats obtenus apportent un complément substantiel aux informations précédemment exposées, en montrant clairement l'effet de l'ajout de ciment sur les propriétés mécaniques du sol, notamment sur la résistance au cisaillement. Une attention particulière a été portée sur l'effet de différentes proportions de ciment 3%, 6% et 9% sur l'amélioration de cette résistance dans des échantillons de sable traités. Les valeurs maximales de résistance ont été analysées en détail.

La Figure 4.9 illustre l'évolution de la résistance maximale au cisaillement en fonction de teneur en ciment. Il ressort que l'augmentation de la contrainte normale renforce significativement la résistance au cisaillement. On observe aussi que la résistance au cisaillement du sable cimenté augmente presque linéairement avec la quantité de ciment, confirmé par des coefficients de corrélation élevés ( $R^2 = 0,996 ; 0,918$  et  $0,976$ ) pour trois niveaux de contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200, 400$  kPa) après 14 jours de durcissement. Pour une durée de durcissement de 28 jours, la résistance maximale au cisaillement augmente encore plus avec des proportions de ciment plus élevées, surtout sous de fortes contraintes normales (Figure 4.12). Dans le cadre de cette analyse en laboratoire, des propositions d'équations sont avancées pour estimer comment la

résistance au cisaillement évolue en fonction de la concentration de ciment, couvrant une plage de teneur en ciment allant de 0% à 9%.



**Figure 4. 9 :** la résistance au cisaillement en fonction de teneur en ciment  
 (a) :Durée de cure 14 jours ; (b) : Durée de cure 28 jours

Les données relatives à la cohésion pour différentes proportions de ciment et pour deux durées de durcissement (14 et 28 jours) sont illustrées dans la Figure 4.10 a. Il est clair que la cohésion (c) s'accroît de façon remarquable avec l'augmentation de la teneur en ciment, suivant une tendance quasi linéaire. La Figure 4.10 b illustre de manière captivante l'évolution de l'angle de frottement interne en relation avec le pourcentage de ciment dans le sol. Elle démontre une croissance notable de cet angle, atteignant 44° avec un ajout de 6% de ciment. Cependant, lorsque la concentration de ciment est augmentée à 9%, l'angle de frottement interne se stabilise à 42° après un durcissement de 28 jours. Cependant, une période de durcissement de 14 jours montre une réduction de cet angle de frottement.

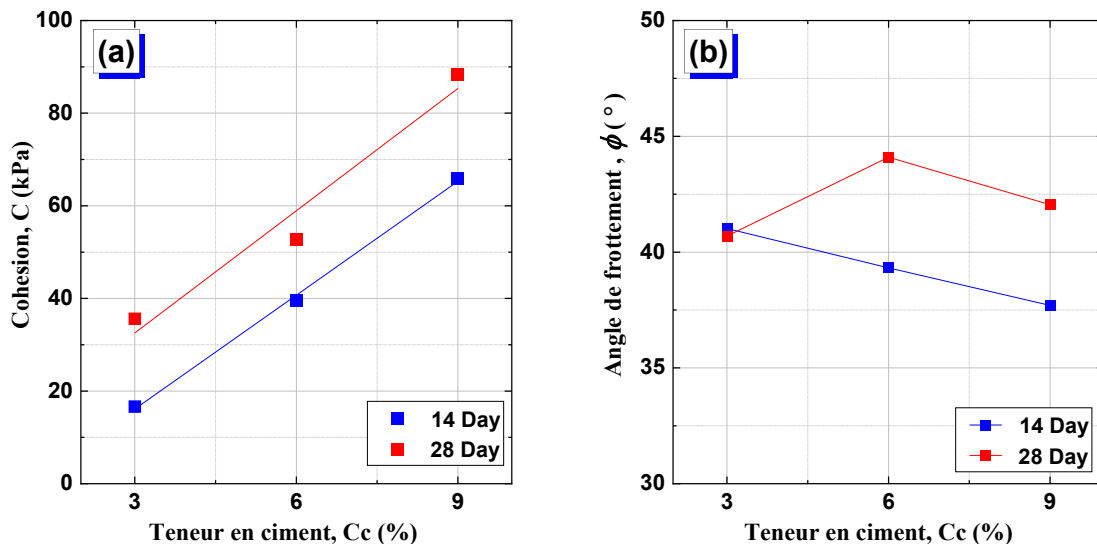


Figure 4. 10 : les caractéristiques mécaniques en fonction de teneur en ciment  
(a) :cohésion ; (b) : angle de frottement

#### 4.2.2.5 Effet de durée de cure sur la résistance au cisaillement du sable traité

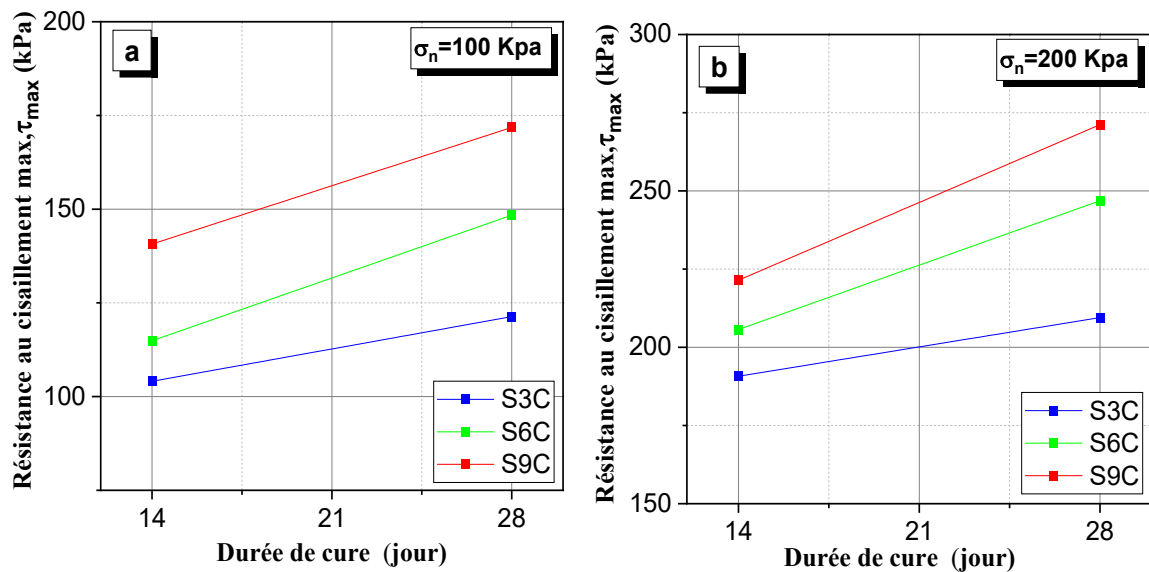
La résistance du sol a une tendance à augmenter avec le temps de durcissement écoulé, indépendamment du type de sol ou de ciment, et si la teneur en eau est adéquate. Le taux de développement de la résistance est relativement rapide pendant la phase initiale de durcissement (Barman et Dash, 2022). Cela est dû à l'hydratation rapide du ciment à court terme, qui tend à ralentir progressivement pour atteindre une valeur asymptotique à un âge de durcissement plus avancé (Bi et Chian, 2020).

Les effets de la durée de cure sur l'amélioration de la résistance au cisaillement des échantillons de sable traités US, S3C, S6C, S9C ont été examinés plus en détail en utilisant les valeurs de résistance maximale et le paramètre mécanique. La Figure 4.8 montre la résistance au cisaillement maximale en fonction de la période de durcissement pour les échantillons avec 3 %, 6 et 9 % de ciment, respectivement. De plus, l'effet de ce facteur sur les caractéristiques mécaniques est présenté dans la Figure 4.12.

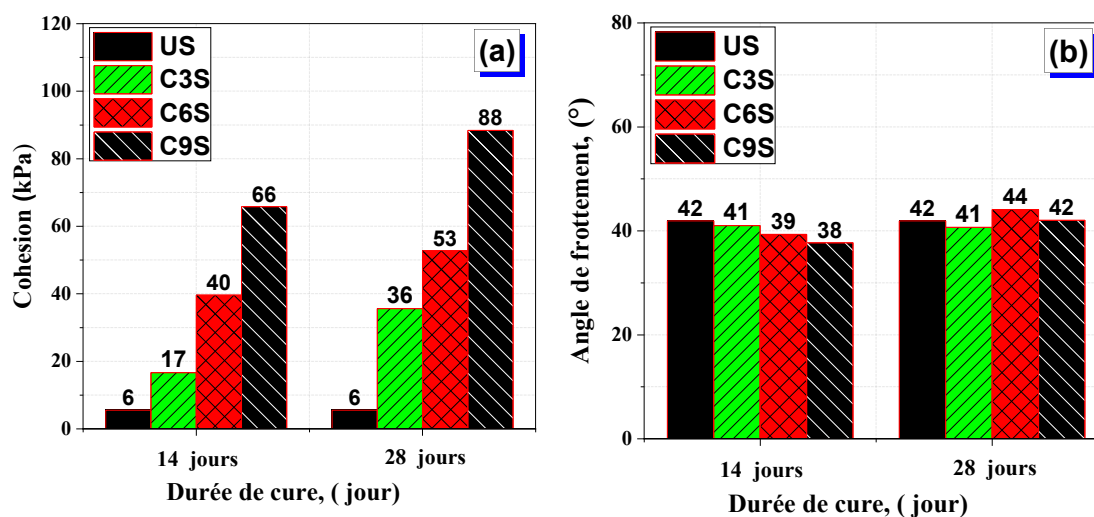
L'analyse des graphiques met en évidence que, pour tous les échantillons, une augmentation de la période de durcissement conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement. Par exemple, les valeurs de résistance du sable traité avec une proportion de 6% ont évolué respectivement de 184,77 kPa à 205,70 kPa après 14 jours, puis à 246,84 kPa après 28 jours. De même, pour l'échantillon de sable traité par 9% de ciment, la résistance est passée de 184,77 kPa à 221,44 kPa après 14 jours, pour ensuite atteindre 271,19 kPa après 28 jours. La conclusion tirée est que, pour tous les échantillons, une augmentation de la durée de

durcissement entraîne systématiquement une amélioration de la résistance au cisaillement. (Vitale et al. 2020) ont éclairé cette évolution de la résistance au cisaillement des échantillons traités au ciment au fil du temps de durcissement en attribuant ces changements à des processus chimico-physiques au sein du structure de sol. Cette évolution est principalement le résultat de l'hydratation continue du ciment et des réactions pouzzolaniques qui se produisent progressivement. Au fur et à mesure que le temps de durcissement s'allonge, la précipitation de composés cimentaires devient de plus en plus importante. Cette précipitation accrue est responsable du comportement cassant et dilatant que l'on observe lors des essais de cisaillement.

Les résultats des mesures des caractéristiques mécaniques en fonction de la durée de durcissement pour les enchantions de sable traités au ciment portland sont illustrés dans la figure 4.12. Il est également important de noter que la cohésion du sable traité au ciment a évolué en fonction de la période de durcissement. L'analyse graphique révèle que la cohésion (c) augmente avec une durée de cure plus longue (figure 4.12a), tandis que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) ne présente pas de tendance claire en fonction de la durée de cure (figure 4.12b). Des résultats similaires trouvés par Boutouba et al. (2019)



**Figure 4. 11** : effets de la durée de cure sur l'amélioration de la résistance au cisaillement maximal du sable traité au ciment portland  
(a):  $\sigma_N = 100$  kPa ; , (b):  $\sigma_N = 200$  kPa



**Figure 4. 12** : effets de la durée de cure sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques en fonction du sable traité au ciment portland  
(a) : Cohésion ; (b) : Angle de frottement

#### 4.2.2.6 Effet de traitement au ciment sur la résistance au cisaillement résiduelle

L'étude des effets du traitement par ciment sur la résistance au cisaillement des échantillons de sable traité a été approfondie en mettant l'accent sur les valeurs de la résistance au cisaillement résiduelle, comme le montrent les figures 4.13. La résistance au cisaillement résiduelle a été déterminée en calculant la moyenne des valeurs de résistance au cisaillement obtenues sur un intervalle de déplacements horizontaux après le pic, avec une plage variant de 3 mm à 7,5 mm et en fonction de l'échantillon spécifique. Cette méthode a été adoptée pour quantifier les résultats de résistance au cisaillement et les paramètres mécaniques résiduels.

L'analyse de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en ciment sous trois contraintes normales différentes (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) est présentée dans les figures (4.13a). Les résultats révèlent une légère augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle à mesure que la teneur en ciment augmente. Pour une contrainte normale de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, la résistance est passée d'environ 37,92 kPa ; 73,33 kPa et 148,58 kPa (avec 0% de ciment) à environ 49,61 kPa, 83,86 kPa, 169,11 kPa (avec 9% de ciment), respectivement.

À partir des données obtenues sur la résistance au cisaillement résiduelle, un graphique a été élaboré pour mettre en relation la contrainte normale et la contrainte de cisaillement résiduelle, comme le montre la Figure (4.13b). Ces résultats indiquent une légère amélioration des caractéristiques mécaniques résiduelles du sable traité. En se basant sur ce graphique, des valeurs de cohésion résiduelle ont été enregistrées pour les échantillons US, S3C, S6C, S9C, atteignant respectivement 0,29 kPa ; 0,37 kPa, 3,74 kPa et 6,98 kPa. De plus, les valeurs de



l'angle de frottement résiduel ont été enregistrées à 36,46°, 39,42°, 39,14° et 38,83°, respectivement.

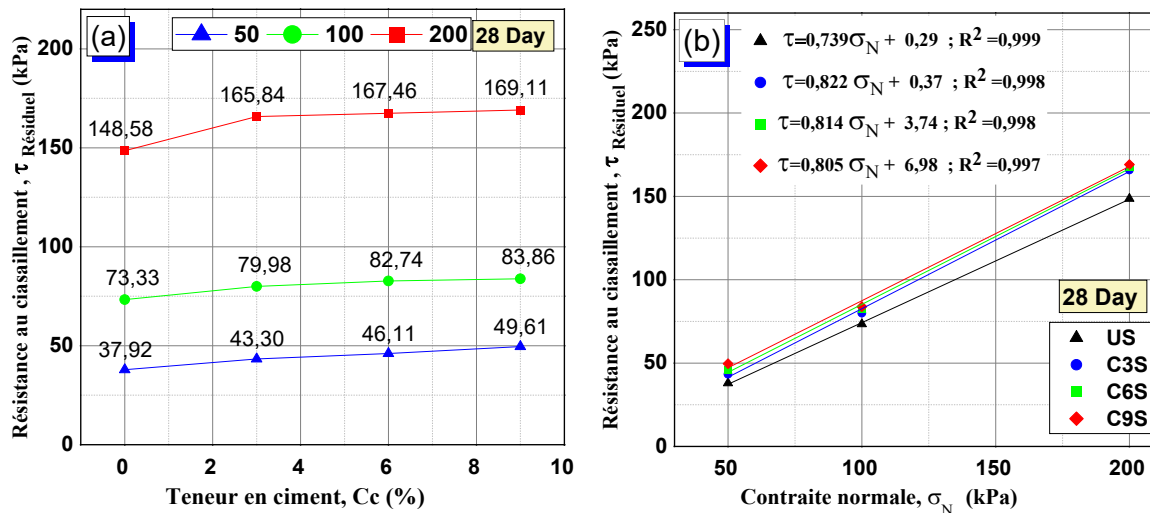


Figure 4. 13 : L'effet de traitement au ciment sur la résistance résiduel, duré de cure 28 jours  
 (a) : la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en ciment ;  
 (b) : Courbes intrinsèques de sable traité au ciment portland (cohésion et angle de frottement)

### 4.2.3 Réponse au cisaillement du sable propre traité à la gomme de xanthane

#### 4.2.3.1 Résistance au cisaillement

Pour cette section, La recherche a étudié la résistance au cisaillement du sable propre non traité et traité, en utilisant des essais de cisaillement direct sur des échantillons de sable de Chlef sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Ces échantillons ont été traités avec de la gomme de xanthane (XG). L'analyse a examiné l'impact de la teneur en XG (0 ; 0,25 et 0,50 %) et la durée de durcissement (7, 14 et 28 jours) pour évaluer l'amélioration apportée par le traitement au bio-polymère.

Les échantillons étaient désignés par US (sable non traité), SXG1 (0.25% XG) et SXG2 (0.50% XG). La Figure 4.14 illustre les courbes de résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour US, SXG1 et SXG2 après 28 jours de durcissement, sous des contraintes normales de 50 et 200 kPa.

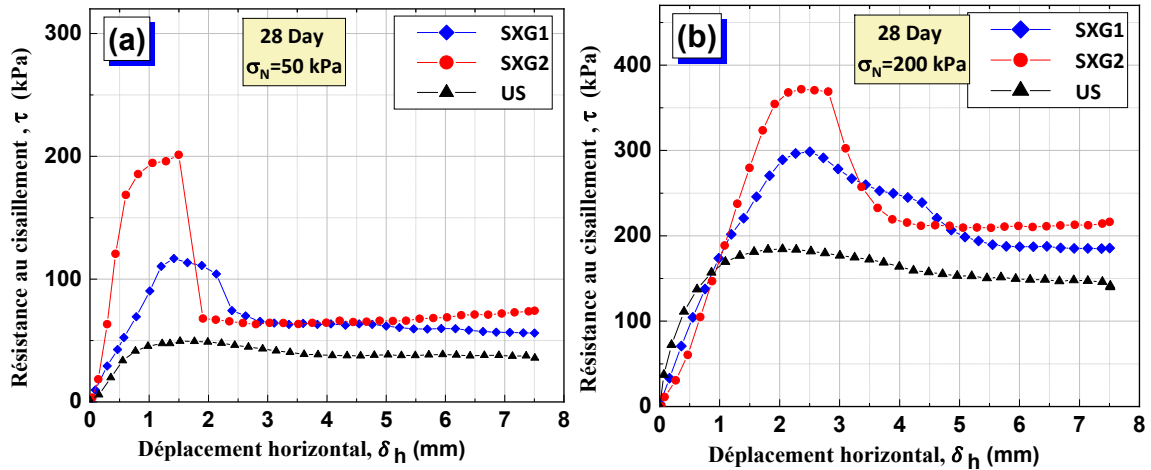
Les résultats démontrent que l'addition de gomme de xanthane augmente considérablement la résistance du sable propre par rapport à son état non traité. Pour les échantillons US (sable non traité), SXG1 et SXG2 (sable traité), les résistances maximales au cisaillement observées sous des contraintes normales de 50 kPa et 200 kPa étaient respectivement de 49,62 kPa et 184,77 kPa pour US. Pour les sables traités, ces valeurs s'élevaient à 118,54 kPa et 298,88 kPa pour SXG1, et à 202,12 kPa et 271,76 kPa pour SXG2.

Ces résultats soulignent l'efficacité notable de la gomme de xanthane dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du sable.

L'amélioration significative de la résistance du sable traité avec de la gomme de xanthane (XG) peut être attribuée à un mécanisme principal, comme indiqué par (Chang and Cho 2019). D'abord, ont identifié les effets de condensation et d'agrégation des gels de gomme de xanthane à haute résistance. Ces gels agissent entre les particules de sable, créant un réseau plus cohésif et résistant. (Verma et al. 2021) ont clarifié que l'effet bénéfique des polymères sur le sol est en partie dû à la réaction chimique du polymère lui-même. Cette réaction aboutit à la formation d'une structure polymérique solide. Cette structure joue un rôle crucial à deux niveaux : elle crée des liens entre les particules de sol et comble les espaces vides dans le sol. Ce double effet contribue de manière significative à renforcer l'intégrité et la résistance structurelle du sol traité avec le polymère.

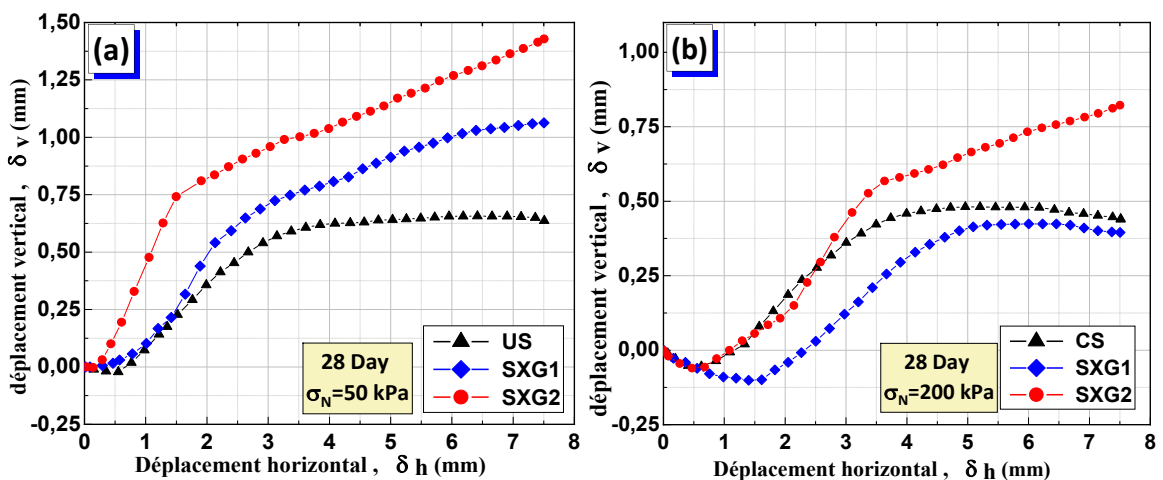
De plus, La résistance au cisaillement résiduelle du sable traité a montré une amélioration considérable en comparaison avec le sable non traité. Cette amélioration varie selon les contraintes normales appliquées : pour des contraintes de 50 et 200 kPa, l'accroissement de la résistance au cisaillement résiduelle du sable traité a été respectivement de 1,56 fois et 1,25 fois pour SXG1 et 1,77 fois et 1,42 fois pour SXG2 en comparaison de sable non traité. Ces chiffres illustrent l'impact positif du traitement sur la capacité du sable à résister au cisaillement après la rupture.

En outre, la résistance au cisaillement résiduelle du sable traité par XG a enregistré une augmentation significative par rapport au sable non traité, avec des variations en fonction des contraintes normales. Sous des contraintes de 50 kPa et 200 kPa, l'augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle pour le sable traité avec SXG1 était de 1,56 fois et 1,25 fois respectivement, tandis que pour le sable traité avec SXG2, elle était de 1,77 fois et 1,42 fois, par rapport au sable non traité. Ces données soulignent l'effet bénéfique du traitement sur la capacité du sable à maintenir une résistance au cisaillement supérieur ou égale la résistance maximale du sable non traité même après la rupture.



**Figure 4. 14 :** Comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (a):  $\sigma_N = 50$  kPa ; (b):  $\sigma_N = 200$  kPa

La Figure 4.15 présente comment le déplacement vertical varie en fonction du déplacement horizontal dans le sable traité avec de la gomme de xanthane. Initialement, il y a une légère contraction du matériau de 0 à 1 mm de déplacement horizontal. Cette phase est suivie par une augmentation rapide de la dilatance, atteignant un déplacement horizontal de 3,40 mm. Après ce point, la dilatance continue de croître, mais à un rythme plus lent, jusqu'à atteindre le déplacement vertical final sous une contrainte normale de 200 kPa. En outre, l'accroissement de la contrainte normale a pour effet de diminuer la dilatance observée dans les échantillons traités.

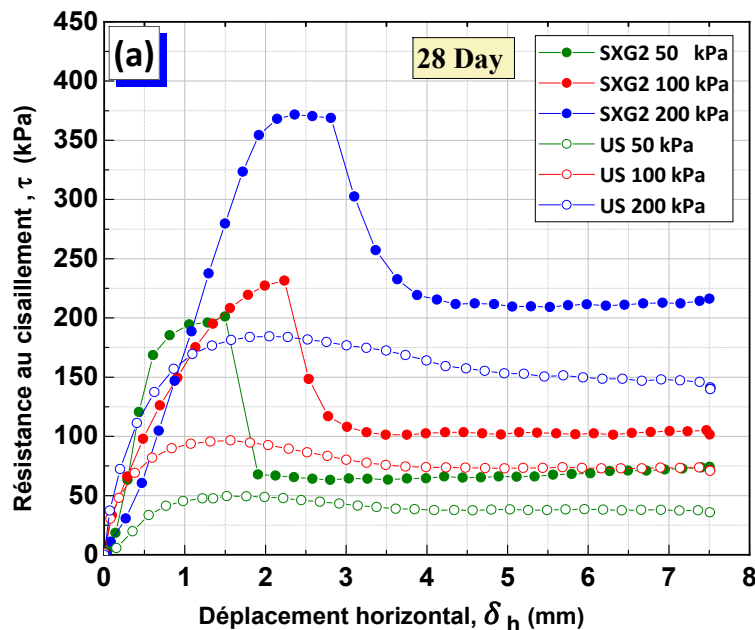


**Figure 4. 15 :** Comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. (a):  $\sigma_N = 50$  kPa ; (b):  $\sigma_N = 200$  kPa

#### 4.2.3.2 Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement du sable traité à la Gomme de Xanthane

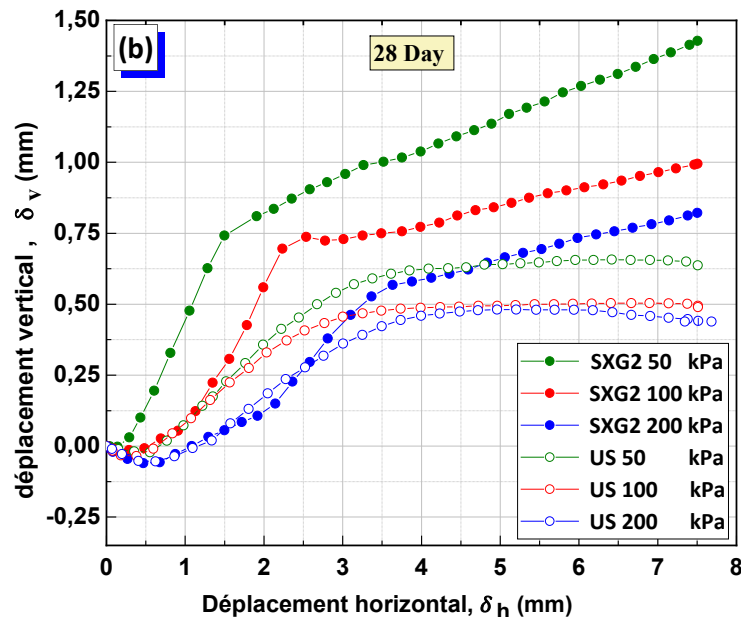
Dans la Figure 4.16 a, on observe des graphiques comparatifs de la résistance au cisaillement du sable propre non traité (US) et du sable traité en gomme de xanthane (SXG2) avec 0.5% de XG, pour une période de durcissement de 28 jours. Sous trois charges normales différentes (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa). Ces graphiques représentent la résistance en fonction des déplacements horizontaux. L'analyse montre que le sable traité en Gomme de Xanthane présente une résistance significativement accrue comparée au sable naturel. Il est également remarqué que la résistance au cisaillement du sable cimenté s'accroît à mesure que la contrainte normale augmente.

Les résultats des sables testés sous des charges normales de 50, 100 et 200 kPa, les résistances maximales observées étaient de 49,62 kPa ; 96,62 kPa et 184,77 kPa pour le sable naturel, contre 202,12 kPa ; 231,57 kPa et 371,76 kPa pour le sable traité. En examinant les graphiques de contrainte-déplacement pour le sable et le sable-XG, on constate que les échantillons soumis à une contrainte normale plus faible (50 kPa) subissent une rupture à un déplacement inférieur à celui des échantillons exposés à une contrainte normale plus forte (200 kPa).



**Figure 4. 16 :** Effet de la contrainte normal sur le comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

La Figure 4.17 présente comment le déplacement vertical varie en relation avec le déplacement horizontal dans le cas du sable pur traité avec de la gomme de xanthane. Les données illustrent d'abord une phase de contraction allant de 0 à 1 mm de déplacement horizontal, puis une phase de dilatation rapide jusqu'à un déplacement horizontal de 3,40 mm. Cette dilatation continue de progresser lentement jusqu'au déplacement horizontal final sous une contrainte normale de 200 kPa. Il est également observé qu'une augmentation de la contrainte normale diminue la dilatation des échantillons traités.



**Figure 4. 17:** Effet de la contrainte normal sur le comportement au cisaillement du sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

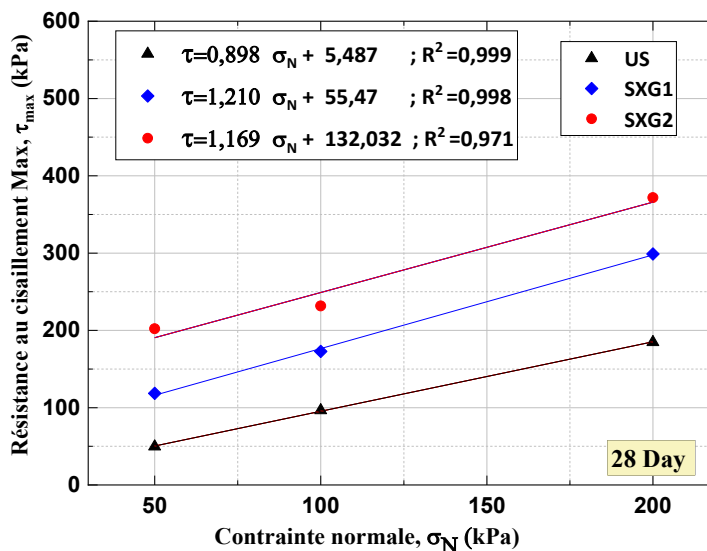
#### 4.2.3.3 Effet de traitement en XG sur les caractéristiques mécanique

On a analysé la corrélation entre la contrainte de cisaillement maximale et la pression normale imposée en se référant à l'enveloppe de rupture de Coulomb, dessinée grâce aux données recueillies pour tous les échantillons examinés. Les pics de contrainte de cisaillement pour chaque essai ont été tracés en fonction des pressions normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa appliquées sur les différents échantillons de sol (US, XG1 et XG2), qui ont été durcis pendant 28 jours. Un ajustement de la courbe a été réalisé sur le graphique pour une meilleure interprétation. L'équation de cette courbe ajustée a été étudiée pour déduire l'angle de frottement interne et les niveaux de cohésion. La pente de cette courbe ajustée a permis de déterminer l'angle de frottement interne, et le point où elle coupe l'axe des ordonnées a révélé la valeur de cohésion apparente, les deux servants à établir la courbe de l'enveloppe de rupture de Coulomb. Les coefficients de corrélation d'équation de la pente sont ( $R^2 = 0,999, 0,998$  et  $0,971$ ).

La Figure 4.18 présente des courbes intrinsèques qui mettent en évidence, selon les formules indiquées, une nette amélioration de l'interception de cohésion grâce à l'utilisation de la gomme de xanthane, Cette interception est passée de 5.48 kPa pour le sable naturel non traité (US) à 55,46 kPa et 132,03 kPa pour le sable traité avec le xanthane (SXG1 et SXG2, respectivement). Le tableau 4.3 regroupe et présente les caractéristiques mécaniques de tous les échantillons de sable traités avec la Gomme de Xanthane qui ont été analysés

Ayeldeen et al. (2017) expliquent cette amélioration de la cohésion par la création d'un gel qui intensifie les liens entre les grains de sable. Ces résultats sont en accord avec ceux de Lee et al. (2017), qui ont constaté que la gomme de xanthane renforce la cohésion inter-particulaire des sols non cohésifs. En outre, une augmentation modeste a été notée dans les valeurs de l'angle de frottement pour les échantillons de sable, traités ou non, passant de 41.92° pour le CS à 49,45° pour le SXG2.

Lee et al. (2021) ont apporté une justification à l'amélioration des caractéristiques du sable traité avec de la Gomme de Xanthane à l'état sec. Cette amélioration se manifeste par une cohésion significativement élevée, attribuée à la robuste résistance à la traction élastique des biofilms de Gomme de Xanthane déshydratés, caractérisés par un rapport élevé masse de XG sur la masse de l'eau ( $M_{xg}/M_w$ ). Ces biofilms créent une matrice continue au sein des particules granulaires, établissant ainsi une cohésion renforcée. Même après une rupture par cisaillement, les biofilms de Gomme de Xanthane fortement condensés persistent sous forme de revêtements résiduels ou de fragments visqueux dans les espaces inter-granulaires.



**Figure 4. 18** : Courbes intrinsèques de sable non traité et traité à la Gomme de Xanthane pour une durée de cure 28 jours, résistance au cisaillement maximale en fonction de contrainte normale.  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

**Tableau 4. 3 :** Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité et traité avec la Gomme de Xanthane.

	C (kPa)				$\phi$ (°)			
	0	7	14	28	0	7	14	28
US	5,54	-	-	-	41,92	-	-	-
SXG1	-	0,80	59,02	55,47	-	38,48	39,55	50,43
SXG2	-	42,50	117,26	132,03	-	35,60	26,65	49,45

#### 4.2.3.4 Impact de teneur en gomme de xanthane sur la Résistance au Cisaillement du Sable

Plusieurs études ont souligné l'influence de la teneur en gomme de xanthane sur la résistance mécanique. Dans ce contexte, l'étude menée par Qureshi et al. (2017) a approfondi l'exploration de la résistance à la compression non confinée (UCS) ainsi que de la résistance au cisaillement non consolidé et non drainé du sable modifié par de la gomme de xanthane. Des concentrations variées de gomme de xanthane, allant de 0% à 5%, ont été soumises à des pressions de confinement de 50, 100 et 150 kPa. Notamment, cette recherche a mis en lumière une concentration optimale de 2% induisant la plus significative augmentation de la résistance UCS. Toutefois, il a été observé que la résistance diminuait à des concentrations plus élevées.

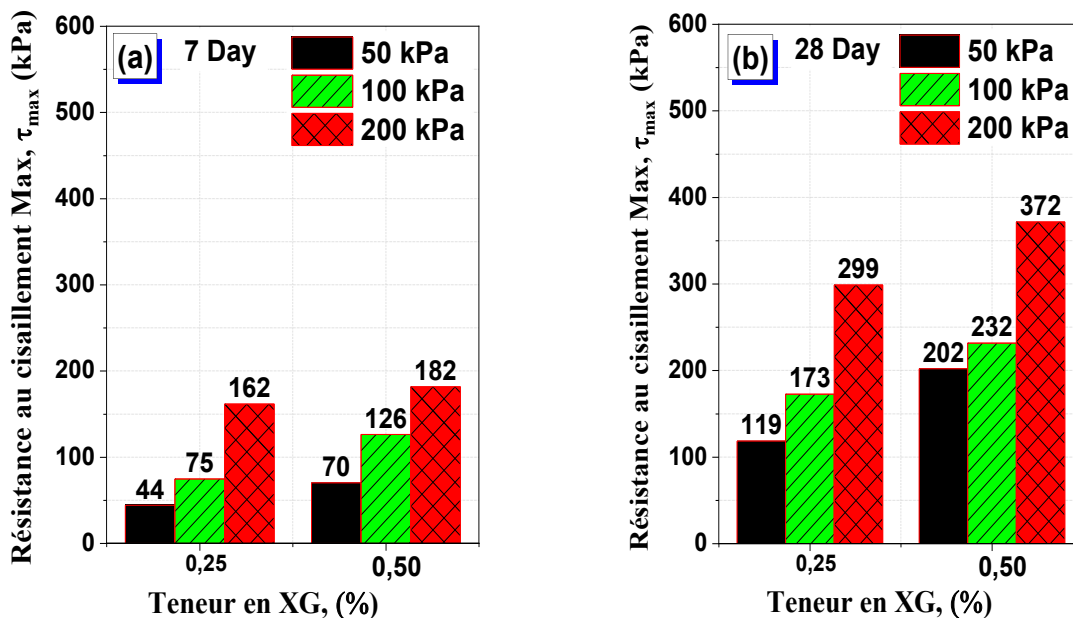
Cette section enrichit les données existantes en démontrant clairement l'influence de l'ajout de gomme de xanthane sur les caractéristiques mécaniques du sol, en particulier sur sa résistance au cisaillement. Une analyse approfondie a été réalisée sur l'effet de deux concentrations en gomme de xanthane (XG =0,25% et 0,50%) sur l'amélioration de la résistance au cisaillement dans des échantillons de sable traités. Les valeurs maximales de cette résistance ont été scrutées avec précision.

La Figure 4.19 dépeint l'accroissement de la résistance maximale au cisaillement en relation avec le pourcentage de XG ajouté. Il est constaté que l'augmentation de la pression normale contribue de manière significative à la résistance au cisaillement.

Les résistances maximales au cisaillement observées pour les échantillons traités avec 0.25 % de gomme de xanthane après 7 et 30 jours de durcissement ont été respectivement de 44.18 et 118.54 à une pression normale de  $\sigma_N=50$  kPa, de 74.89 et 172.73 à  $\sigma_N=100$  kPa, et de 181.82 et 298.88 à  $\sigma_N=200$  kPa. Par ailleurs, les échantillons avec 0.50 % de gomme de xanthane ont montré une résistance encore plus élevée, atteignant 70.22 et 202.12 à  $\sigma_N=50$  kPa,

126.37 et 231.57 à  $\sigma_N=100$  kPa, et 161.65 et 371.76 à  $\sigma_N=200$  kPa. Les données présentées dans le tableau 4.3 indiquent également que l'augmentation de la teneur en XG entraîne une hausse de la cohésion du sable traité, tandis que l'angle de frottement ne semble pas être influencé par la teneur en XG après 28 jours de durcissement.

Une observation similaire a été faite par (Ayeldeen et al., 2016) avec l'utilisation de gomme de xanthane, de gomme de guar et d'amidon modifié sur un sol limoneux. Cette augmentation de la résistance est attribuable à la plus grande quantité de biofilm de gomme de xanthane formée à des teneurs plus élevées en xanthane, qui génère une matrice de xanthane plus volumineuse et plus épaisse dans les sols granulaires, comme le suggère l'étude de (Lee et al., 2017).



**Figure 4. 19 :** L'effet de teneur de la Gomme de Xanthane sur le traitement du sable, Résistance au cisaillement maximale en fonction de teneur, pour une durée de cure de 7 et 28 jours, sous des contraintes normales  $\sigma_N = 50$  kPa ;  $\sigma_N = 100$  kPa ;  $\sigma_N = 200$  kPa

#### 4.2.3.5 Effet de la durée de cure sur la résistance au cisaillement du sable traité en Gomme de Xanthane

Plusieurs études ont souligné l'influence du temps de durcissement sur la résistance mécanique des sols traités au XG. Dans ce cadre, l'étude menée par (Latifi et al. 2016) a approfondi l'impact du temps de durcissement et de la concentration en biopolymère sur la résistance au cisaillement de la tourbe organique modifiée par de la gomme de xanthane. Les périodes de durcissement ont été variées, couvrant 3, 7, 28 et 90 jours, avec des concentrations de biopolymère allant de 0,5% à 2,0%. De manière significative, les résultats ont révélé une



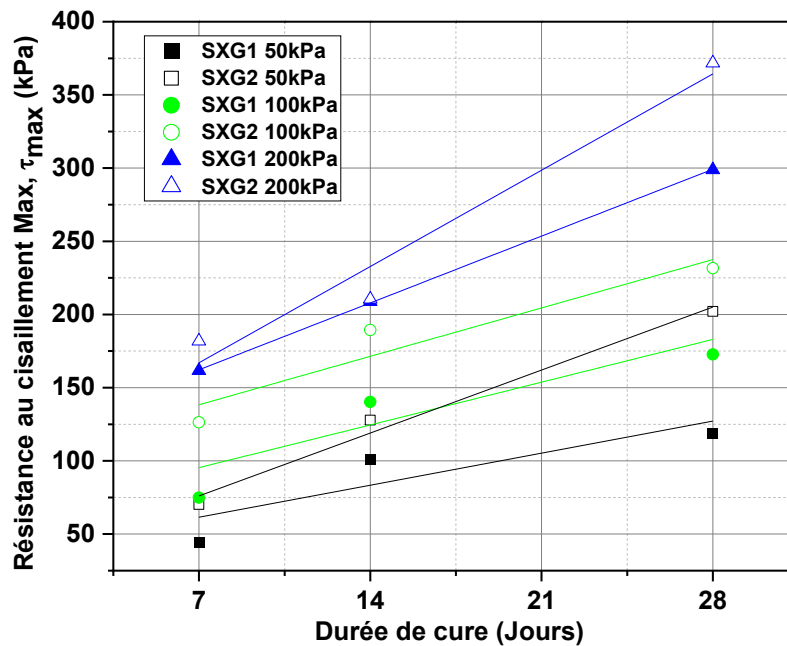
amélioration notable de la cohésion, de la résistance et de l'angle de frottement au cours des 28 premiers jours, atteignant des niveaux optimaux avec une concentration de 2%.

Dans cette section, l'impact de la variation du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement du sable traité au biopolymère XG a été méticuleusement étudié à une température ambiante de 25°C sur des périodes de 7, 14 et 28 jours. Étant donné que la résistance évolue de manière proportionnelle à la concentration de gomme de xanthane, des concentrations de 0,25 % et 0,50 %, associées à trois contraintes normales distinctes (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa), ont été délibérément sélectionnées pour examiner l'incidence du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement (Figure 20).

La Figure 4.20 met en évidence l'effet du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement du sable traité avec du XG à différentes concentrations. Pour un traitement avec 0,25 % de XG, les résistances au cisaillement après 7 jours de durcissement sont de 44,18 kPa, 74,89 kPa et 161,65 kPa pour les contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, respectivement. Cette résistance s'accroît de manière significative après 14 jours, atteignant 109,27 kPa, 155,26 kPa et 208,78 kPa, puis évolue pour atteindre 118,54 kPa, 172,73 kPa et 298,88 kPa après 28 jours de durcissement. Dans le cas d'un traitement avec 0,50 % de XG, la situation est semblable mais avec des valeurs supérieures. Les résistances au cisaillement après 7 jours de durcissement sont de 70,22 kPa, 126,38 kPa et 181,82 kPa. Après 14 jours, une augmentation substantielle est observée, avec des résistances de 127,79 kPa, 189,26 kPa et 210,46 kPa. Finalement, après 28 jours de durcissement, les résistances au cisaillement culminent à 202,13 kPa, 231,57 kPa et 371,76 kPa pour les mêmes contraintes normales.

Ces résultats suggèrent que le temps de durcissement joue un rôle essentiel dans le développement de la résistance des sables traité par la gomme de xanthane. Ces observations sont confirmées par des recherches antérieures, notamment pour le sol traité à la gomme de xanthane (Latifi et al., 2016), ainsi que pour le sol traité avec d'autres bio-polymères (Lemboye and Almajed 2023).

Les résultats du sol traité au XG montrent une résistance plus faible à 3 jours de durcissement (déshydratation). Cela peut être attribué à la rétention de la déshydratation des hydrogels de XG en raison de la forte capacité de rétention d'eau du XG retardant la déshydratation de l'eau (Bueno et al. 2013) et à la formation subséquente d'une matrice sol-biopolymère. De plus, un temps adéquat de déshydratation a renforcé significativement les sols traités au XG (Lee et al., 2019).



**Figure 4. 20 :** L’effet de la durée de cure sur le sable traité à la Gomme de Xanthane sur le traitement du sable, Résistance au cisaillement maximale en fonction de temps de cure, Sous des contraintes normales  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

#### 4.2.3.6 Effet de traitement de XG sur le ratio d’amélioration

Les améliorations de la résistance au cisaillement du sable traité à la gomme de xanthane ont été évaluées à travers le rapport de résistance au cisaillement,  $R_c$ , avec les données comprenant la résistance au cisaillement maximale et les ratios correspondants consignées de manière systématique dans le tableau 4.4. La Figure 4.21 offre une présentation détaillée des valeurs moyennes du rapport de résistance au cisaillement,  $R_c$ , obtenues à partir d'échantillons de sol traité à la gomme de xanthane, avec des concentrations de XG de 0,25 % et 0,50 %. Ces valeurs ont été observées à trois périodes distinctes de durcissement, soit à 7, 14 et 28 jours, et ont été soumises à divers niveaux de contraintes normales effectives (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa).

L'analyse révèle une augmentation significative du rapport maximal de résistance au cisaillement avec l'allongement de la période de durcissement de 7 jours à 28 jours. Plus spécifiquement, sous des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa, le rapport  $R_c$  pour un sable traité avec une teneur de 0,25 % de XG évolue de 0,89, 0,78 et 0,87 à 2,39, 1,79 et 1,62, respectivement. De manière similaire, pour un sable traité avec une teneur de 0,50 % de XG, les valeurs du rapport de résistance montrent une augmentation de 1,42, 1,31 et 0,98 à 4,07, 2,40 et 2,01, respectivement.

En lien avec les observations antérieures concernant le rapport de résistance au cisaillement,  $R_c$ , dans le sable traité en XG, la conclusion est que ce rapport de résistance augmente

proportionnellement à la fois à l'augmentation de la teneur en XG et à la durée de durcissement. Cette corrélation est évidente et significative. Cependant, il est crucial de noter que l'ampleur de cette augmentation est moins marquée sous des contraintes normales élevées. Cette tendance suggère une interaction complexe entre le traitement en XG, la résistance au cisaillement, et notamment dans des conditions de contrainte normale élevée. D'autres investigations de même nature ont validé ces constatations relatives à l'augmentation de la résistance mécanique, que ce soit en termes de cisaillement ou de compression simple non confinée, en relation avec la durée de durcissement et la concentration de biopolymère. Cette tendance a été observée de manière notable dans le cas des sols traités à la gomme de xanthane (Lee et al., 2017 ; Lee et al., 2019 ; Soldo et al., 2020 ; Lee et al., 2021 ; Sujatha et al., 2021), ainsi que dans celui des sols traités avec d'autres biopolymères tels que la caséine et le caséinate de sodium (Fatehi et al., 2018), ainsi que le bêta-1,3/1,6-glucane, la gomme de guar, le chitosane et l'alginate (Soldo et al., 2020).

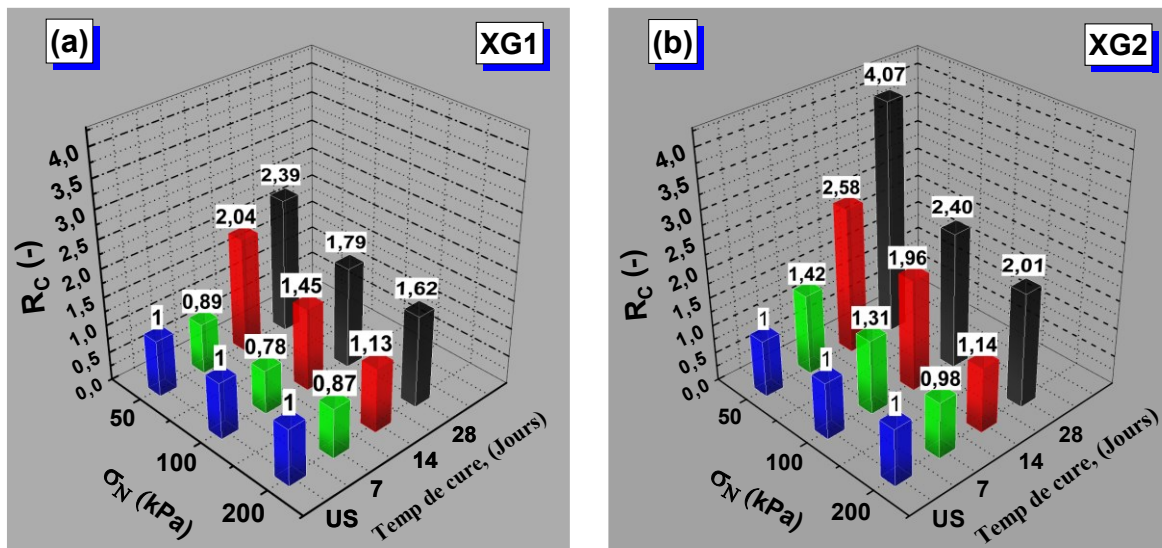


Figure 4. 21 : ration de la résistance au cisaillement du sable traité à la Gomme de Xanthane, pour des temps de cures de 07,14 et 28 jours, sous des contraintes normales  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;

$$\sigma_N = 100 \text{ kPa} ; \sigma_N = 200 \text{ kPa}$$

**Tableau 4. 4 :** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance du sable traité par la Gomme de Xantane.

	Durée de cure	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
		50 kPa	100 kPa	200 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
US		49,62	96,62	184,77	1	1	1
SXG1	7	44,18	74,89	161,65	0,89	0,78	0,87
SXG2		70,23	126,38	181,82	1,42	1,31	0,98
SXG1	14	101,27	140,27	224,77	2,04	1,45	1,13
SXG2		127,79	189,41	210,47	2,56	1,96	1,14
SXG1	28	118,54	172,73	298,88	2,39	1,79	1,62
SXG2		202,13	231,57	371,76	4,07	2,40	2,01

#### 4.2.3.7 Effet de traitement du sable par la Gomme de Xanthane sur la résistance au cisaillement résiduelle

L'étude approfondie des impacts du traitement au ciment sur la résistance au cisaillement des échantillons de sable traité a mis en lumière les valeurs de la résistance au cisaillement résiduelle, comme illustré de manière détaillée dans les figures 4.22. La résistance au cisaillement résiduelle a été évaluée en calculant la moyenne des valeurs obtenues sur un intervalle spécifique de déplacements horizontaux post-pic, dans une fourchette de déplacement fixée en fonction de chaque échantillon. Cette méthodologie a été adoptée pour quantifier les résultats de la résistance au cisaillement ainsi que les paramètres mécaniques résiduels.

L'examen de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en ciment, sous trois contraintes normales distinctes (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa), est présenté dans la figure (4.22a). Les données révèlent une augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle à mesure que la teneur en XG augmente. Sous des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa, la résistance est passée d'environ 37,92 kPa, 73,33 kPa, 148,58 kPa (pour 0% de XG) à environ 67,18 kPa, 106,99 kPa 211,16 kPa (pour 0,50% de XG), respectivement.

Une représentation graphique de la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement résiduelle, illustrée dans la Figure (4.22b), met en évidence une amélioration des caractéristiques mécaniques résiduelles du sable traité. En se basant sur cette représentation, les valeurs de cohésion résiduelle pour les échantillons US, SXG1 et SXG2 ont été enregistrées

respectivement à 0,29 kPa, 12,66 kPa et 15,09 kPa. De plus, les valeurs de l'angle de frottement résiduel ont été relevées à 36,46°, 42,36° et 44,19°, respectivement.

La cohésion notablement élevée observée dans le sable traité à la gomme de xanthane à l'état sec s'explique par la résistance élevée à la traction élastique des biofilms de gomme de xanthane déshydratés. Ces biofilms forment une matrice continue entre les particules granulaires, comme démontré par des études antérieures. La persistance de biofilms de gomme de xanthane fortement condensés sous forme de revêtements de particules résiduels ou de fragments visqueux dans les espaces inter-granulaires, même après la rupture par cisaillement (Lee et al. 2021).

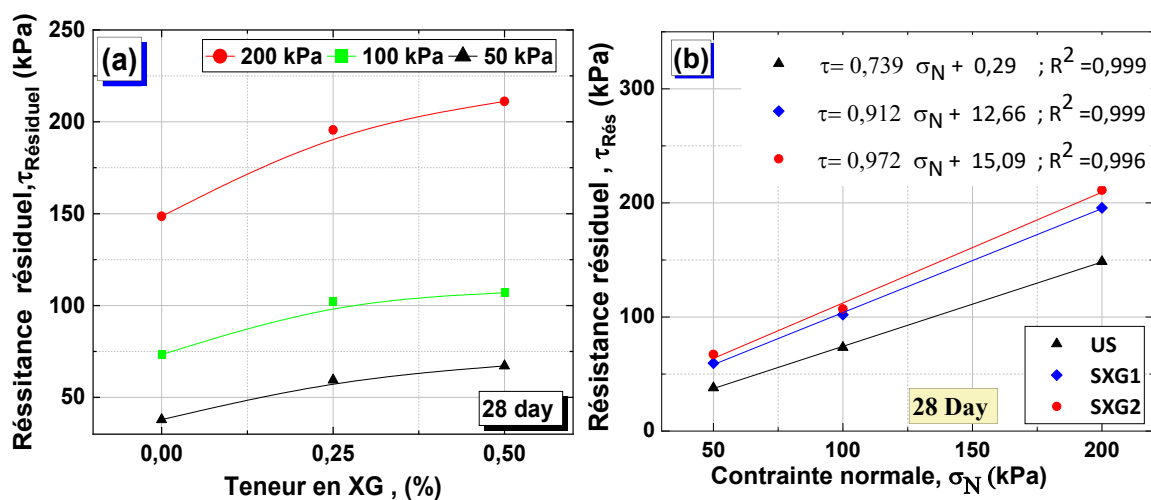


Figure 4. 22 : L'effet de traitement du sable par la Gomme de Xanthane sur la résistance au cisaillement résiduel.

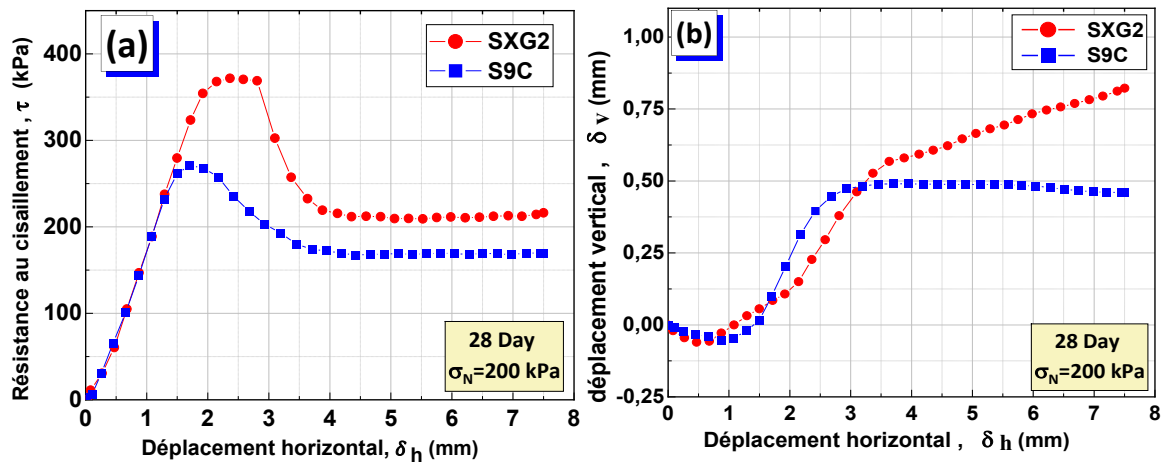
- (a) : Résistance au cisaillement résiduelle en fonction de teneur en XG, sous des contraintes normales  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$
- (b) : Courbes intrinsèques de sable traité à la XG (cohésion et angle de frottement)

#### 4.2.4 Comparaison des Effets du Traitement au Ciment et de la Gomme de Xanthane

##### 4.2.4.1 Résistance au cisaillement

L'étude examine les propriétés des sables modifiés avec de la gomme de xanthane (XG) et du ciment Portland, se focalisant sur les aspects tels que les déplacements horizontaux, les contraintes de cisaillement et les changements de volume. La Figure 4.23, divisée en deux parties, illustre ces différences. La première partie, la Figure 4.23a, montre clairement que le sable traité avec 0,50% de gomme de xanthane possède une résistance au cisaillement bien plus élevée que celui traité avec 9% de ciment Portland.

La seconde partie, la Figure (4.23b), révèle que les sables traités présentent une dilatance, mais celle du sable au ciment est moins prononcée. Un point important à noter est que le sable traité avec la gomme de xanthane nécessite un déplacement plus important avant de rompre comparé au sable traité avec du ciment. Cette différence est due aux propriétés intrinsèques des matériaux : le ciment hydraté forme une structure plus rigide et cassante dans les espaces entre les grains de sable, alors que les biofilms de gomme de xanthane, qui sont moins rigides et résistants, se développent lors de la déshydratation et affectent différemment la réaction du sable.



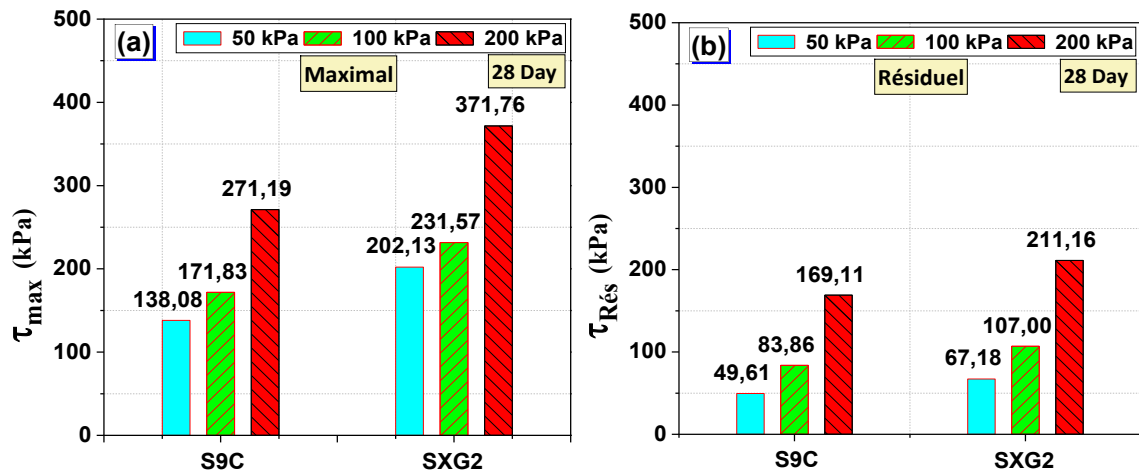
**Figure 4. 23:** Comportement au cisaillement de deux sables propre traités (au ciment portland et à la Gomme de Xanthane) sous des contraintes normales  $\sigma_N = 200$  kPa  
 (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

#### 4.2.4.2 Résistance au cisaillement maximal et résiduelle

Dans la Figure 4.19, les valeurs de résistance au cisaillement, maximale et résiduelle, sont exposées en fonction du type d'additif utilisé pour le traitement du sable et des niveaux de contrainte normale appliqués ( $\sigma_N = 50, 100, \text{ et } 200$  kPa).

L'examen des résultats, détaillé dans la Figure 4.19a, montre que la résistance maximale au cisaillement des échantillons de sable traités avec une faible concentration de 0.50% de gomme de xanthane est nettement supérieure à celle des échantillons traités avec 9% de ciment Portland.

Cette tendance se confirme également dans la Figure 4.19b, où il est démontré que la résistance résiduelle des échantillons de sable traité avec la même concentration de gomme de xanthane surpasse significativement celle des échantillons traités au ciment Portland. Ces résultats indiquent que la gomme de xanthane, même en faible concentration, est un agent de traitement très efficace pour renforcer la résistance au cisaillement du sol, que ce soit en termes de résistance maximale (avant la rupture) ou de résistance résiduelle (après la rupture).



**Figure 4. 24** : comparaison du traitement de sable par la Gomme de Xanthane et le ciment portland.  $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$  ;  $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ ;  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

(a) : Résistance au cisaillement maximal,

(b) : Résistance au cisaillement résiduelle

#### 4.2.4.3 Caractéristiques mécaniques

Les valeurs des caractéristiques mécaniques à l'état maximal et résiduel pour deux types de traitement, par gomme de xanthane et par le ciment Portland, ont été calculées et résumées dans le Tableau 4.5.

L'analyse des caractéristiques mécaniques des sols traités au sein de cette thèse met en lumière des résultats significatifs, en particulier en ce qui concerne l'efficacité des traitements par la gomme de xanthane et le ciment Portland. Comme le démontre le Tableau 4.2, les échantillons traités avec 0.50% de gomme de xanthane (SXG2) ont montré une cohésion maximale impressionnante de 132.03 kPa et une cohésion résiduelle de 15.09 kPa, surpassant nettement les échantillons traités avec 9% de ciment Portland (S9C), où la cohésion maximale et résiduelle était respectivement de 88.40 kPa et 6.98 kPa. De même, l'angle de frottement interne maximal pour SXG2 était de 49.45°, significativement supérieur à celui de S9C à 42.05°. Ces chiffres montrent clairement l'efficacité remarquable de traitement par la gomme de xanthane, même à faible concentration, en comparaison avec le ciment Portland traditionnel.

**Tableau 4. 5** : Les paramètres de résistance au cisaillement obtenus pour le sable non traité, ainsi que pour le sable soumis à deux types de traitements : la Gomme de Xanthane et du ciment Portland.

Eprouvette	Concentration d'ajout (%)	C (kPa)		$\phi$ (°)	
		Maximal	Résiduel	Maximal	Résiduel
US	0	5.55	0.29	41.92	36.46
S9C	9%	88.40	6.98	42.05	38.83
SXG2	0.50%	132.03	15.09	49.45	44.19

### **4.3 Conclusion**

Ce chapitre a significativement contribué à notre compréhension de l'effet des traitements au ciment Portland et à la gomme de xanthane sur les propriétés mécaniques du sable de Chlef, avec un intérêt particulier porté à la résistance au cisaillement direct. L'analyse méticuleuse des résultats expérimentaux a révélé que l'ajout de ces liants au sable modifie de manière substantielle sa réponse mécanique. Plus précisément, nous observons :

**Effet du Ciment Portland :** L'inclusion de ciment Portland dans le sable entraîne une augmentation marquée de la résistance au cisaillement, aussi bien maximale que résiduelle, et une amélioration notable de la cohésion du sable. Ces effets sont amplifiés avec l'accroissement de la contrainte normale, de la teneur en ciment, et de la durée de cure, en raison de l'hydratation du ciment.

**Impact de la Gomme de Xanthane :** De même, l'addition de gomme de xanthane augmente significativement la résistance au cisaillement et la cohésion du sable. Ces améliorations sont encore plus prononcées avec l'augmentation de la contrainte normale, de la teneur en XG et la durée de cure, dues à la déshydratation du gel de gomme de xanthane.

**Comparaison des Traitements :** En comparant les résultats, il apparaît clairement que la gomme de xanthane se distingue comme une méthode de traitement plus efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sable par rapport au ciment Portland.

Ces résultats enrichissent la discussion globale de la thèse en apportant une perspective approfondie sur l'impact des différents traitements sur les propriétés mécaniques des sols. Ils ouvrent des voies prometteuses pour le renforcement des sols, soulignant le potentiel de la gomme de xanthane comme alternative avantageuse aux méthodes conventionnelles, notamment l'usage du ciment Portland. Cette étude met en lumière l'importance de continuer à explorer des solutions innovantes et durables pour le renforcement des sols dans les applications de génie civil.



**CHAPITRE 05 :**

**EFFET DU KAOLIN, DES FIBRES SUR LE  
COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES EN  
GOMME DE XANTHANE**

## 5.1 Introduction

Les progrès récents dans le domaine du génie géotechnique révèlent un intérêt croissant pour l'application des bio-polymères dans l'amélioration des caractéristiques de divers types de sols. Cette tendance se reflète dans les études portant sur une gamme variée de sols, allant de l'argile (Latifi et al., 2017 ; Joga et Varaprasad, 2019 ; Keshav et al., 2021), le sable bien gradué avec limon (Soldo et al., 2020), le sable argileux (Sujatha et al., 2021), le sable pur (Fatehi et al., 2018), le sable limoneux (Lee et al., 2019), ainsi que des mélanges de sable et d'argile (Ni et al. 2021). Ces recherches mettent en évidence l'efficacité des bio-polymères dans l'amélioration des propriétés mécaniques et environnementales des sols, ouvrant ainsi de nouvelles perspectives dans l'ingénierie géotechnique durable. L'efficacité des bio-polymères dans le traitement des sols est influencée par plusieurs facteurs clés, notamment le type spécifique de bio-polymère utilisé, les caractéristiques intrinsèques du sol, la concentration du bio-polymère, la durée ainsi que les conditions de cure (Ayeldeen et al., 2016).

En outre, des études récentes mettent en évidence le rôle crucial des bio-polymères dans le renforcement des sols, soulignant leur impact résultant de la combinaison de deux facteurs clés : l'établissement de liaisons supplémentaires entre les particules de sol et le remplissage partiel des vides du sol par des hydrogels. Cette formation de liaisons au sein de la structure du sol est la clé de l'efficacité accrue de cette méthode pour le renforcement des sols argileux comparativement aux sols sableux, comme l'ont démontré (Chang et al., 2016). Les bio-polymères, caractérisés par des surfaces spécifiques importantes et des charges électriques, interagissent efficacement avec les minéraux argileux, créant ainsi des matrices solides et résistantes de bio-polymère-sol, comme l'ont démontré (Mendonça et al., 2021), sont cruciales pour la formation de liaisons robustes. Cette interaction spécifique est la clé de l'augmentation notable de la résistance à la compression non confinée et de la cohésion dans les mélanges d'argile et de bio-polymères, une amélioration substantielle par rapport aux sables pur traités au bio-polymère, selon les recherches de (Smitha et Sachan, 2016 ; Latifi et al., 2017; Ni et al., 2021).

Bien que l'utilisation de bio-polymères pour la solidification des sols soit répandue, elle présente des limitations, notamment une résistance au cisaillement insuffisante dans certains cas spécifiques et une diminution notable de la résistance post-rupture. Pour pallier ces insuffisances, il est nécessaire d'explorer d'autres techniques pour renforcer les sols traités avec des bio-polymères. Une méthode prometteuse dans ce domaine est le renforcement par l'association de fibres et de biopolymères. Les fibres utilisées dans le génie géotechnique incluent la fibre de polypropylène, la fibre de basalte, les buffings de pneus, et les fibres

végétales, ces dernières étant particulièrement étudiées, comme l'indiquent Feng et al. (2023). Néanmoins, la recherche sur la combinaison de fibres et de bio-polymères pour la solidification des sols reste encore limitée.

Ce chapitre est organisé en deux sections distinctes, chacune axée sur l'analyse approfondie de l'impact de la gomme de xanthane sur le traitement du sable de Chlef. La première section se concentre spécifiquement sur les mélanges de sable-argile, incluant kaolin ou bentonite, traités avec la gomme de xanthane. Cette partie examine minutieusement les propriétés de résistance mécanique des mélanges, offrant un aperçu détaillé de leur comportement sous traitement. La seconde section du chapitre aborde les mélanges de sable et de fibres végétales, incluant Sisal ou Alfa, également traités avec la gomme de xanthane. L'objectif ici est d'évaluer l'influence de la gomme de xanthane sur les propriétés mécaniques de ces mélanges, en se concentrant sur les variations de résistance et de comportement mécanique par rapport aux échantillons de sable pur traité la gomme de xanthane. Dans les deux sections, Les essais de cisaillement direct sont privilégiés, car ils fournissent des informations détaillées sur le comportement mécanique du sable et des mélanges traité, mettant en lumière en particulier leurs caractéristiques mécaniques.

## 5.2 Essais réalisés

Dans le cadre du programme expérimental établi au chapitre 03, cette partie de la thèse se consacre à l'analyse des résultats obtenus à partir des essais de cisaillement direct réalisés sur des mélanges de sable pur-argile et sable-fibre, traités avec de la gomme de xanthane. Les données recueillies ont été méticuleusement transformées en divers graphiques, lesquels sont exposés dans ce chapitre sous forme de résultats directs et indirects. L'objectif est d'examiner l'impact de plusieurs paramètres sur les propriétés mécaniques du sable pur traité.

Les conclusions de cette partie se subdivisent en deux sections distinctes, à savoir :

- Les résultats relatifs à la résistance au cisaillement et aux caractéristiques mécaniques des mélanges de sable-kaolin. Ces mélanges contiennent des proportions d'argile de 10%, 20%, et 30%, et ont été traités avec de la gomme de xanthane à des concentrations de 0,25% et 0,5%. L'étude inclut également l'analyse des effets de différentes périodes de durcissement, allant de 7, 14 et 28 jours.
- Les résultats concernant la résistance au cisaillement et les caractéristiques mécaniques des mélanges de sable-fibre de sisal avec des teneurs de 0,1%, 0,3%, 0,5%, et 0,7%, ou sable-fibre d'alfa avec des teneurs de 1%, 2%, 3%, et 4%. Ces mélanges ont été traités à la gomme

de xanthane à une concentration de 0,5%, et les effets d'une période de durcissement de 28 jours ont été examinés.

### 5.3 Sable traité avec la combinaison gomme de xanthane (XG)-Kaolin

Cette partie de l'étude se consacre à la présentation des résultats relatifs à la résistance au cisaillement des mélanges de sable-kaolin, dans des proportions de 10%, 20% et 30%, et traités avec de la gomme de xanthane. L'accent est mis sur l'utilisation des essais de cisaillement direct, appliqués à des échantillons de ces mélanges sous diverses contraintes normales : 50, 100 et 200 kPa. L'objectif est d'analyser l'influence du pourcentage de kaolin, de la concentration de la gomme de xanthane (XG) à 0,25% et 0,50%, ainsi que de la durée de durcissement (7, 14 et 28 jours) sur l'amélioration des propriétés mécaniques due au traitement à la gomme de xanthane.

Les échantillons étudiés sont classifiés de la manière suivante :

- Échantillons SXG1, SK1XG1, SK2XG1 et SK3XG1, correspondant respectivement à 0%, 10%, 20% et 30% de kaolin, traités avec une concentration de 0,25% de XG.
- Échantillons SXG2, SK1XG2, SK2XG2 et SK3XG2, représentant respectivement 0%, 10%, 20% et 30% de kaolin, associés à une concentration de 0,50% de XG.

#### 5.3.1 Réponse au cisaillement de sable-kaolin-XG

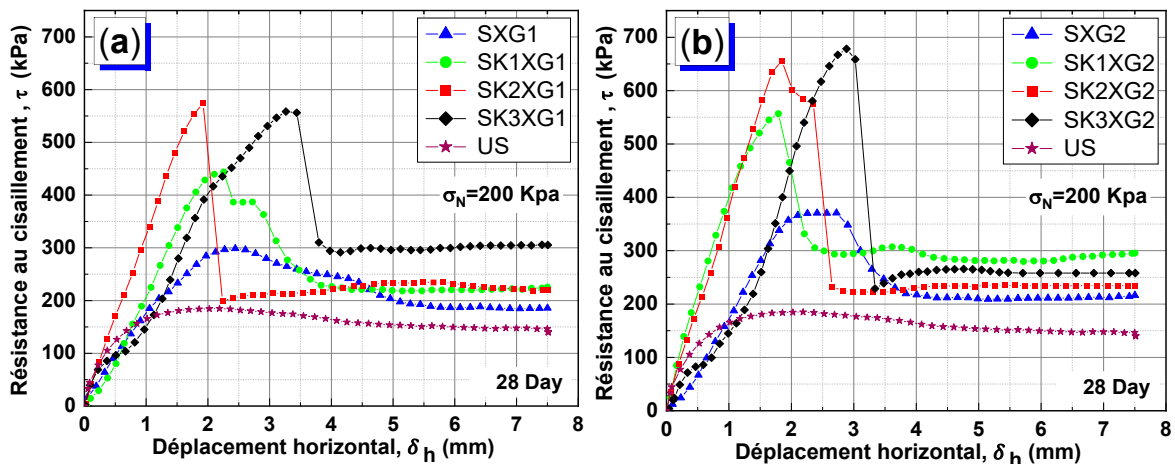
Les graphiques représentatifs illustrant la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal des sols composés de sable et de kaolin, traités avec la gomme de xanthane et soumis à une contrainte normale de  $\sigma_N = 200$  kPa, sont exposés dans la figure 5.1. Ces courbes démontrent les comportements pour différents temps de durcissement et pour deux concentrations distinctes de gomme de xanthane.

La figure (5.1a) montre les courbes de résistance au cisaillement pour les échantillons SXG1, SK1XG1, SK2XG1 et SK3XG1, traités avec 0,25% de gomme de xanthane et durcis pendant 28 jours. Les résultats indiquent une augmentation progressive de la résistance du sol avec l'augmentation de la proportion de kaolin. Par exemple, la contrainte maximale de cisaillement pour l'échantillon SXG1 (sans kaolin) est de 298,88 kPa, augmentant à 446,11 kPa, 575,52 kPa et 560,92 kPa pour des proportions de kaolin de 10%, 20% et 30%, respectivement.

La figure (4.1b), quant à elle, dépeint les courbes de résistance au cisaillement pour les échantillons SXG2, SK1XG2, SK2XG2 et SK3XG2, traités avec 0,50% de gomme de xanthane et durcis pendant 28 jours. Les résultats confirment une tendance similaire d'augmentation de

la résistance du sol avec des valeurs plus élevées comparées aux échantillons traités avec 0,25% de XG. Pour l'échantillon SXG2 (sans kaolin), la contrainte maximale de cisaillement atteint 371,76 kPa, augmentant à 557,02 kPa, 662,36 kPa et 680,42 kPa pour des proportions de kaolin de 10%, 20% et 30%, respectivement.

Cette amélioration de la résistance au cisaillement des mélanges (XG-Sable-Kaolin) est due à la formation de liaisons chimiques. Le kaolin et la gomme de xanthane forment une matrice solide et bien liée (particule d'argile de kaolin-monomères de gomme de xanthane) par le biais de liaisons ioniques ou hydrogène. Ces liaisons se forment entre les groupes acide carboxylique (-COOH) et hydroxyle (-OH) de la gomme de xanthane et les surfaces des fines particules chargées électriquement (Chang et al., 2015c ; Ayeldeen et al., 2016; Bozyigit et al., 2021; Ramachandran et al., 2021). La résistance du mélange sable-argile stabilisé par bio-polymère résulte de deux mécanismes : une augmentation de la cohésion due à la formation d'une matrice de bio-polymère renforcée par l'argile (matrice argile-bio-polymère) et une augmentation de l'angle de frottement du sol due à une plus grande aire de contact entre les particules (Ramachandran et al., 2021). Chang et al. (2015c) ont observé que la stabilisation par bio-polymère de XG est plus efficace dans un sol bien gradué, combinant des particules grossières et fines, par rapport à du sable pur.



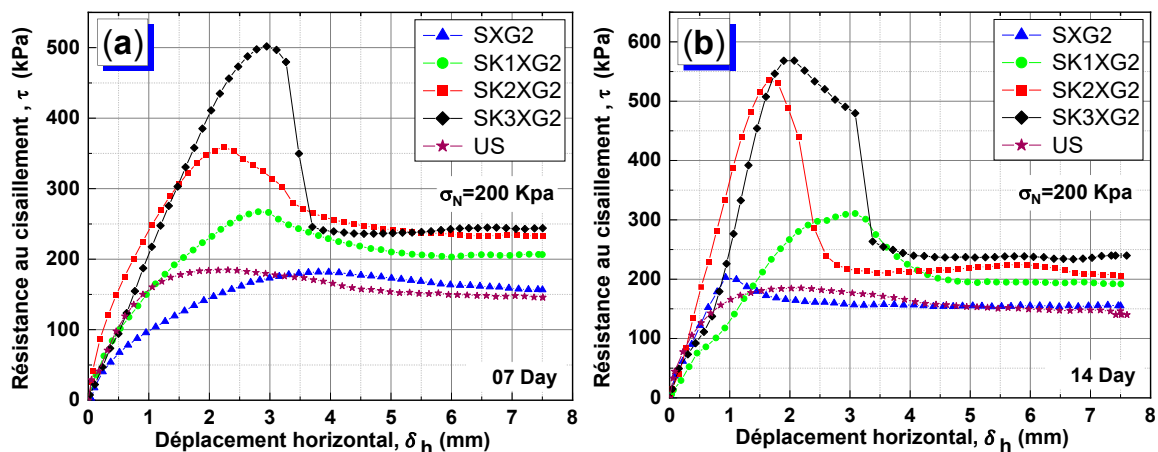
**Figure 5. 1 :** Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Kaolin traités avec de la gomme de Xanthane, contrainte normale de 200 kPa, pour une durée de cure de 28 jours.

- (a) : Des mélanges Sable-Kaolin traités par 0,25 de XG
- (b) : Des mélanges Sable- Kaolin traités par 0,50 de XG

On a également remarqué une amélioration significative de la résistance au cisaillement résiduelle dans les échantillons traités contenant du kaolin, en comparaison avec les échantillons constitués uniquement de sable pur.

Dans les figures 5.1b, 5.2a et 5.2b, les courbes de résistance au cisaillement sont présentées pour comparer le sable pur non traité et les mélanges sable-kaolin stabilisés avec une concentration de 0,50% de gomme xanthane, après des périodes de durcissement de 7, 14 et 28 jours. L'examen de ces courbes révèle une augmentation significative de la résistance au cisaillement des mélanges traités avec l'augmentation du temps de durcissement.

L'analyse approfondie des données a conduit à l'établissement de courbe décrivant l'évolution de la résistance en fonction du temps de durcissement, comme illustré dans la figure 5.3. Cette analyse révèle que les échantillons de mélange sable-kaolin avec une teneur en kaolin de 30% affichent une augmentation rapide de leur résistance. Cette évolution est caractérisée par une courbe avec une pente relativement faible (0,016) et une ordonnée à l'origine élevée (0,890), en contraste avec les échantillons ayant des teneurs plus basses en kaolin (SXG2, SK1XG2, SK2XG2), dont les pentes sont respectivement de 0,051, 0,053 et 0,037 et les interceptes de 0,556, 0,570 et 0,820. Cette tendance indique que la concentration plus élevée de kaolin dans le mélange joue un rôle déterminant dans le renforcement progressif de la résistance.



**Figure 5. 2 :** Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Kaolin traités avec de la gomme de Xanthane sous une contrainte normale de 200 kPa, pour une concentration de XG de 0,25%.

(a) Représente les mélanges Sable- Kaolin traités et durcis pendant 7 jours.

(b) Représente les mélanges Sable- Kaolin traités et durcis pendant 14 jours.

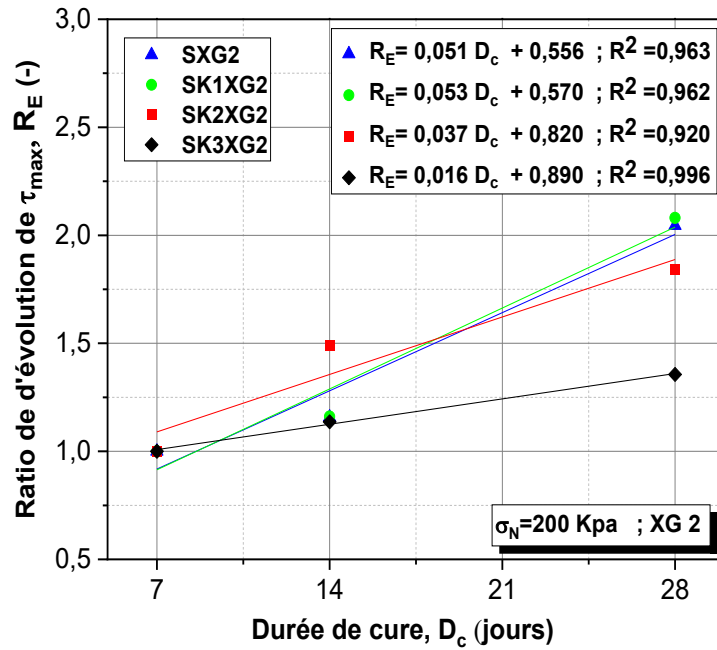
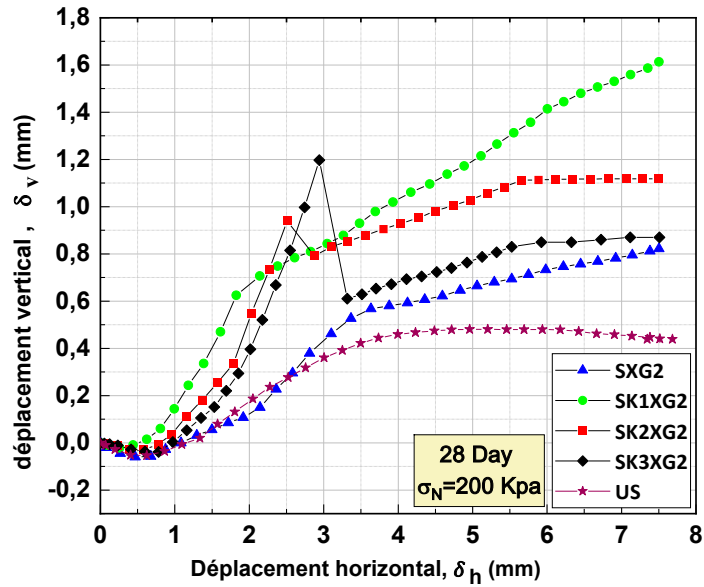


Figure 5.3 : L'évolution de la résistance maximale en fonction de temps de cure, contrainte normale de 200 kPa, et teneur en XG de 0,50%

La figure 5.4 démontre le comportement de variation de volume des mélanges sable-kaolin traités avec de la gomme de xanthane (compositions SXG2, SK1XG2, SK2XG2 et SK3XG2), en mettant en lumière la relation entre les déplacements verticaux et horizontaux. Cette représentation révèle que le traitement à la gomme xanthane influençait de manière significative le comportement dilatant des mélanges sable-kaolin par rapport au sable pur. Pours les échantillons SK2XG2 et SK3XG2, une phase de dilatance rapide est observée, se manifestant par une augmentation notable de la dilatance, suivie d'un pic dans le déplacement vertical et ensuite d'une diminution. Cependant, même après ce pic, les échantillons continuent de montrer une dilatance. Cette observation met en lumière l'effet notable du traitement avec la gomme de xanthane et de son interaction avec le kaolin au sein des particules de sable, entraînant une altération importante du comportement du sol. Cette transformation confère au sol une plus grande fragilité et un caractère plus cassant.



**Figure 5. 4 :** Comportement au cisaillement des mélanges Sable-Argile traités avec de la gomme de Xanthane, Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, pour une concentration de XG de 0,5% et une durée de cure 28 jours,.  $\sigma_N = 200 \text{ kPa}$

Dans l'ensemble, le traitement avec de bio-polymère a entraîné un changement de la ductilité et une augmentation de la fragilité (Nouri et al., 2022). De plus, les spécimens soumis à l'essai de cisaillement direct ont également montré que le traitement à la gomme de xanthane augmente la rigidité du sol. Les spécimens cimentés biologiquement ont présenté un comportement cassant attribué à l'apparition de surfaces de rupture sous les taux de chargement. L'échantillon de sable propre traité à la gomme de xanthane a montré moins de rigidité et s'est fragmenté en morceaux après l'essai de cisaillement. Cependant, l'échantillon de mélange de sable-Kaolin traité a montré une plus grande rigidité et s'est fendu en deux sans se fragmenter (Figure 5.5). Ces remarques sont en accord avec les observations précédemment rapportées par (Cabalar et Canakci, 2011).



**Figure 5. 5 :** Échantillons après cisaillement, (a) Sable propre traité, (b) Mélange sable-argile kaolin traité.



La Figure 5.6 détaille l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en kaolin, sous des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa, et ce pour une période de cure de 28 jours. Les résultats démontrent que la résistance au cisaillement maximale s'accroît proportionnellement à l'augmentation de la proportion de kaolin et de la contrainte normale.

La courbe présentée illustre une augmentation significative de la résistance au cisaillement maximale avec l'incorporation de 10 % d'argile dans des échantillons traités avec 0,25 % et 0,5 % de gomme de xanthane. Cette tendance se poursuit avec une hausse supplémentaire pour les échantillons contenant 20 % d'argile. Par la suite, la courbe révèle une légère croissance de la résistance pour les échantillons à 30 % d'argile traités avec 0,50 % de gomme de xanthane. En revanche, une diminution marginale a été observée dans les échantillons avec traités avec 0,25 % de gomme de xanthane.

Ni et al. (2021) ont clarifié ce phénomène en indiquant que la gomme de xanthane ne se lie pas directement aux particules de sable. Toutefois, il existe une interaction notable entre les particules d'argile et les monomères de gomme de xanthane, conduisant à la création d'une matrice robuste de gomme de xanthane-argile par des liaisons hydrogènes ou ioniques. Cette matrice joue un rôle essentiel dans l'amélioration de la résistance des mélanges sable-argile traités avec la gomme de xanthane. Ils ont également mis en lumière une corrélation directe entre la quantité de gomme de xanthane et la formation de cette matrice solide dans les mélanges traités.

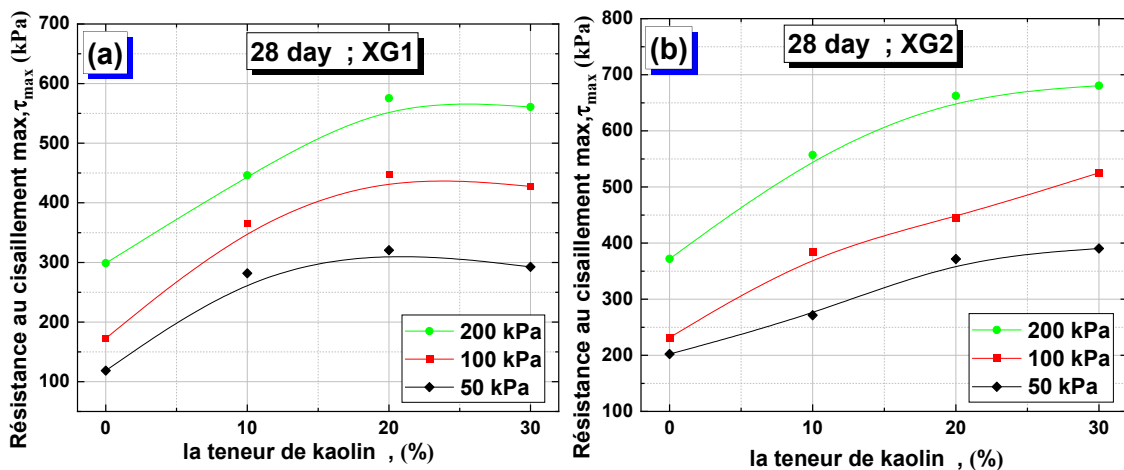


Figure 5. 6 : Effet de l'argile kaolin sur la résistance au cisaillement maximale du sable traité par la gomme de xanthane, après 28 jours de durcissement. (a) XG1=0,25 %, (b) XG2=0,50 %

### 5.3.2 Effet de la concentration de gomme de xanthane et de la teneur en argile de Kaolin sur le ratio d'amélioration

La figure 10 présente les rapports de résistance au cisaillement des échantillons traités avec des de la gomme de xanthane en fonction de la contrainte normale, de la teneur en gomme de xanthane et de la teneur en argile de Kaolin. Le rapport de résistance au cisaillement ( $R_c$ ) est donné par l'équation 4.1 du chapitre précédent.

Il est observé sur la figure que le rapport de résistance augmente considérablement avec l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane, les mêmes observations étant faites concernant la teneur en argile de Kaolin, les valeurs les plus élevées de  $S_r$  ayant été obtenues pour l'échantillon de sable SK3XG2. Cependant, on note que le rapport de résistance des échantillons traités avec  $XG=0.25\%$  a diminué après avoir atteint une teneur en Kaolin de 30%. De plus, il semble que la contrainte normale affecte négativement l'efficacité du traitement à la gomme de xanthane et à l'argile de Kaolin, car il est clairement montré qu'il y a une chute remarquable de la résistance en passant de 50 kPa à 200 kPa de contrainte normale. Les résultats relatifs à la résistance au cisaillement maximale et au rapport de résistance de tous les échantillons sont présentés de manière synthétique dans les Tableaux 5.1, 5.2 et 5.3.

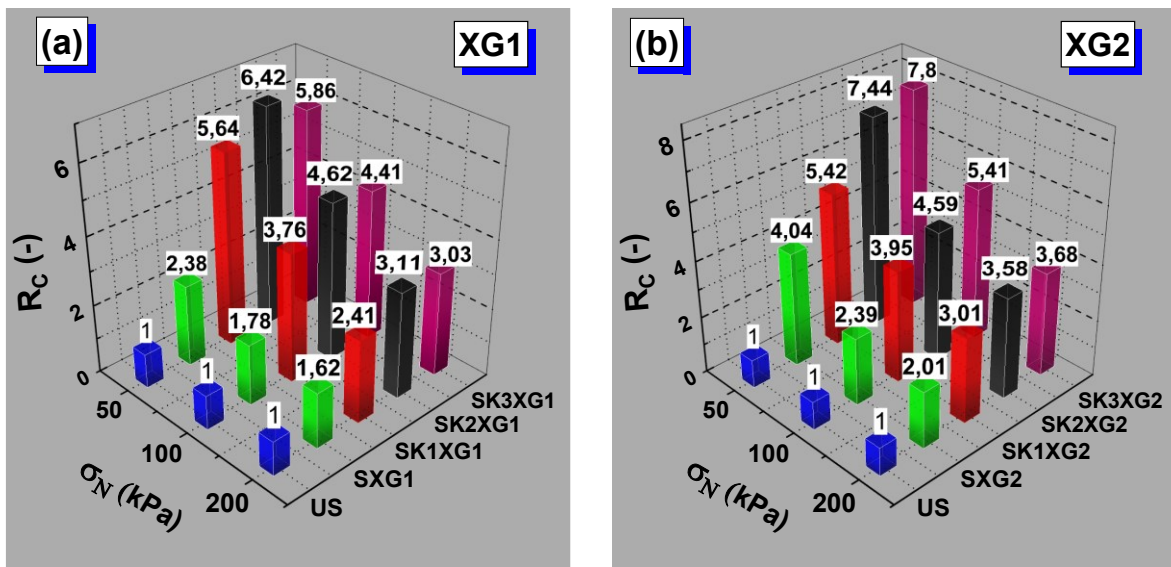


Figure 5. 7 : Le rapport de résistance des mélanges sable-argile traités au XG, sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, après 28 jours de durcissement.

(a) : XG1=0,25 %, (b) : XG2=0,50 %.

**Tableau 5. 1:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 7 jours

Specimens	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
	50	100	200	50	100	200
US	49.62	96.62	184.77	1.00	1.00	1.00
SXG1	44,18	74,89	161,65	0,89	0,78	0,87
SK1XG1	78,07	107,18	167,86	1,57	1,11	0,91
SK2XG1	139,22	168,37	234,41	2,81	1,74	1,27
SK3XG1	143,86	186,73	254,26	2,9	1,93	1,38
SXG2	70,23	126,38	181,82	1,42	1,31	0,98
SK1XG2	122,52	191,52	267,77	2,47	1,98	1,45
SK2XG2	227,28	284,66	359,42	4,58	2,95	1,95
SK3XG2	306,52	361,25	501,79	6,18	3,74	2,72

**Tableau 5. 2:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 14 jours

Specimens	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
	50	100	200	50	100	200
SXG1	101,27	140,27	224,78	2,04	1,45	1,22
SK1XG1	163,93	192,01	269,33	3,3	1,99	1,46
SK2XG1	262,24	319,39	415,2	5,29	3,31	2,25
SK3XG1	209,79	252,63	393,89	4,23	2,61	2,13
SXG2	127,79	189,41	210,47	2,58	1,96	1,14
SK1XG2	209,00	246,46	310,87	4,21	2,55	1,68
SK2XG2	308,58	443,57	535,95	6,22	4,59	2,9
SK3XG2	384,73	463,54	570,45	7,75	4,8	3,09

**Tableau 5. 3:** Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-kaolin traités à la gomme de xanthane, pour une durée de cure 28 jours

Specimens	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
	50	100	200	50	100	200
SXG1	118,54	172,73	298,88	2,38	1,78	1,62
SK1XG1	281,84	365,45	446,11	5,64	3,76	2,41
SK2XG1	320,55	448,33	575,52	6,42	4,62	3,11
SK3XG1	292,6	427,58	560,91	5,86	4,41	3,03
SXG2	202,12	231,57	371,76	4,04	2,39	2,01
SK1XG2	271,47	383,42	557,02	5,42	3,95	3,01
SK2XG2	371,62	445,32	662,36	7,44	4,59	3,58
SK3XG2	390,45	525,3	680,42	7,8	5,41	3,68

### 5.3.3 Effet du temps de cure

Les effets de la teneur en gomme de xanthane et du temps de cure sur la résistance au cisaillement maximale des échantillons traités sous une contrainte normale de 200 kPa sont présentés dans la Figure 5.8. Globalement, les résultats ont montré que la résistance augmente avec l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane et du temps de cure. Concernant l'échantillon traité avec une teneur en gomme de xanthane de 0,25 % et durci à 28 jours, les valeurs des résistances au cisaillement maximales des échantillons SXG1, SK1XG1, SK2XG1 et SK3XG1 étaient de 299, 446, 576 et 561 kPa, respectivement. De plus, les spécimens traités avec 0,50 % de teneur en gomme de xanthane ont affiché une résistance accrue atteignant jusqu'à 372, 557, 662 et 680 kPa pour les échantillons SXG2, SK1XG2, SK2XG2 et SK3XG2, respectivement. Ces résultats peuvent s'expliquer par le fait qu'une teneur plus élevée en gomme de xanthane conduit à une augmentation de la quantité de biofilm de gomme de xanthane, puis la matrice de xanthane devient plus grande et plus épaisse dans les sols granulaires (Lee et al., 2017). En outre, cela conduit à plus d'interactions qui renforcent les liens entre l'argile et la gomme de xanthane (Chang et al., 2015c).

En outre, il est à noter qu'à mesure que le temps de cure augmentait, une augmentation remarquable de la résistance était observée. Après 7 jours de traitement, la résistance au cisaillement maximale obtenue pour les échantillons traités à  $XG = 0,25\%$  étaient de 162, 168, 234 et 254 kPa. Après 14 jours de cure, la résistance a augmenté de 1,3, 1,6, 1,8 et 1,6 fois et a continué à augmenter à 28 jours de cure atteignant 1,8, 2,7, 2,5 et 2,2 fois pour les échantillons SXG1, SK1XG1, SK2XG1 et SK3XG1, respectivement. Les mêmes observations ont été faites concernant les échantillons traités à 0,50 % de gomme de xanthane (Figure 13b), où les valeurs de contrainte de cisaillement maximale après 7 jours de cure ont été obtenues comme 182, 268, 359 et 502 kPa respectivement. Les valeurs de résistance les plus élevées ont été obtenues pour une période de cure de 28 jours ; l'augmentation a atteint jusqu'à 2, 2,1, 2,8 et 1,4 fois. L'effet significatif de la remédiation est dû au début du traitement à la présence de gomme de xanthane dans les pores du sol sous forme de fluide visqueux, qui a des propriétés anioniques résultant de son absorption de molécules d'eau par liaison hydrogène avec des particules d'argile. Lorsque le temps de cure est augmenté, le gel de gomme de xanthane devient des biofilms minces et fermes par déshydratation qui renforce la liaison entre les particules. Comme la force de la liaison hydrogène et ionique de la gomme de xanthane augmente, la résistance au cisaillement du sol augmente proportionnellement. De plus, l'évaporation continue de l'eau conduit à une augmentation significative de la résistance au cisaillement du sol traité à la gomme de xanthane (Chen et al. 2019). Ces résultats sont cohérents avec d'autres études rapportées (Latifi et al.

2017; Lee et al. 2017; Soldo and Miletic 2019; Soldo et al. 2020; Bozyigit et al. 2021; Lee et al. 2021).

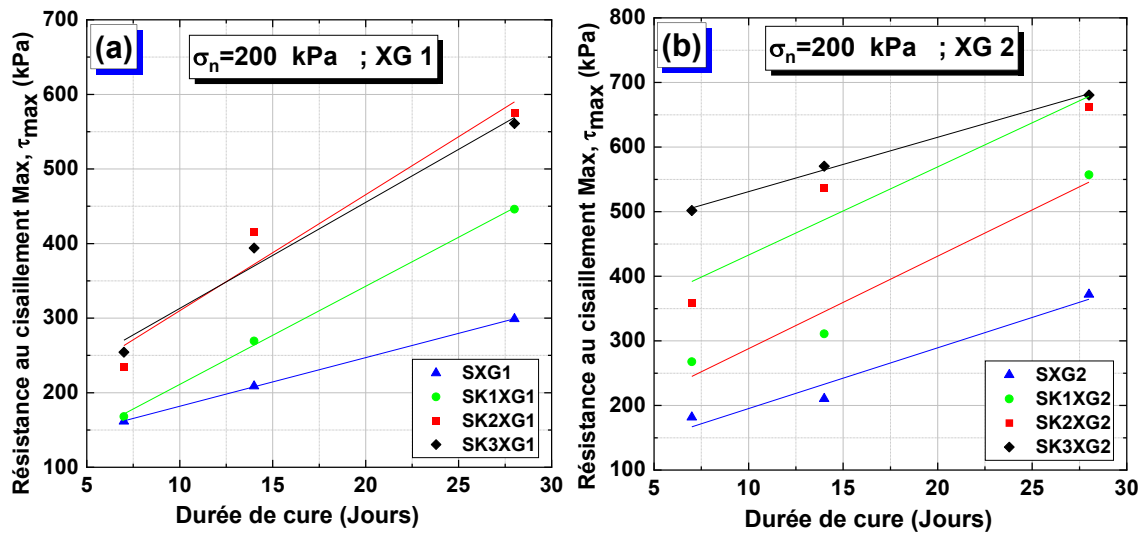
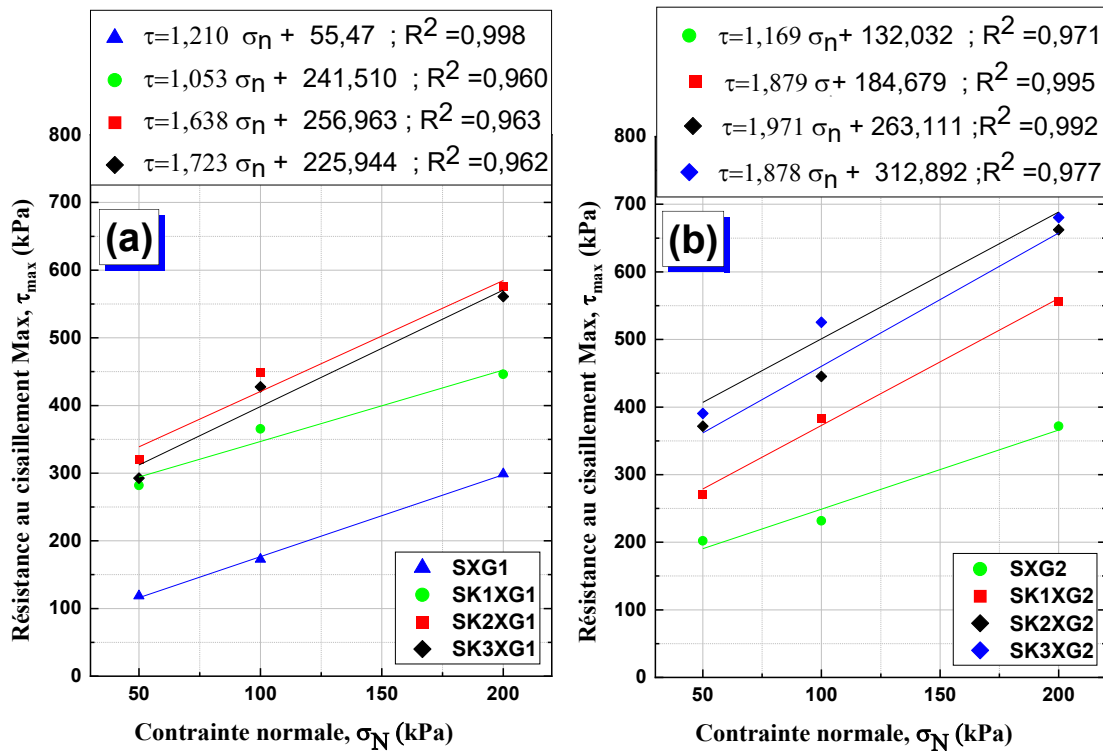


Figure 5. 8 : Effet du temps de cure sur la résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-kaolin traités par la gomme de xanthane. (a) XG1=0,25 %, (b) XG2=0,50 %

### 5.3.4 Effet de la concentration de gomme de xanthane et de la teneur de Kaolin sur les caractéristiques mécaniques du sable

Les courbes intrinsèques de Coulomb pour les résistances au cisaillement direct maximum du sable propre et des mélanges de sable-argile de Kaolin traités avec 0,25% et 0,50% de gomme de xanthane pendant 28 jours de durcissement sont présentées dans la figure 5.9. Il est à noter à partir de ces figures que la résistance au cisaillement direct augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour tous les échantillons testés, où les équations présentées dans les figures représentent les caractéristiques mécaniques du sable de Chlef (cohésion et angle de frottement), qui varient en fonction de la composition du sol et du pourcentage de gomme de xanthane et d'argile de Kaolin. Comme le montrent les figures 5.9a et 5.9b, la cohésion a sensiblement augmenté avec l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane, sauf pour les échantillons contenant 10% d'argile. De plus, la cohésion a augmenté avec l'augmentation de la teneur en argile dans les échantillons traités avec une teneur en gomme de xanthane de 0,5%. En revanche, dans les échantillons traités avec 0,25% de gomme de xanthane, on note une augmentation de la cohésion avec l'augmentation de la teneur en argile de 20%. Par ailleurs, l'angle de frottement des sols traités à la gomme de xanthane s'est amélioré avec l'augmentation de la teneur en XG ou en argile après 28 jours de durcissement par rapport au sable propre non traité.



**Figure 5. 9:** Cisaillement direct des mélanges sable-argile kaolin traités au XG après 28 jours de durcissement : Contrainte de cisaillement maximale par rapport à la contrainte normale.

(a) XG1=0,25 %, (b) XG2=0,50 %.

Les valeurs des caractéristiques mécaniques de tous les spécimens à 7, 14 et 28 jours de durcissement sont regroupées dans la figure 5.10. Globalement, les résultats montrent une augmentation de la cohésion des échantillons SXG1, SK1XG1, SK2XG1 et SK3XG1 avec l'augmentation du temps de durcissement. De plus, la cohésion des spécimens SXG2, SK1XG2, SK2XG2 et SK3XG2 a augmenté avec le temps de durcissement de 7 à 14 jours, puis a convergé ou légèrement augmenté à 28 jours. En ce qui concerne l'angle de frottement, les valeurs les plus élevées ont été observées dans les échantillons qui avaient été séchés pendant 28 jours, en particulier dans ceux qui contenaient les plus grandes quantités d'argile de Kaolin et de gomme de xanthane. De plus, pour les échantillons séchés pendant 7 jours, les valeurs de l'angle de frottement de tous les échantillons ont diminué par rapport au sable propre non traité, en particulier dans ceux qui contenaient moins d'argile de Kaolin et de gomme de xanthane. On peut en conclure que l'ajout à la fois de l'argile de Kaolin et de la gomme de xanthane dans le sable traité améliore les paramètres de résistance au cisaillement, en particulier la cohésion. Cette conclusion concorde avec celle de Chang et Cho (2019).

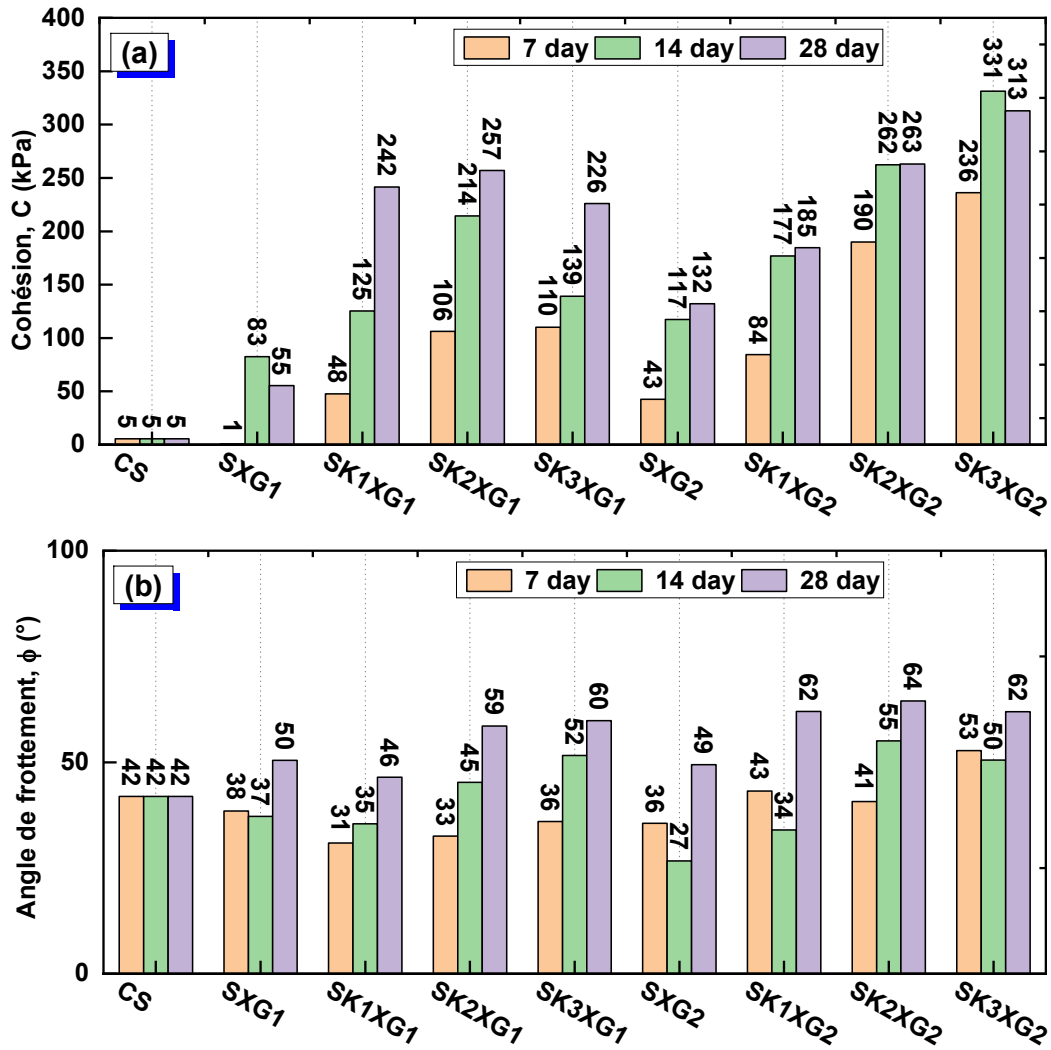


Figure 5. 10: Les caractéristiques mécaniques des échantillons non traités et traités à 7, 14 et 28 jours. (a) Cohésion, (b) Angle de frottement.

### 5.3.5 Effet de la combinaison de Kaolin-XG sur la résistance résiduelle

L'impact du kaolin sur la résistance au cisaillement des sables traités à la gomme de xanthane a fait l'objet d'une étude approfondie, avec un accent particulier sur les valeurs de résistance au cisaillement résiduelle. Dans les Figures 5.11, nous présentons une analyse détaillée de la résistance au cisaillement résiduel des échantillons, en fonction de la concentration en kaolin sous différentes contraintes normales (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa). Les résultats de cette analyse démontrent que le traitement de sable à la gomme de xanthane (XG) avec l'ajout de kaolin améliore de manière significative la résistance au cisaillement résiduelle, en comparaison avec les échantillons ne contenant pas de kaolin. Par exemple, sous une contrainte normale de 200 kPa, la résistance au cisaillement pour l'échantillon sans kaolin est

de 211,16 kPa, tandis que celle pour les échantillons contenant 10% de kaolin atteint 283,53 kPa.

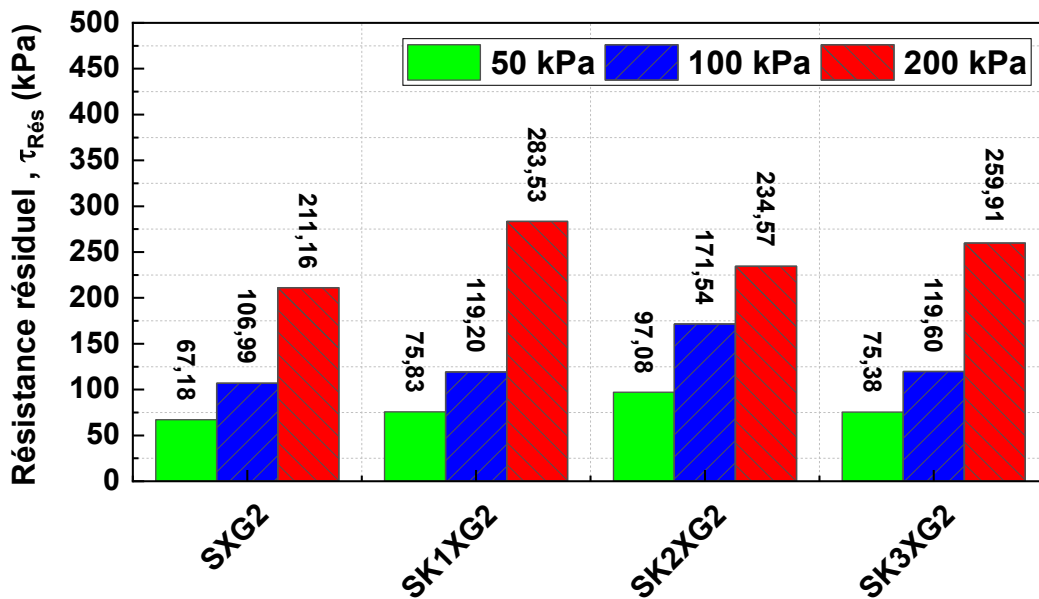


Figure 5. 11 : L'effet de la combinaison de XG-Kaolin sur la résistance résiduelle sous des Contraintes Normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa avec une Concentration de 0,50% en XG

#### 5.4 Réponse au cisaillement de la combinaison du sable-fibre traité avec gomme de xanthane

Dans le cadre de cette section d'étude, l'objectif principal était d'examiner l'impact de la combinaison renforcement entre le renforcement par fibres et le traitement par la gomme de xanthane sur les propriétés mécaniques et la réponse au cisaillement du sable, en utilisant des essais de cisaillement direct. L'analyse s'est concentrée sur deux types d'échantillons : d'une part, des échantillons de sable renforcé non traité, qui servaient de référence, et d'autre part, des échantillons de sable renforcé et traité à la gomme de xanthane. Ce dernier traitement visait à explorer l'effet combiné du renforcement par fibres et de l'amélioration par solidification sur les caractéristiques mécaniques du sable.

Dans le cadre du renforcement, le choix s'est porté sur deux types de fibres naturelles, sélectionnées pour leurs qualités mécaniques supérieures et leur intégration efficace dans les sols granulaires : il s'agit des fibres de sisal et des fibres d'Alfa. Cette sélection s'inscrit également dans une démarche respectueuse de l'environnement, ces matériaux étant naturels et écologiques. Pour le traitement, L'ajout de gomme de xanthane aux échantillons renforcés visait à évaluer comment une modification biochimique pourrait influencer davantage le comportement et les caractéristiques.



### 5.4.1 Sable renforcé par les fibres végétales

#### 5.4.1.1 Réponse au cisaillement

Les Figures 5.12 et 5.13 montrent la résistance au cisaillement par rapport au déplacement horizontal du sol sableux mélangé respectivement avec les fibres de sisal et d'Alfa à différents pourcentages et sous une contrainte normale égale à 100 kPa et 50 kPa avec une densité relative de 75 %. Ces courbes ont montré qu'avec l'augmentation du déplacement horizontal, la contrainte de cisaillement augmente lorsque le déplacement horizontal est inférieur à environ 1 mm, puis la contrainte de cisaillement augmente progressivement à des degrés plus petits jusqu'à atteindre une résistance maximale. Après quoi, la résistance diminue suivie d'une résistance résiduelle à la fin du processus de cisaillement. La Figure 5.12 a montré que l'augmentation de la teneur en fibres de sisal augmentait la résistance au cisaillement. Cependant, la Figure 5.13 a montré qu'augmenter la teneur en fibres d'Alfa jusqu'à 3 % augmente la résistance au cisaillement. À 4 % de teneur en fibres d'Alfa, une petite diminution de la résistance au cisaillement a été observée. D'autres auteurs ont également observé des résultats similaires pour les sols renforcés de fibres (Meddah et Merzoug, 2017 ; Benziane et al., 2019). De plus, le résultat montre que l'inclusion de fibres de sisal améliore grandement la contrainte de cisaillement résiduelle et limite la résistance post-pic du sable renforcé. Les Figures 5.14 5.15 illustrent la variation du déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal du sable non renforcé et renforcé avec des fibres de sisal et d'Alfa, respectivement ; à des ratios variables de mélanges sol-fibre, pour une contrainte normale appliquée égale à 100 kPa. Dans l'ensemble, la forme de ces courbes a montré une contraction initialement limitée suivie d'une dilatation.

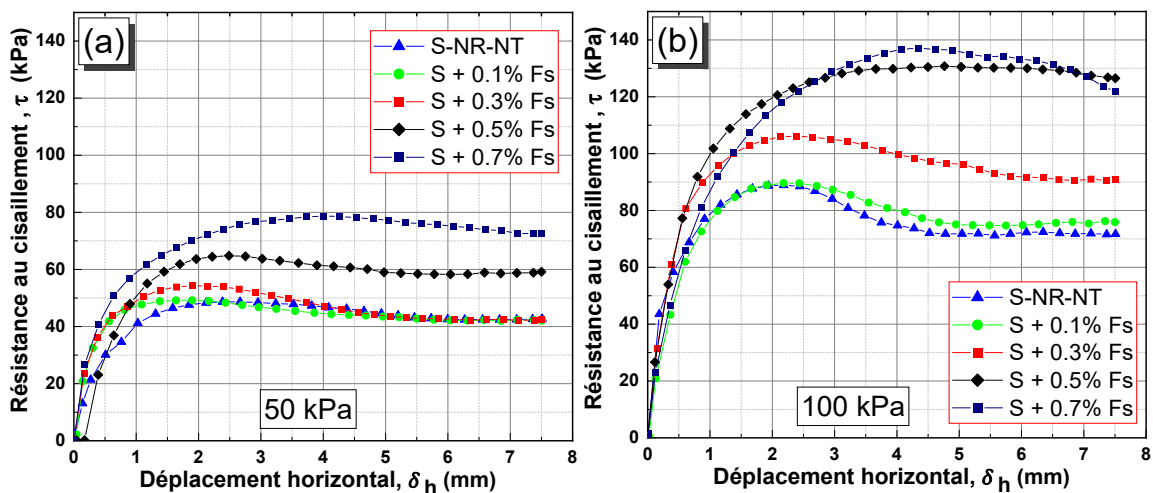


Figure 5. 12: Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres Sisal, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ;  $D_r=75\%$ .

(a):  $\sigma_N=50$  kPa, (b) :  $\sigma_N=100$  kPa

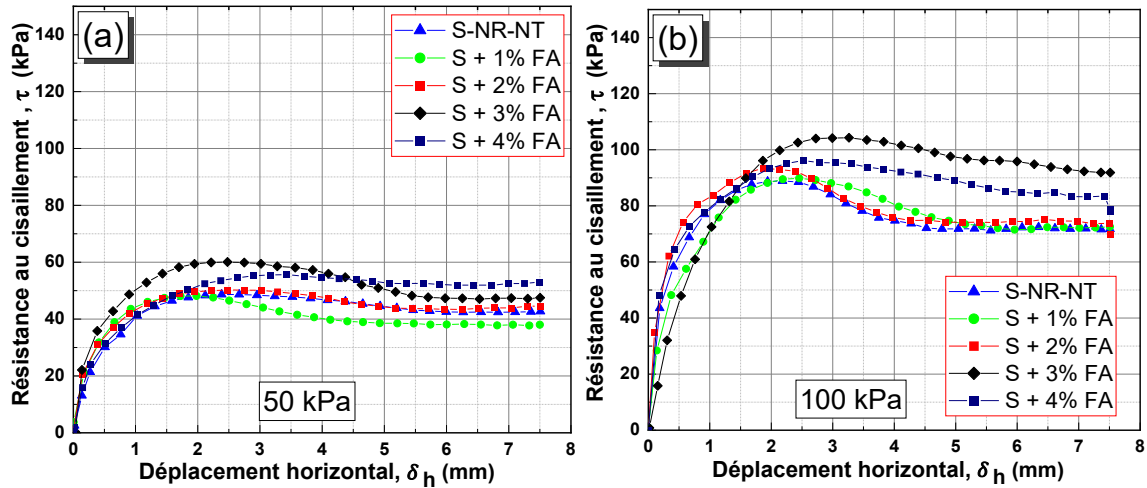


Figure 5. 13 : Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres Alfa, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ;  $D_r=75\%$ .  
 (a):  $\sigma_N=50$  kPa, (b) :  $\sigma_N=100$  kPa

La Figure 5.14 montre que l'ajout de fibre de sisal augmente la tendance à la dilatation dans le sable, et ce de manière significative pour des teneurs plus élevées en fibres, où le déplacement vertical final du sable non renforcé est passé de 0,45 mm à 1,77 mm avec l'ajout de 0,7 % de fibres de sisal, tandis que l'ajout de fibre d'Alfa jusqu'à 3 %. La Figure 5.15 démontre que l'augmentation de la quantité de fibre d'Alfa augmente la dilatation du sable, où le déplacement vertical final augmente jusqu'à 0,82 mm. De plus, on peut noter que l'ajout de fibre de sisal augmente le comportement à la dilatation du sable plus que l'ajout de fibre d'Alfa Benziane et al. (2019) ont rapporté une observation similaire pour un sol sablonneux renforcé avec la fibre de polypropylène.

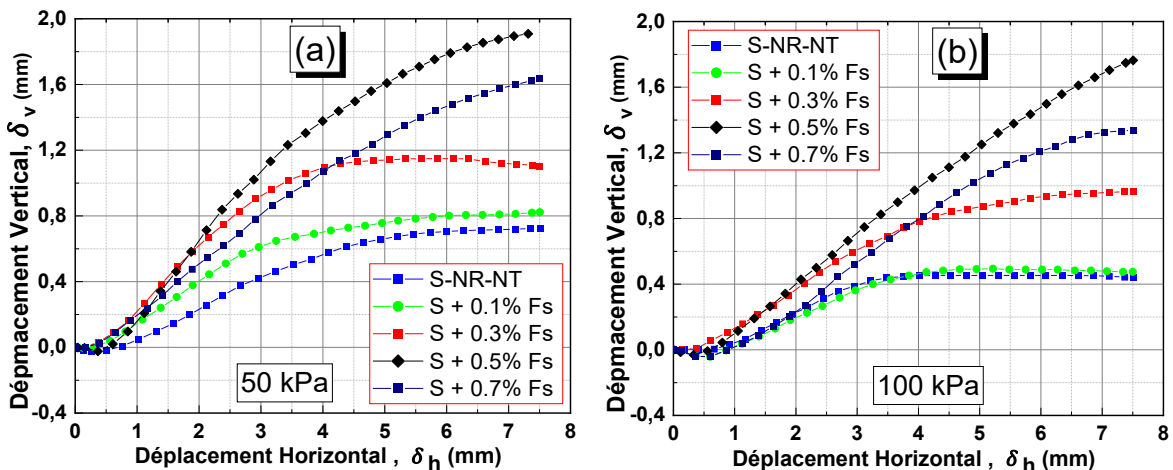


Figure 5. 14 : Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres de sisal, déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ;  $D_r=75\%$ .  
 (a):  $\sigma_N=50$  kPa, (b) :  $\sigma_N=100$  kPa

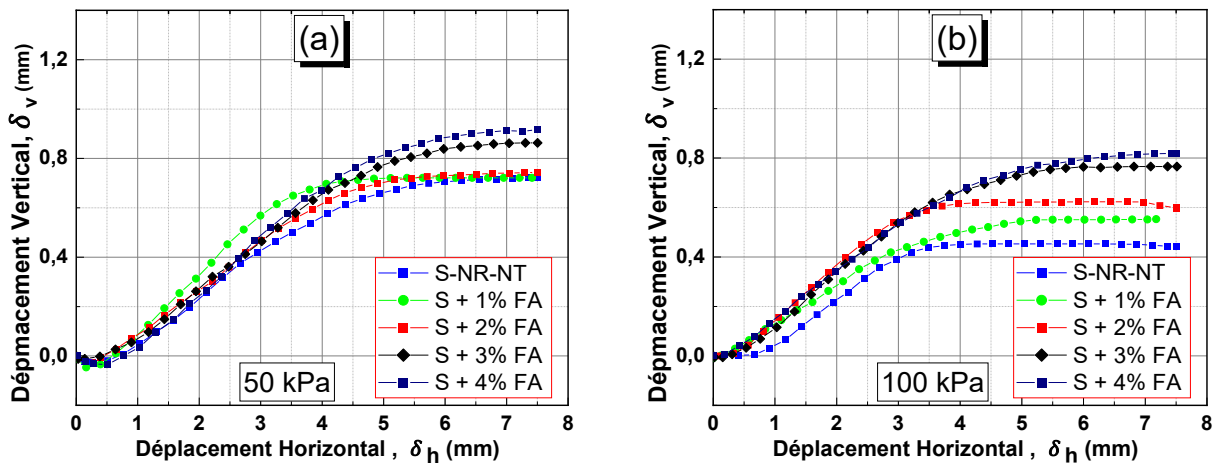


Figure 5. 15 : Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibres d'Alfa, déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ;  $D_r=75\%$ .  
(a) :  $\sigma_N=50$  kPa, (b) :  $\sigma_N=100$  kPa

#### 5.4.1.2 Influence de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale et le rapport de résistance

La Figure 5.16 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibres pour trois contraintes normales appliquées : 50, 100 et 200 kPa. Les résultats montrent qu'une augmentation de la contrainte normale accroît considérablement la résistance au cisaillement maximale. La Figure 5.16a présente l'effet de la teneur en fibres de sisal sur la résistance au cisaillement maximale, il est observable que la résistance au cisaillement maximale du sable renforcé par des fibres de sisal augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres selon une croissance quasi-linéaire. Où la valeur obtenue pour le sable non renforcé était de 46,6, 88,9 et 182,1 kPa sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, respectivement, qui est passée à 78,7, 137,4 et 223,2 kPa avec l'ajout de 0,7 % de teneur en fibres de sisal. L'effet de la teneur en fibres d'Alfa sur la résistance au cisaillement maximale est illustré dans la Figure 5.16b. Le résultat indique que l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 3 % augmente la résistance au cisaillement maximale sous des contraintes normales. Cependant, la résistance au cisaillement maximale tend à diminuer après avoir atteint la teneur optimale en fibres sous toutes les contraintes normales appliquées. (Patel and Singh 2018) ont rapporté le ratio optimal de fibre de verre pour améliorer la résistance du sol sableux à 3 %.

Le Tableau 4.4 résume les résultats des rapports de résistance au cisaillement ( $R_c$ ) du sable renforcé avec diverses teneurs en fibres de sisal et d'Alfa, sous trois contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Il ressort des résultats que le rapport de résistance augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres. Cependant, pour les échantillons renforcés avec des fibres d'Alfa, on observe que le rapport de résistance diminue après avoir atteint une teneur en fibres de 4 %. La valeur la plus élevée du rapport de résistance a été obtenue pour des échantillons de sable

renforcé avec 0,7 % de fibres de sisal. De plus, ces résultats indiquent que l'augmentation de la contrainte normale réduit le rapport de résistance du sable renforcé par des fibres.

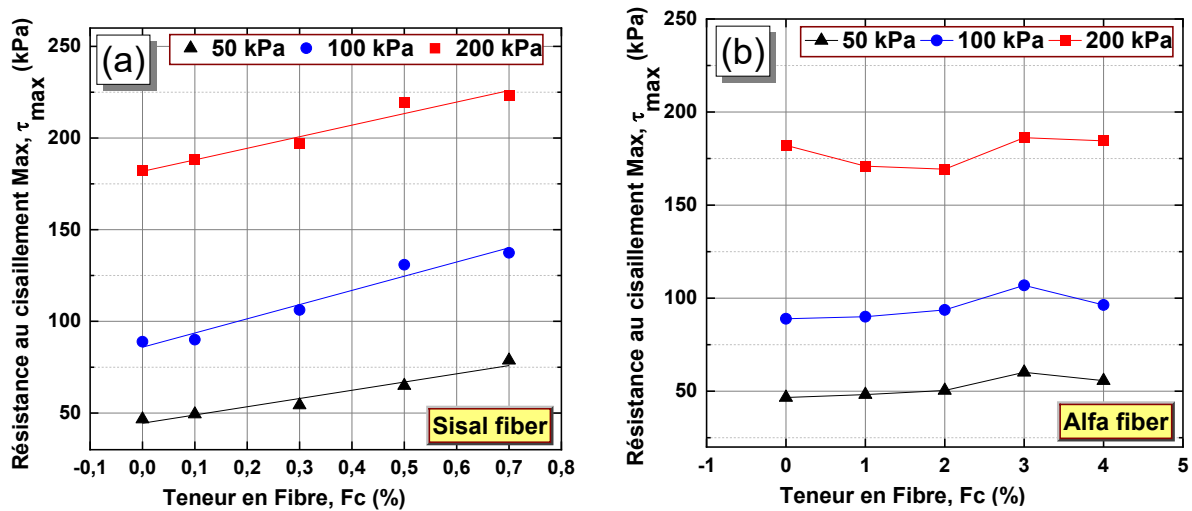


Figure 5. 16 : Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale (a) : Fibre de Sisal (Fs), (b) : Fibre d'Alfa (FA).

Tableau 5. 4 : Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance de sable renforcé avec les fibres (Alfa ou sisal).

Samples	Fc (%)	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc (-)		
		50 kPa	100 kPa	200 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
Sable Propre	0	46.6	88.9	182.1	-	-	-
	0.1	49.4	90	188.1	1.06	1.01	1.03
Sable_Fibre de Sisal (Fs)	0.3	54.3	106.2	197.3	1.17	1.19	1.08
	0.5	65	130.9	219.3	1.39	1.47	1.2
	0.7	78.7	137.4	223.2	1.69	1.55	1.23
Sable_Fibre d'Alfa (FA)	1	48.2	90	170.9	1.03	1.01	0.94
	2	50.4	93.7	169.3	1.08	1.05	0.93
	3	60.2	104.5	186.2	1.29	1.17	1.02
	4	55.7	96.3	184.5	1.19	1.08	1.01

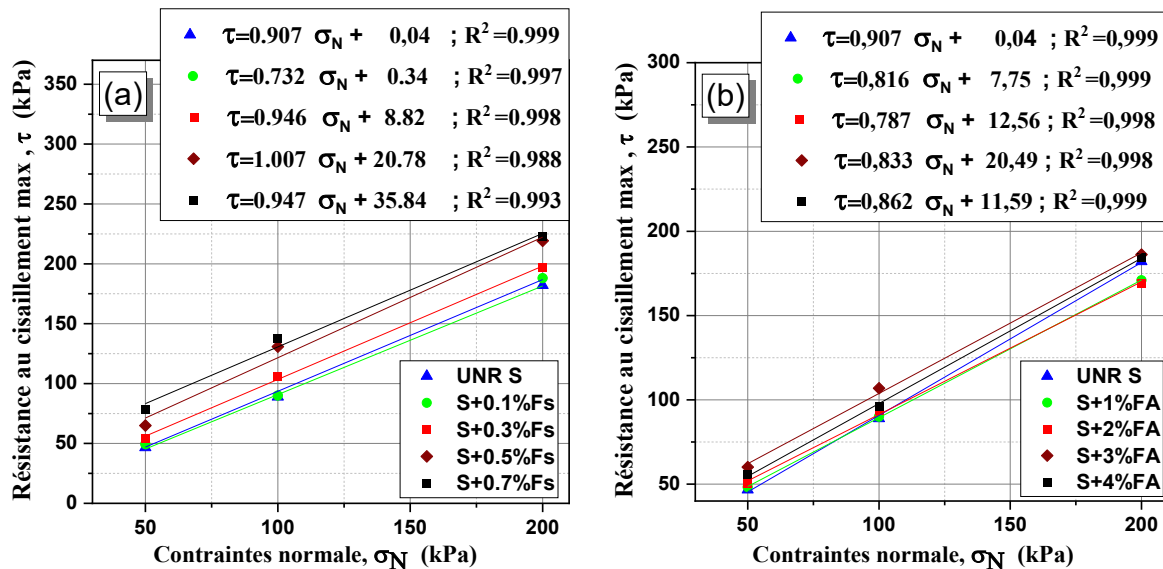
### 5.4.1.3 Effet du renforcement par fibres sur les caractéristiques mécaniques du sable

Les Figures 5.17a et 5.17b montrent la ligne de rupture de Coulomb qui représente la relation entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte normale du sable non renforcé et renforcé par des fibres de sisal et d'Alfa. Il a été noté que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation des contraintes normales, a été justifié dans les travaux de Mao et Fahey (2003). Le Tableau 5.5 résume les valeurs de cohésion et d'angle de frottement. Il est observable que ces caractéristiques mécaniques varient selon le type et la quantité de fibres ajoutées au sol. Il convient de noter que la cohésion a été grandement augmentée avec l'augmentation de la teneur en fibres de sisal. En revanche, pour le sable renforcé à l'Alfa, une augmentation de la cohésion a été observée avec une augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un maximum de 3 %. Comparé au sable non renforcé (sans cohésion), la cohésion s'améliore

jusqu'à 35,84 et 20,49 kPa avec l'ajout de 0,7 % de fibres de sisal et de 3 % de fibres d'Alfa, respectivement. De plus, il a été constaté que l'angle de frottement augmentait en ajoutant plus de fibres de sisal, alors qu'il était insignifiant pour le sable renforcé avec des fibres d'Alfa.

**Tableau 5. 5** : Caractéristiques mécaniques des mélanges de sable et de fibres.

Echantillons	Fc (%)	C (kPa)	$\phi$ (°)
Sable non renforcé	0	0	42.20
	0.1	0.34	42.98
Sable renforcé par Fibre de Sisal (Fs)	0.3	8.82	43.41
	0.5	20.78	45.20
	0.7	35.84	43.44
	1	7.75	39.21
Sable renforcé par Fibre d'Alfa (FA)	2	12.56	38.20
	3	19.30	39.95
	4	11.59	40.76



**Figure 5. 17** : Courbes intrinsèques Coulomb du sable renforcé ;  
(a) : Fibre de Sisal (Fs), (b) : Fibre d'Alfa (FA)

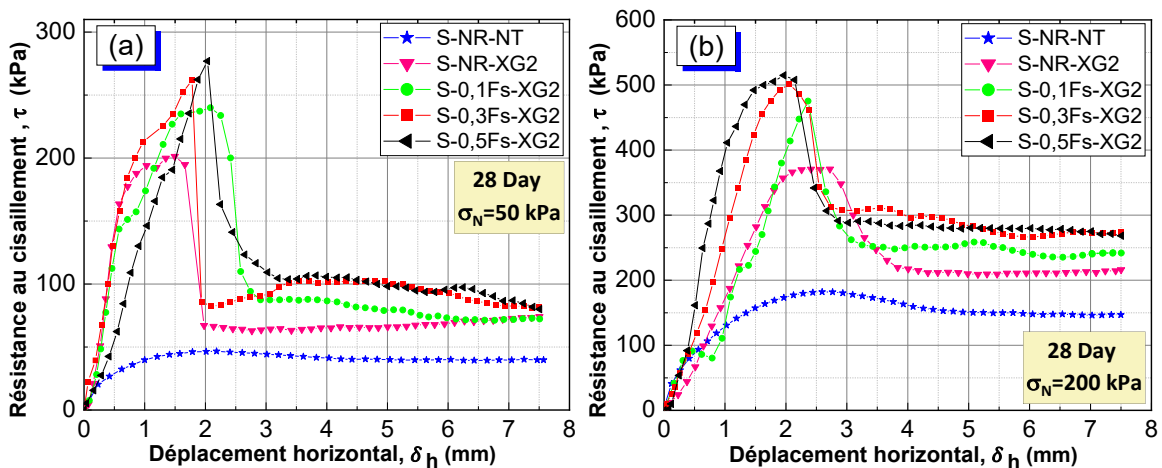
## 5.4.2 Comportement du sable renforcé et traité

### 5.4.2.1 Réponse au cisaillement

La Figure 5.18 illustre la résistance au cisaillement des échantillons de sable en fonction du déplacement horizontal, comparant ceux non renforcés mais traités à la gomme de xanthane (S-NR-XG2) à ceux renforcés avec différentes concentrations de fibres de sisal (0,1 %, 0,3 %, et 0,5 %) et traités avec une teneur de 0,50 % de gomme de xanthane (S-0,1Fs-XG2, S-0,3Fs-XG2 et S-0,5Fs-XG2), sous des contraintes normales de 50 kPa et 200 kPa. Ces graphiques démontrent que la contrainte de cisaillement augmente avec le déplacement horizontal jusqu'à un point de rupture, variant de 1 mm à 3 mm selon la composition des échantillons. Après la

rupture, une diminution de la résistance est suivie d'une stabilisation à une valeur résiduelle vers la fin du processus de cisaillement. Les résultats indiquent qu'une concentration de 0,5 % de fibres de sisal améliore significativement la résistance au cisaillement maximale, non seulement par rapport aux échantillons non renforcés et non traités, mais également comparé à ceux traités uniquement à la gomme de xanthane. Les valeurs de résistance enregistrées sont de 182,12 kPa pour S-NR-NT, 371,76 kPa pour S-NR-XG2, 485,76 kPa pour S-0,1Fs-XG2, 508,31 kPa pour S-0,3Fs-XG2, et 515,69 kPa pour S-0,5Fs-XG2.

En outre, l'analyse des données suggère que l'association des fibres de sisal et du traitement à la gomme de xanthane augmente la résistance au cisaillement résiduelle par rapport aux échantillons traités exclusivement avec la gomme de xanthane. Cette observation suggère une variation de la résistance tout au long de la phase résiduelle, caractérisée par des périodes d'augmentation et de diminution. Cette résistance résiduelle peut refléter une interaction complexe au sein de la matrice sable-fibre-gomme de xanthane, influençant la cohésion et les propriétés mécaniques du composite.



**Figure 5. 18 :** Comportement au cisaillement du sable renforcé par des fibre de sisal et traité a la gomme de xanthane, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (a) :  $\sigma_N=50$  kPa; (b) :  $\sigma_N=200$  kPa

Avec :

S-NR-NT : sable non renforcé et non traité.

S-NR-XG2 : sable non renforcé et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

S-0,1Fs-XG2 : sable avec 0,1 % de fibres de sisal et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

S-0,3Fs-XG2 : sable avec 0,3 % de fibres de sisal et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

S-0,5Fs-XG2 : sable avec 0,5 % de fibres de sisal et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

Le Figure 5.19 présente la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des échantillons de sable, mettant en comparaison ceux qui non renforcés et traités (S-NR-XG2) avec la gomme de xanthane, et ceux qui sont renforcés avec des fibres d'Alfa en différentes concentrations (1 %, 2 %, et 3 %) et également traités par une teneur de 0,50% de la gomme de xanthane (S-1FA-XG2 ; S-2FA-XG2 et S-3FA-XG2), soumis à des contraintes normales de 50 kPa et 200 kPa. Ces graphiques dévoilent des tendances de résistance au cisaillement similaires à celles observées dans la Figure 5.18.

Les résultats montrent que la combinaison des fibres d'Alfa en tant que matériau de renforcement avec la gomme de xanthane en tant que traitement chimique augmente considérablement la résistance des échantillons de sable. Cette amélioration de la résistance est remarquablement supérieure non seulement par rapport aux échantillons non renforcés et non traités, mais aussi en comparaison avec ceux qui sont uniquement traités sans renforcement. De plus, il est à souligner que les échantillons contenant 1% de fibre d'Alfa ont démontré la résistance au cisaillement maximale la plus élevée parmi toutes les échantillons testé a contrainte normal de 200 kPa. En revanche, pour les échantillons soumis à une contrainte normale de 50 kPa, la résistance au cisaillement maximale la plus élevée a été observée pour l'échantillon contenant 2% de fibre d'Alfa.

En outre, l'analyse des données révèle que les échantillons renforcé et traité affichent une légère augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle en comparaison avec ceux qui ont été traités à la gomme de xanthane. Cette observation met en lumière l'efficacité relative du renforcement combiné par rapport à un traitement chimique ou un renforcement physique seul

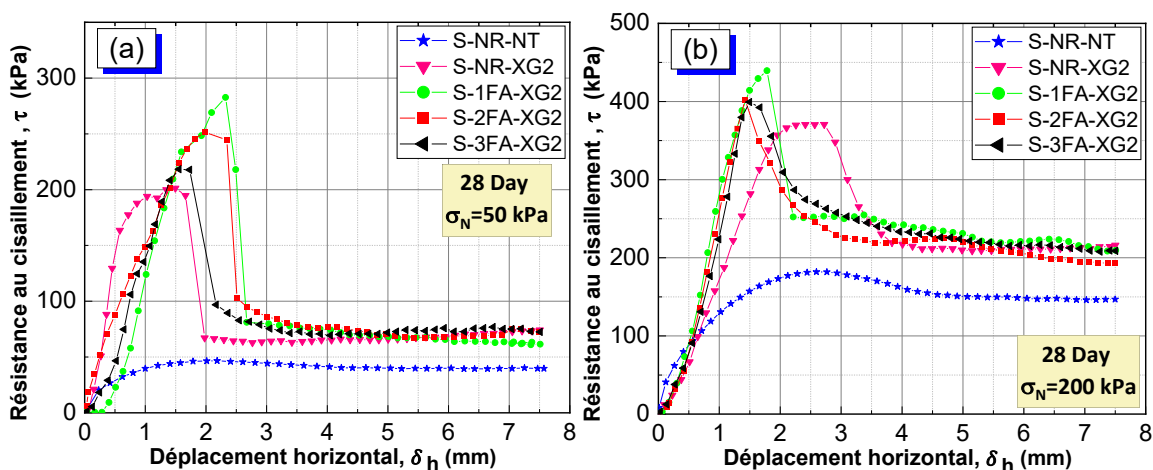


Figure 5. 19 : Comportement au cisaillement du sable renforcé par les fibres d'Alfa et traité à la gomme de xanthane, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(a) :  $\sigma_N=50$  kPa; (b) :  $\sigma_N=200$  kPa

Avec :

S-1FA-XG2 : sable avec 1 % de fibre d'Alfa et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

S-2FA-XG2 : sable avec 2 % de fibre d'Alfa et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

S-3FA-XG2 : sable avec 3 % de fibre d'Alfa et traité à 0,50 % de gomme de xanthane.

#### 5.4.2.2 Ratio d'amélioration du sable renforcé et traité

Les améliorations en termes résistance au cisaillement des échantillons renforcés et traités à la gomme de xanthane ont été évaluées grâce au ratio de résistance au cisaillement,  $R_c$ . Ce ratio compare la résistance au cisaillement maximale des échantillons de sol renforcés et traités à celle des échantillons non renforcés mais traités, pour une contrainte normale spécifique. Cette relation est exprimée par la formule suivante :

$$R_c = \frac{\tau_{\max \text{ renforcé-traité}}}{\tau_{\max \text{ non renforcé-traité}}} \quad 5.1$$

La Figure 10 démontre de manière explicite les augmentations de résistance au cisaillement maximale des échantillons qui ont été renforcés et traités avec la gomme de xanthane par rapport aux échantillons seulement traité, sous diverses contraintes normales (50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa). Cette analyse tient compte du type et de la quantité de renforcement utilisé. L'observation détaillée de la figure indique clairement que l'association de matériaux de renforcement, comme les fibres d'Alfa ou les fibres de sisal, avec la gomme de xanthane en tant qu'agent de traitement chimique, contribue de manière significative à l'accroissement de la résistance des échantillons de sable. De plus, une comparaison entre les différents types de renforcements montre que les échantillons renforcés avec des fibres de sisal affichent une performance légèrement supérieure en termes de résistance au cisaillement, par rapport à ceux renforcés avec des fibres d'Alfa.



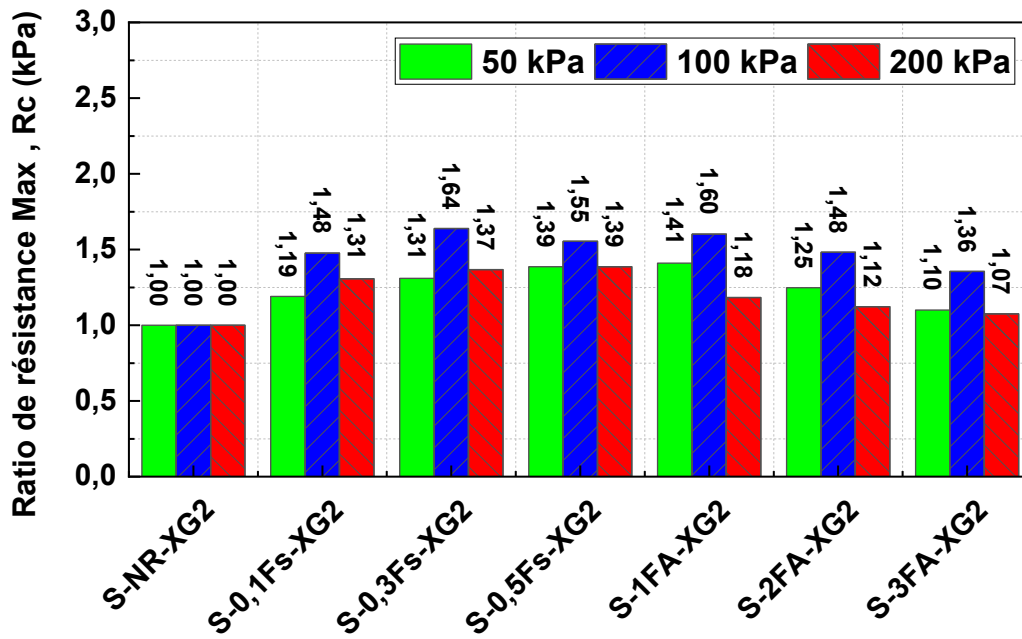


Figure 5. 20 : Ration d'amélioration de la résistance au cisaillement du sable renforcé par les fibres de sisal ou d'Alfa et traité à la gomme de xanthane,

Le tableau 5.6 présente de façon organisée les données concernant la résistance au cisaillement maximal ainsi que les ratios d'amélioration qui ont été calculés

Tableau 5. 6 : Valeurs de résistance au cisaillement maximale et ratio de résistance des mélanges sable-fibre traités à la gomme de xanthane.

Echantillons	Référence	$\tau_{max}$ (kPa)			Rc		
		50 kPa	100 kPa	200 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa
Sable non renforcé et non traité	S-NR-NT	46,63	88,92	182,12	-	-	-
Sable non renforcé et traité	S-NR-XG2	202,13	231,57	371,76	1	1	1
Sable renforcé et traité	S-0,1Fs-XG2	240,68	341,87	485,77	1,19	1,48	1,31
	S-0,3Fs-XG2	264,7	379,52	508,31	1,31	1,64	1,37
	S-0,5Fs-XG2	280,1	359,93	515,69	1,39	1,55	1,39
	S-1FA-XG2	284,94	370,96	439,52	1,41	1,6	1,18
	S-2FA-XG2	252,34	343,32	417,5	1,25	1,48	1,12
	S-3FA-XG2	222,38	313,94	399,5	1,10	1,36	1,07

#### 5.4.2.3 Effet de combinaison Fibre-XG sur les Caractéristiques Mécaniques du Sable

Des courbes intrinsèques de Coulomb ont été établies en se basant sur les données issues de l'ensemble des échantillons testés, à savoir les échantillons non renforcés et non traités, ceux traités mais non renforcés, ainsi que les échantillons à la fois renforcés et traités. L'analyse de

ces courbes ajustées a permis de déterminer des informations essentielles concernant l'angle de frottement interne et la cohésion du sol.

La Figure 5.21 démontre l'évolution de la résistance au cisaillement maximal en fonction de la contrainte normale, variant de 50 kPa à 200 kPa, pour divers échantillons : le sable non renforcé et non traité (S-NR-NT), le sable traité uniquement avec la gomme de xanthane sans renforcement (S-NR-XG2), et le sable renforcé avec des fibres de sisal et traité à la gomme de xanthane (S-0,1Fs-XG2, S-0,3Fs-XG2 et S-0,5Fs-XG2). Il est observé que la résistance au cisaillement maximale augmente linéairement avec l'accroissement de la contrainte normale, avec des coefficients de corrélation ( $R^2$ ) élevés pour chaque échantillon, respectivement 0,999, 0,971, 0,991, 0,975 et 0,999.

L'étude met en évidence que la combinaison des fibres de sisal et de la gomme de xanthane améliore de façon significative la cohésion et l'angle de frottement du sable. Il est observé que la cohésion du sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres (de 168,73 kPa à 202,21 kPa), alors que les valeurs de l'angle de frottement restent relativement proches les unes des autres (de 57,47° à 58,09°)

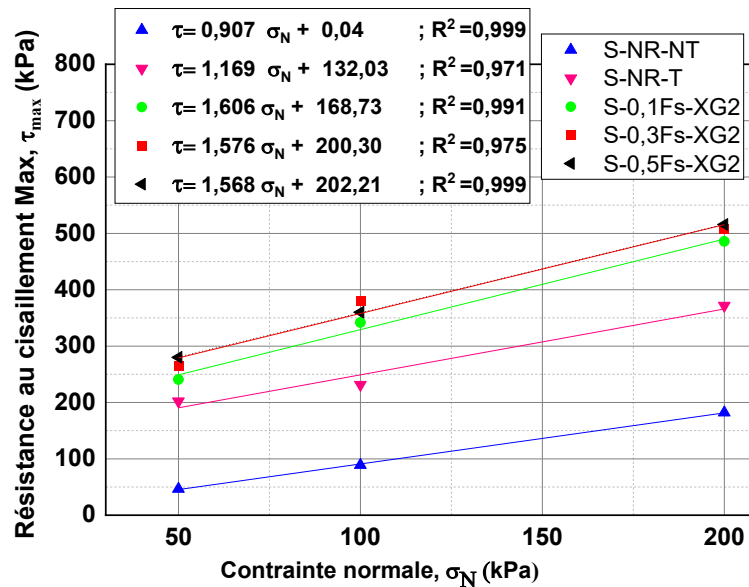


Figure 5. 21 : Courbes intrinsèques Coulomb du sable renforcé par des fibres de sisal et traité à la gomme de xanthane

Similairement, la Figure 5.22 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la contrainte normale, allant de 50 kPa à 200 kPa, pour différents échantillons : le sable non renforcé et non traité (S-NR-NT), le sable traité uniquement avec la gomme de xanthane sans renforcement (S-NR-XG2), et le sable renforcé avec des fibres d'Alfa et traité à

la gomme de xanthane (S-1FA-XG2, S-2FA-XG2 et S-3FA-XG2). Il est également constaté que la résistance au cisaillement maximale augmente de manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale, les coefficients de corrélation ( $R^2$ ) étant élevés pour chaque échantillon, à savoir 0,999, 0,971, 0,991, 0,995 et 0,999 respectivement.

Cette étude souligne que l'association des fibres d'Alfa avec la gomme de xanthane contribue significativement à l'amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement du sable. Contrairement au renforcement par des fibres de sisal, il a été observé que la cohésion du sable diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres d'Alfa de 1 % à 3 % (de 250,66 kPa à 179,60 kPa), alors que l'angle de frottement augmente (de 44,45° à 48,59°) avec cette même augmentation. Néanmoins, cet angle de frottement est toujours inférieur à celui du sable traité mais non renforcé (S-NR-XG2).

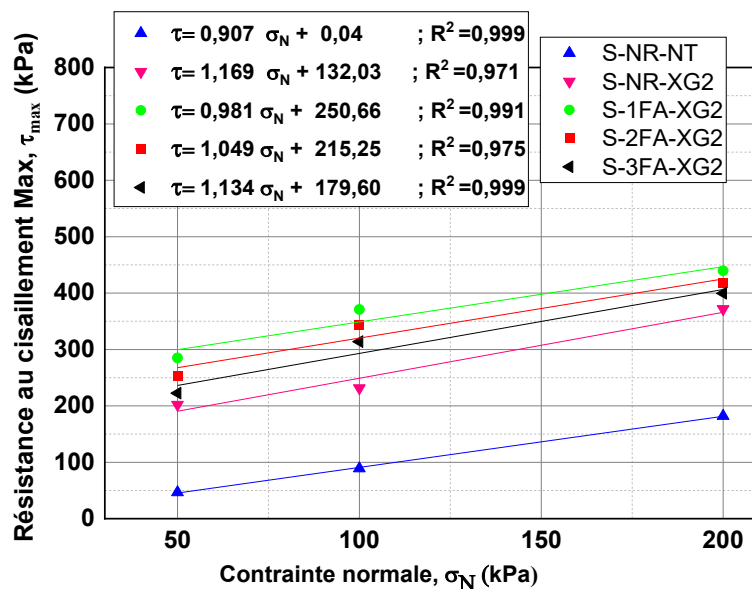


Figure 5. 22 : Courbes intrinsèques de Coulomb du sable renforcé par des fibres d'Alfa et traité à la gomme de xanthane

Les caractéristiques mécaniques de tous les échantillons sont récapitulées dans le tableau 5.7. D'après cette analyse, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- L'intégration de 0,50 % de gomme de xanthane et 0,5% de fibres de sisal dans le sable entraîne une amélioration considérable de la cohésion, la multipliant par 202 fois par rapport au sable non modifié (estimé à une cohésion de 1 kPa), par 9,73 fois en comparaison avec le sable renforcé avec 0,50% de fibres de sisal mais non traité, et par 1,54 fois par rapport au sable non renforcé mais traité avec 0,50 % de XG. En outre, cette combinaison accroît l'angle de frottement de 15,89° par rapport au sable non modifié (42,20°), de 12,89° par rapport au

sable renforcé avec 0,50% de fibres de sisal mais non traité (45,20°), et de 13,64° par rapport au sable non renforcé mais traité avec 0,50 % de XG (44,45°).

- L'introduction de 0,50 % de gomme de xanthane et 1% de fibres d'Alfa dans le sable entraîne une augmentation substantielle de la cohésion, la multipliant par 250 fois comparativement au sable non modifié (présupposé avoir une cohésion de 1 kPa), par 32 fois par rapport au sable renforcé uniquement avec 1% de fibres d'Alfa et non traité, et par 1,90 fois en comparaison avec le sable non renforcé mais traité avec 0,50 % de XG. De plus, cette combinaison améliore l'angle de frottement de 2,25° par rapport au sable non modifié (42,20°), augmente de 5,24° par rapport au sable renforcé avec 1% de fibre d'Alfa et non traité (39,21°), mais réduit de 5° comparativement au sable non renforcé mais traité avec 0,50 % de XG (44,45°).
- Une supériorité d'angle de frottement des échantillons renforcé par la fibre de sisal pour les deux cas soit traitée ou non
- Une supériorité de cohésion des échantillons renforcé par les fibres d'alfa et traité en XG par rapport au échantillons renforcé par les fibres sisal et traité en XG
- Les échantillons renforcés avec des fibres de sisal, qu'ils soient traités ou non, présentent une supériorité en termes d'angle de frottement comparativement aux autres échantillons étudiés.
- Les échantillons renforcés avec des fibres d'alfa et traités avec la gomme de xanthane affichent une cohésion supérieure par rapport aux échantillons renforcés avec des fibres de sisal et également traités avec la gomme de xanthane.

**Tableau 5. 7** : comparaison des caractéristiques mécaniques pour les échantillons de sable non renforcé et non traité et pour les échantillons de sable renforcé et/ou traité.

	Samples	Fc (%)	XG	C (kPa)	$\phi$ (°)
Sable non renforcé et non traité	S-NR-NT	0		0,04	42,20
	S+0,1Fs	0,1		0,34	42,98
	S+0,3Fs	0,3		8,82	43,41
	S+0,5Fs	0,5	0	20,78	45,20
Sable renforcé et non traité	S+1FA	1		7,75	39,21
	S+2FA	2		12,56	38,20
	S+3FA	3		19,30	39,95
	S-NR-XG2	0	0,50	132,03	49,45
Sable renforcé et traité	S-0,1Fs-XG2	0,1	0,50	168,73	58,09
	S-0,3Fs-XG2	0,3	0,50	200,30	57,60
	S-0,5Fs-XG2	0,5	0,50	202,21	57,47
	S-1FA-XG2	1	0,50	250,66	44,45
	S-2FA-XG2	2	0,50	215,25	46,36
	S-3FA-XG2	3	0,50	179,60	48,59

#### 5.4.2.4 Effet de combinaison Fibre-XG sur la résistance au cisaillement résiduelle

L'étude des effets du traitement par XG des sables renforcé sur la résistance au cisaillement des échantillons a été approfondie en mettant l'accent sur les valeurs de la résistance au cisaillement résiduelle.

L'étude détaillée de la résistance au cisaillement résiduelle des échantillons, analysée en fonction du type et de la teneur en fibres sous différentes contraintes normales (50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa), est présentée dans les Figures 5.23. Il ressort de cette analyse que le traitement avec la gomme de xanthane (XG) en combinaison avec l'ajout de fibres d'Alfa entraîne une augmentation modérée de la résistance au cisaillement résiduelle, par rapport aux échantillons non renforcés et/ou non traités. Plus précisément, sous des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa, la résistance au cisaillement s'accroît de 37,92 kPa, 73,33 kPa et 148,58 kPa pour les échantillons non renforcés et non traités, à respectivement 67,18 kPa, 107,00 kPa et 211,16 kPa, et atteint environ 72,96 kPa, 142,92 kPa et 216,55 kPa pour les échantillons S-1FA-XG2.

En outre, une augmentation encore plus significative de la résistance au cisaillement résiduelle est observée lors du traitement avec la gomme de xanthane en combinaison avec des fibres de sisal. Dans ce cas, pour les mêmes contraintes normales, la résistance passe de 37,92 kPa, 73,33 kPa et 148,58 kPa pour les échantillons non renforcés et non traités à respectivement 67,18 kPa, 107,00 kPa et 211,16 kPa, pour ensuite atteindre approximativement 97,48 kPa, 196,30 kPa et 279,66 kPa pour les échantillons S-0,3Fs-XG2.

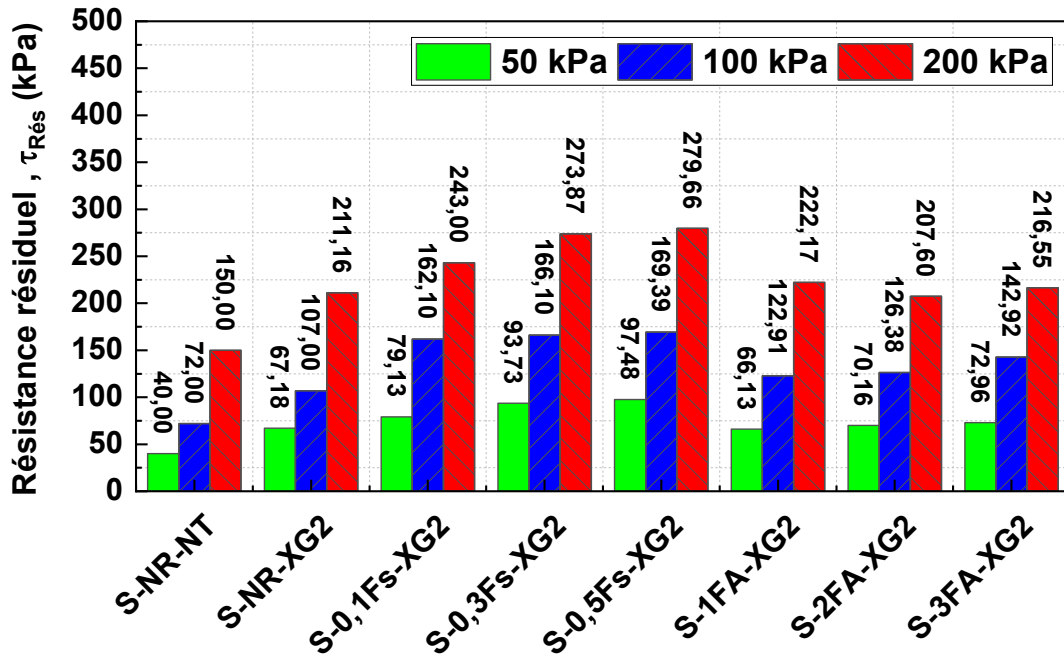


Figure 5. 23 : L'effet de la combinaison de XG-Fibres (sisal et Alfa) sur la résistance résiduelle sous des Contraintes Normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa avec une Concentration de 0,50% en XG

Les données obtenues sur la résistance au cisaillement résiduelle ont permis d'élaborer un graphique, présenté dans les Figures 5.24 et 5.25, qui établissent la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement résiduelle. Les résultats mettent en lumière une amélioration significative des caractéristiques mécaniques résiduelles des sables renforcés et traités, avec une performance supéL'incorporation de la gomme de xanthane (XG) dans le sable entraîne une augmentation significative de sa résistance au cisaillement et de sa cohésion. Plus précisément, le traitement du sable avec 0,50 % de XG a 28 jours de cure se traduit par une augmentation de la résistance au cisaillement maximale, sous des contraintes normales de 50 kPa et 200 kPa, respectivement jusqu'à 4,04 fois et 2,01 fois par rapport à un sable non traité. De même, la résistance au cisaillement résiduelle augmente jusqu'à 1,77 fois et 1,42 fois. Concernant la cohésion et l'angle de frottement atteindre à 132,03 kPa et 49° respectivement a 28 jour de cure. En outre, le degré d'amélioration de résistance du sable est influencé par la teneur en XG et la durée de curerieure notée pour les échantillons renforcés avec des fibres de sisal. À partir de ce graphique, des valeurs de cohésion résiduelle ont été déterminées pour les échantillons S-0,1Fs-XG2, S-0,3Fs-XG2 et S-0,5Fs-XG2, avec des résultats respectifs de 38,68 kPa, 39,84 kPa et 42,34 kPa (Figure 5.24). Pour les échantillons renforcés avec des fibres d'Alfa (S-1FA-XG2, S-2FA-XG2 et S-3FA-XG2), les valeurs de cohésion résiduelle obtenues étaient respectivement de 16,50 kPa, 29,55 kPa et 36,15 kPa (Figure 5.25). Par ailleurs, les angles de frottement résiduels mesurés pour les échantillons renforcés avec des fibres de sisal étaient de 46,42°, 49,79° et 50,15°, tandis que pour ceux renforcés avec des fibres d'Alfa, ces valeurs étaient respectivement de 45,029°, 42,01° et 42,76°.

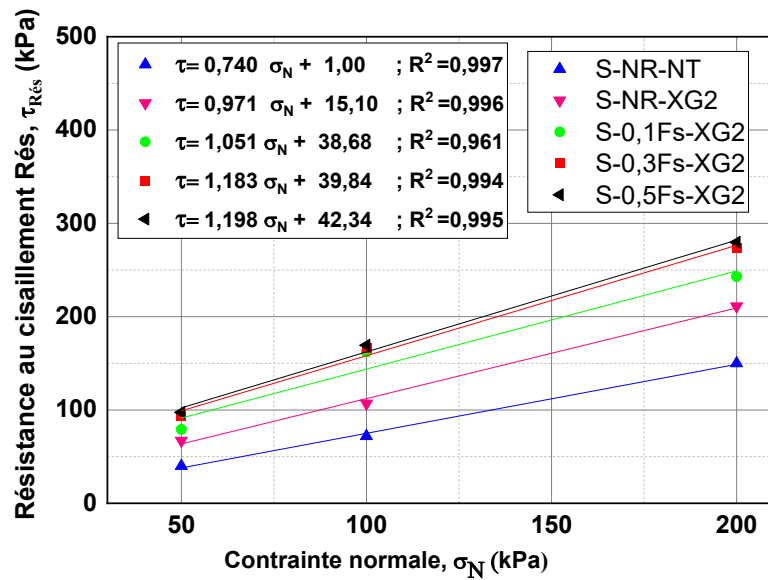


Figure 5. 24: Courbes intrinsèques de Coulomb phase résiduelle du sable renforcé par des fibres Sisal et traité a la gomme de xanthane

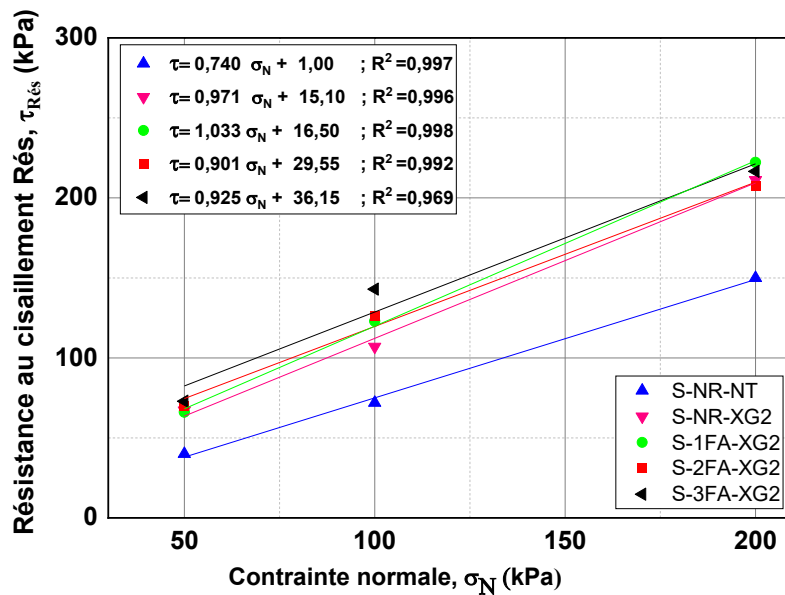


Figure 5. 25 : Courbes intrinsèques de Coulomb phase résiduelle du sable renforcé par des fibres d'Alfa et traité à la gomme de xanthane

## 5.5 Conclusion

Cette section de la thèse apporte une perspective enrichissante sur l'influence de l'utilisation de la gomme de xanthane dans l'amélioration des propriétés mécaniques des mélanges de sable de Oued Chlef avec l'argile de kaolin, ainsi que des mélanges de sable avec des fibres végétales. L'accent a été mis particulièrement sur l'analyse de la résistance au cisaillement direct. L'analyse détaillée des résultats obtenus en laboratoire a clairement montré les observations suivantes :

Le traitement à base de gomme de xanthane se révèle plus efficace dans un sol qui combine des particules grossières (sable d'Oued Chlef) avec des fines de kaolin par rapport à un sol de sable pur. Il est notable que la résistance au cisaillement maximale du sable contenant 10% de kaolin sous une contrainte normale de 50 kPa peut augmenter considérablement, atteignant jusqu'à 5,42 fois celle du sable non traité, et 1,34 fois celle du sable pur traité avec la même quantité de XG. Cette amélioration est encore plus marquée avec une proportion de kaolin plus élevée et une durée de durcissement plus longue des échantillons. De plus, les propriétés mécaniques, ainsi que la résistance résiduelle, sont améliorées.

L'utilisation conjointe du traitement à la gomme de xanthane et du renforcement par des fibres végétales, en particulier les fibres de sisal, du sable d'Oued Chlef, se révèle extrêmement efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques, tant en termes de rupture que de post-rupture.



## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

### Conclusions

Cette thèse contribue de manière essentielle au domaine du génie géotechnique, en mettant l'accent sur l'aspect écologique et la durabilité. Elle s'oriente vers la découverte de solutions écologiques et durables, alternative aux techniques traditionnelles, tout en se concentrant sur l'introduction de nouveaux matériaux. Dans cet objectif, des investigations en laboratoire ont été menées, utilisant d'appareil de test de cisaillement direct pour évaluer l'impact de diverses améliorations sur les sols. Cette étude compare le traitement conventionnel avec le ciment Portland à des méthodes innovantes telles que l'utilisation de biopolymère de gomme de xanthane (XG). Elle comprend aussi l'ajout de kaolin sur le sable traité pour créer une matrice sable-kaolin-XG, et combine le traitement avec XG au renforcement par des fibres naturelles, telles que les fibres d'alfa et de sisal, dans le sable. La recherche s'attache également à explorer comment la teneur en additifs et le temps de durcissement influencent les propriétés mécaniques du sol. Les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- Le traitement de sable par ciment Portland entraîne un accroissement notable de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle. Plus précisément, pour un sable traité avec 9% de ciment Portland, la résistance au cisaillement maximale sous une contrainte normale faible de 50 kPa a été observée à augmenter jusqu'à 2,78 fois par rapport à un sable non traité. Sous une contrainte normale plus élevée de 200 kPa, cette augmentation est de 1,47 fois. En ce qui concerne la résistance résiduelle, elle s'accroît respectivement de 1,30 et 1,14 fois sous ces mêmes contraintes normales. En outre, le degré d'amélioration de résistance du sable est influencé par la teneur en ciment et la durée de durcissement.
- Concernant la cohésion, le sable traité avec du ciment Portland à des teneurs variées (3%, 6% et 9%) montre une augmentation significative de celle-ci, atteignant respectivement 37,63 kPa, 52,78 kPa et 88,40 kPa pour chaque teneur en ciment. Par contre, l'angle de frottement n'est pas considérablement affecté par le traitement au ciment.
- L'ajout de gomme de xanthane (XG) au sable conduit à une amélioration notable de sa résistance au cisaillement et de ces caractéristiques mécaniques. En détail, lorsqu'on traite le sable avec 0,50% de XG pendant une période de cure de 28 jours, on observe une augmentation significative de la résistance au cisaillement maximale. Sous des contraintes normales de 50 kPa et 200 kPa, cette augmentation est respectivement de 4,04 fois et 2,01 fois par rapport à un sable non traité. De la même manière, la résistance au cisaillement résiduelle s'accroît jusqu'à 1,77 fois et 1,42 fois sous ces mêmes contraintes. En ce qui concerne la cohésion et l'angle de frottement, ils atteignent respectivement 132,03 kPa et

49° après 28 jours de cure. Il est également important de noter que l'amélioration de la résistance du sable est influencée par la concentration de XG et par la durée du processus de durcissement.

- En analysant et en comparant les données, il devient évident que l'utilisation de la gomme de xanthane, même à des concentrations plus faibles, se révèle être une méthode de traitement plus efficace pour améliorer les propriétés mécaniques du sable, en comparaison avec l'utilisation du ciment Portland.
- Le traitement par l'utilisation de la gomme de xanthane est plus efficace dans un sol, combinant des particules grossières (sable de Oued Chlef) et les fines de kaolin, par rapport à du sable propre. Lorsqu'un mélange de sable contenant 10% de kaolin est traité avec 0,50% de XG, on constate que la résistance au cisaillement maximale sous une contrainte normale de 50 kPa peut s'accroître jusqu'à 5,42 fois par rapport à un sable non traité, et 1,34 fois par rapport à du sable pur traité avec la même quantité de XG. Lorsque la proportion de kaolin augmente à 30%, cette amélioration monte à 7,8 fois comparée au sable non traité, et à 1,93 fois comparée au sable pur traité. En termes de résistance résiduelle, elle passe de 38 kPa pour le sable non traité à 67 kPa pour le sable pur traité, et atteint 75 kPa pour un mélange contenant 10% de kaolin.
- L'incorporation de 30% de kaolin dans le sable traité avec 0,50% de XG améliore considérablement ses propriétés mécaniques. Après 28 jours de durcissement, la cohésion du mélange s'élève à 313 kPa et l'angle de frottement atteint 62°.
- L'incorporation des fibres de sisal et d'alfa augmente la résistance mécanique du sable et améliore les caractéristiques mécaniques.
- L'utilisation conjointe du traitement à la gomme de xanthane et du renforcement par des fibres végétales, en particulier les fibres de sisal, du sable d'Oued Chlef, se révèle extrêmement efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques, tant en termes de rupture que de post-rupture.

### **Perspectives et recommandations**

Les données recueillies dans cette étude ont permis d'obtenir des informations précieuses sur le comportement mécanique du sol de l'Oued Chlef traité. Cependant, plusieurs questions subsistent, en particulier en ce qui concerne la gestion des sols granulaires sableux, soulevant des problèmes significatifs du point de vue géotechnique et environnemental. Les axes de recherche futurs sont les suivants :

- Examiner l'effet d'autres types de bio-polymères tels que la Gomme d'Agar, la Gomme de Guar et la Gomme de Gellan sur l'amélioration des sols sableux, en mettant l'accent sur les propriétés physiques et mécaniques.
- Étudier l'effet de la période de durcissement longue durée sur le comportement mécanique du sol traité afin de simuler la procédure normale de stabilisation sur le terrain.
- Investiguer l'influence de conditions de durcissement, notamment la température sur le développement de la résistance mécanique des sables améliorés par biopolymères.
- Examiner l'impact des biopolymères et de leurs concentrations sur les propriétés mécaniques des sols en utilisant des essais triaxiaux afin d'approfondir notre compréhension de ces effets dans des conditions de charge réalistes.
- Étudier l'impact des conditions humides (selon la phase hydrogel de la gomme de xanthane - conditions initiales, sèches et de re-submersion) sur le comportement mécanique de différents types de sols traités par la gomme de xanthane, notamment les sols granulaires, les sols argileux et les sols mixtes argile-sable.
- Réaliser des analyses complémentaires, notamment l'utilisation du microscope électronique à balayage et des études de diffraction des rayons X, pour examiner les caractéristiques microstructurales et minéralogiques des échantillons de gomme de xanthane traités, permettant ainsi une caractérisation approfondie à l'échelle complète.
- Conduire des essais à l'appareil triaxial cyclique pour analyser la réponse du sol de l'Oued Chlef traité à la gomme de xanthane en situation de liquéfaction cyclique, en mettant particulièrement l'accent sur le phénomène de "liquéfaction vraie". Cette recommandation découle de la sismicité connue de la région de Chlef, offrant ainsi une évaluation approfondie de la performance mécanique du sol traité dans des conditions sismiques simulées.
- Effectuer des investigations sur site pour étudier le durcissement à long terme, ainsi que les cycles réels de gel-dégel, sur les propriétés de résistance du sol traité au bio-polymères utilisé dans les remblais.

## References bibliographiques

- Airey, D. W. (1985). "Some aspect of the behaviour of soils in simple shear." *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering-2, Stress-strain Modeling of Soils*: 185-213.
- Airey, D. W. and D. M. Wood (1984). "Discussion of Specimen Size Effect in Simple Shear Test; by M. Vucetic and S. Lacasse (December, 1982)." *Journal of Geotechnical Engineering* 110(3): 439-442.
- Al-Rawas, A. A., A. W. Hago, et al. (2005). "Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman." *Building and Environment* 40(5): 681-687.
- Alba, P. A. D., C. K. Chan, et al. (1976). "Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 102(9): 909-927.
- Alhamdi, M. K. and B. S. Albusoda (2021). "A Review on Deep mixing method for soil improvement." *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 1105(1): 012110.
- Amini, F. and G. Qi (2000). "Liquefaction testing of stratified silty sands." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(3): 208-217.
- Anagnostopoulos, C. A., D. Tzetzis, et al. (2014). "Shear strength behaviour of polypropylene fibre reinforced cohesive soils." *Geomechanics and Geoengineering* 9(3): 241-251.
- Ansell, P. and S. Brown (1978). "A cyclic simple shear apparatus for dry granular materials." *Geotechnical Testing Journal* 1(2): 82-92.
- Arab, A. (2009). "On monotonic and cyclic behavior of silty sand." *Comptes Rendus Mécanique* 337(8): 621-631.
- Arab, A., M. Belkhatir, et al. (2015). "Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation." *Geotechnical and Geological Engineering* 34(1): 347-358.
- Arab, A., I. Shahrour, et al. (2011). "A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand." *Journal of Iberian Geology* 37(1): 29-36.
- Ayeldeen, M., A. Negm, et al. (2017). "Enhancing mechanical behaviors of collapsible soil using two biopolymers." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9(2): 329-339.
- Ayeldeen, M. K., A. M. Negm, et al. (2016). "Evaluating the physical characteristics of biopolymer/soil mixtures." *Arabian Journal of Geosciences* 9(5): 371.
- Azneb, A., S. Banerjee, et al. (2021). "Shear strength of cement-treated marine clay under triaxial and plane strain conditions." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement* 174(3): 143-156.
- Barman, D. and S. K. Dash (2022). "Stabilization of expansive soils using chemical additives: A review." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 14(4): 1319-1342.
- Belkhatir, M., A. Arab, et al. (2011). "Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics." *Granular Matter* 13(5): 599-609.
- Benmebarek, M. A. and M. Movahedi Rad (2023). "Effect of Rolling Resistance Model Parameters on 3D DEM Modeling of Coarse Sand Direct Shear Test." *Materials* 16(5): 2077.
- Benziane, m. M. (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, 154.
- Benziane, M. M., N. Della, et al. (2019). "Effect of randomly distributed polypropylene fiber reinforcement on the shear behavior of sandy soil." *Studia Geotechnica et Mechanica* 41(3): 151-159.

- Benziane, M. M., N. Della, et al. (2022). "Shear behaviour of sandy soil from Chlef river reinforced with different types of fibres." *Marine Georesources & Geotechnology* 40(10): 1232-1241.
- Bhuria, N. R. and A. Sachan (2014). "Shear strength and constant rate of strain consolidation behaviour of cement-treated slurry-consolidated soft soil." *Current Science*: 972-979.
- Bi, J. and S. C. Chian (2020). "Modelling of three-phase strength development of ordinary Portland cement- and Portland blast-furnace cement-stabilised clay." *Géotechnique* 70(1): 80-89.
- Biju, M. and D. Arnepalli (2020). "Effect of biopolymers on permeability of sand-bentonite mixtures." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 12(5): 1093-1102.
- Bishop, A. W. and D. J. Henkel (1953). "A Constant-Pressure Control for the Triaxial-Compression Test." *Géotechnique* 3(8): 339-344.
- Bjerrum, L. and A. Landva (1966). "Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay." *Géotechnique* 16(1): 1-20.
- Bouaricha, L. (2018). *Comportement des sols renforcés par fibres synthétiques : Influence de quelques paramètres physiques*. Thèse de Doctorat, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 190.
- Bouazza, A., W. P. Gates, et al. (2009). "Hydraulic conductivity of biopolymer-treated silty sand." *Géotechnique* 59(1): 71-72.
- Boudia, A., A. Berga, et al. (2021). "The detailed study on the Development of the Triaxial Equipment in the soil mechanics: A Review." *International Journal of Multidisciplinary Research and Growth Evaluation* 2(6): 67-76.
- Bouferra, R. and I. Shahrour (2004). "Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand." *Proceedings of the Institution of civil engineers-ground improvement* 8(1): 1-5.
- Boulanger, R. W., Chan, C. K., Seed, H. B., Seed, R. B., & Sousa, J. B. (1993). A low-compliance bi-directional cyclic simple shear apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 16(1), 36-45.
- Boutouba, K., I. Benessalah, et al. (2019). "Shear strength enhancement of cemented reinforced sand: role of cement content on the macro-mechanical behavior." *Studia Geotechnica et Mechanica* 41(4).
- Boylan, N. and M. Long (2009). "Development of a direct simple shear apparatus for peat soils." *Geotechnical Testing Journal* 32(2): 1.
- Bozyigit, I., A. Javadi, et al. (2021). "Strength properties of xanthan gum and guar gum treated kaolin at different water contents." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 13(5): 1160-1172.
- Brady, N. C. and R. R. Weil (2008). *The Nature and Properties of Soils*, Pearson Prentice Hall.
- Bruce, D. A. (2001). *An introduction to the deep mixing methods as used in geotechnical applications, Volume III: The Verification and Properties of Treated Ground*.
- Budhu, M. (1984). "Nonuniformities imposed by simple shear apparatus." *Canadian Geotechnical Journal* 21(1): 125-137.
- Bueno, V. B., R. Bentini, et al. (2013). "Synthesis and swelling behavior of xanthan-based hydrogels." *Carbohydrate Polymers* 92(2): 1091-1099.
- Butler, M. (2016). *Xanthan Gum: Applications and Research Studies*, Nova Science Publishers, Incorporated.
- Cabalar, A. F., M. H. Awraheem, et al. (2018). "Geotechnical Properties of a Low-Plasticity Clay with Biopolymer." *Journal of Materials in Civil Engineering* 30(8): 04018170.

- Cabalar, A. F. and H. Canakci (2011). "Direct shear tests on sand treated with xanthan gum." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement* 164(2): 57-64.
- Cabalar, A. F., M. Wiszniewski, et al. (2017). "Effects of Xanthan Gum Biopolymer on the Permeability, Oedometer, Unconfined Compressive and Triaxial Shear Behavior of a Sand." *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 54(5): 356-361.
- Canou, J., N. Benahmed, et al. (2002). "Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables." *Revue française de géotechnique*(98): 29-46.
- Carvalho, A. J. F. (2011). "Starch as source of polymeric materials." *Biopolymers: Biomedical and environmental applications*: 81-98.
- Casas, J., V. Santos, et al. (2000). "Xanthan gum production under several operational conditions: molecular structure and rheological properties☆." *Enzyme and microbial technology* 26(2-4): 282-291.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*, Harvard University Cambridge, Massachusetts.
- Chang, I. and G.-C. Cho (2012). "Strengthening of Korean residual soil with  $\beta$ -1, 3/1, 6-glucan biopolymer." *Construction and Building Materials* 30: 30-35.
- Chang, I. and G.-C. Cho (2019). "Shear strength behavior and parameters of microbial gellan gum-treated soils: from sand to clay." *Acta Geotechnica* 14(2): 361-375.
- Chang, I., J. Im, et al. (2016). "Introduction of Microbial Biopolymers in Soil Treatment for Future Environmentally-Friendly and Sustainable Geotechnical Engineering." *Sustainability* 8(3): 251.
- Chang, I., J. Im, et al. (2016b). "Geotechnical engineering behaviors of gellan gum biopolymer treated sand." *Canadian Geotechnical Journal* 53(10): 1658-1670.
- Chang, I., J. Im, et al. (2015c). "Effects of Xanthan gum biopolymer on soil strengthening." *Construction and Building Materials* 74: 65-72.
- Chang, I., Y.-M. Kwon, et al. (2019). "Soil consistency and interparticle characteristics of xanthan gum biopolymer-containing soils with pore-fluid variation." *Canadian Geotechnical Journal* 56(8): 1206-1213.
- Chang, I., M. Lee, et al. (2020). "Review on biopolymer-based soil treatment (BPST) technology in geotechnical engineering practices." *Transportation Geotechnics* 24: 100385.
- Chang, I., A. K. Prasadhi, et al. (2015b). "Soil strengthening using thermo-gelation biopolymers." *Construction and Building Materials* 77: 430-438.
- Chang, I., A. K. Prasadhi, et al. (2015a). "Soil treatment using microbial biopolymers for anti-desertification purposes." *Geoderma* 253: 39-47.
- Chang, T. S. and R. D. Woods (1992). "Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus." *Journal of Geotechnical Engineering* 118(8): 1216-1233.
- Chen, C., Z. Peng, et al. (2020). "Exploring Environmentally Friendly Biopolymer Material Effect on Soil Tensile and Compressive Behavior." *International Journal of Environmental Research and Public Health* 17(23): 9032.
- Chen, C., L. Wu, et al. (2019). "The drying effect on xanthan gum biopolymer treated sandy soil shear strength." *Construction and Building Materials* 197: 271-279.
- Chen, D., Y. Liao, et al. (2013). "The mechanical properties of coastal soil treated with cement." *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.* 28(6): 1155-1160.
- Chhun, K.-T., S.-H. Lee, et al. (2019). "Effect of Acrylate-Cement Grout on the Unconfined Compressive Strength of Silty Sand." *KSCE Journal of Civil Engineering* 23(6): 2495-2502.

- Chief, K., M. H. Young, et al. (2012). "Changes in Soil Structure and Hydraulic Properties in a Wooded-Shrubland Ecosystem following a Prescribed Fire." *Soil Science Society of America Journal* 76(6): 1965-1977.
- Cho, G.-C. and I. Chang (2018). *Cementless Soil Stabilizer–Biopolymer*. Proceedings of the 2018 World Congress on Advances in Civil, Environmental, & Materials Research (ACEM18) Songdo Convensia, Incheon, Korea.
- Choquette, M., M.-A. Bérubé, et al. (1987). "Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada." *Applied Clay Science* 2(3): 215-232.
- Chris DF, R. (2012). Chapter 25 The role of ground improvement. *ICE manual of geotechnical engineering*, Thomas Telford Ltd: 271-280.
- Chu, H.-H. and M. Vucetic (1992). "Settlement of Compacted Clay in a Cyclic Direct Simple Shear Device." *Geotechnical Testing Journal* 15: 371-379.
- Chu, J. (1993). "Discussion of Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes; by Poul V. Lade (January, 1992, Vol. 118, No. 1)." *Journal of Geotechnical Engineering* 119(2): 385-387.
- Chu, J., W. Leong, et al. (2012). "Instability of loose sand under drained conditions." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138(2): 207-216.
- Chu, J., S. Varaksin, et al. (2009). *Construction processes*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4), IOS Press.
- Consoli, N. (2000). "Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils." *Géotechnique* 50: 99-105.
- Corte, M., L. Festugato, et al. (2017). "Development of a cyclic simple shear apparatus." *Soils Rocks* 40(3): 279-289.
- Croft, J. B. (1967). "The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization." *Géotechnique* 17(2): 119-135.
- Da Rocha Gomes, S., L. Ferrara, et al. (2023). "A comprehensive review of cementitious grouts: Composition, properties, requirements and advanced performance." *Construction and Building Materials* 375: 130991.
- Dallel, M. (2012). *Evaluation of textile potential of Alfa (Stipa Tenacissima L.) fibers : Physico-chemical characterization from fiber to yarn*, Haute Alsace - Mulhouse university.
- Das, B. M. and K. Sobhan (2013). *Principles of Geotechnical Engineering*, Cengage Learning.
- Day, S. R. and C. Ryan (1995). *Containment, stabilization and treatment of contaminated soils using insitu soil mixing*. *Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics*, ASCE.
- De Meijer, R. J. (1998). "Heavy minerals: from 'Edelstein' to Einstein." *Journal of Geochemical Exploration* 62(1): 81-103.
- Dehghan, H., A. Tabarsa, et al. (2019). "Use of xanthan and guar gums in soil strengthening." *Clean Technologies and Environmental Policy* 21: 155-165.
- Delfosse-Ribay, E., I. Djeran-Maigre, et al. (2004). "Shear modulus and damping ratio of grouted sand." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24(6): 461-471.
- Della, N., A. Arab, et al. (2011). "Static liquefaction of sandy soil: An experimental investigation into the effects of saturation and initial state." *Acta Mechanica* 218(1): 175-186.



- Demolon, A. and D. Leroux (1952). Guide pour l'étude expérimentale du sol, LWW.
- Deresiewicz, H. (1958). Mechanics of Granular Matter\*\*This study was supported by the Office of Naval Research under contract Nonr-266(09) with Columbia University. *Advances in Applied Mechanics*. H. L. Dryden and T. von Kármán, Elsevier. 5: 233-306.
- Diambra, A., E. Ibraim, et al. (2010). "Fibre reinforced sands: Experiments and modelling." *Geotextiles and Geomembranes* 28(3): 238-250.
- Doherty, J. and M. Fahey (2011). "A three-dimensional finite element study of the direct simple shear test." *Frontiers in offshore geotechnics II*: 341-346.
- Duku, P. M., J. P. Stewart, et al. (2007). "Digitally controlled simple shear apparatus for dynamic soil testing." *Geotechnical Testing Journal* 30(5): 368-377.
- El-Hanafy, A. M. and M. H. AbdelAziz (2021). "Effect of using cemented sand as a replacement layer beneath a strip footing." *HBRC Journal* 17(1): 1-17.
- Elias, V., J. Welsh, et al. (2006). *Ground improvement methods, volume II*, FHWA-NHI-06-020.
- Endersby, V. (1951). The history and theory of triaxial testing, and the preparation of realistic test specimens—a report of the triaxial institute. *Triaxial Testing of Soils and Bituminous Mixtures*, ASTM International.
- Estabragh, A. R., H. Rafatjo, et al. (2014). "Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques." *Geosynthetics International* 21(3): 233-243.
- Evans, J., D. Ruffing, et al. (2021). *Fundamentals of Ground Improvement Engineering*, CRC Press.
- Fatehi, H., S. M. Abtahi, et al. (2018). "A novel study on using protein based biopolymers in soil strengthening." *Construction and Building Materials* 167: 813-821.
- Fatehi, H., D. E. L. Ong, et al. (2021). "Biopolymers as Green Binders for Soil Improvement in Geotechnical Applications: A Review." *Geosciences* 11(7): 291.
- Feng, D., B. Liang, et al. (2023). "Mechanical properties of dredged soil reinforced by xanthan gum and fibers." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 15(8): 2147-2157.
- Finn, W. L., D. J. Pickering, et al. (1971). "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 97(4): 639-659.
- Firoozi, A. A., C. Guney Olgun, et al. (2017). "Fundamentals of soil stabilization." *International Journal of Geo-Engineering* 8(1): 26.
- Franke, E., M. Kiekbusch, et al. (1979). "A new direct simple shear device." *Geotechnical Testing Journal* 2(4): 190-199.
- Gaafer, M., H. Bassioni, et al. (2015). "Soil improvement techniques." *Int. J. Sci. Eng. Res* 6(12): 217-222.
- Ghahremani, M. and A. Ghalandarzadeh (2006). Effect of plastic fines on cyclic resistance of sands. *Soil and rock behavior and modeling*: 406-412.
- Ghosh, S., D. Lahiri, et al. (2021). "Bacterial Biopolymer: Its Role in Pathogenesis to Effective Biomaterials." *Polymers (Basel)* 13(8): 1-28.
- Haeri, S., A. Hamidi, et al. (2006). "Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand." *Geotechnical & Geological Engineering* 24: 335-360.
- Han, J. (2015). "Recent research and development of ground column technologies." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement* 168(4): 246-264.

- Han, J. (2015b). *Principles and Practice of Ground Improvement*, Wiley.
- Hanzawa, H., N. Nutt, et al. (2007). "A Comparative Study Between the NGI Direct Simple Shear Apparatus and the Mikasa Direct Shear Apparatus." *Soils and Foundations* 47(1): 47-58.
- Harrison, D. M. (2013). *The grouting handbook: a step-by-step guide for foundation design and machinery installation*, Elsevier.
- Hausmann, M. R. (1990). *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill.
- Hazen, A. (1921). "Discussion of Hydraulic-Fill Dam Construction." *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 84(1): 359-360.
- He, J., J. Chu, et al. (2014). "Undrained shear strength of desaturated loose sand under monotonic shearing." *Soils and Foundations* 54(4): 910-916.
- Head, K. H. and R. Epps (2011). *Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, shear strength and compressibility tests. Volume 2*, Whittles Pub.
- Henn, R. W. (1996). *Practical Guide to Grouting of Underground Structures*, ASCE Press.
- Hillel, D. (2003). *Introduction to Environmental Soil Physics*, Elsevier Science.
- Holtz, R. D. and W. D. Kovacs (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall.
- Horpibulsuk, S., W. Phojan, et al. (2012). "Strength development in blended cement admixed saline clay." *Applied Clay Science* 55: 44-52.
- Hua, F., C. Sheng-Shui, et al. (2015). "Experimental study on static and dynamic properties of cemented sand and gravel." *Chinese Journal of Geotechnical Engineering* 37(2): 357-362.
- Ishihara, K. and S. Okada (1978). "Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stresses." *Soils and Foundations* 18(1): 57-72.
- Ishihara, K., M. Sodekawa, et al. (1978). *Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines*, ASTM International.
- Ishihara, K. and H. Takatsu (1979). "Effects of overconsolidation and  $K_0$  conditions on the liquefaction characteristics of sands." *Soils and Foundations* 19(4): 59-68.
- Issa, S. and A. Reza (2015). "Effect of cement stabilization on geotechnical properties of sandy soil, geomechanics and engineering." *An Int'l J* 8(1): 17-31.
- Joga, J. R. and B. Varaprasad (2019). "Sustainable improvement of expansive clays using xanthan gum as a biopolymer." *Civ. Eng. J* 5(9): 1893-1903.
- Kang, G., T. Tsuchida, et al. (2016). "Engineering behavior of cement-treated marine dredged clay during early and later stages of curing." *Engineering Geology* 209: 163-174.
- Keshav, N., A. Prabhu, et al. (2021). *Enhancing the Properties of Expansive Soil Using Biopolymers—Xanthan Gum and Guar Gum. Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019: IGC-2019 Volume IV*, Springer.
- Kézdi, Á. (1979). *Stabilized Earth Roads*, Elsevier Scientific Publishing Company.
- Khachatoorian, R., I. G. Petrisor, et al. (2003). "Biopolymer plugging effect: laboratory-pressurized pumping flow studies." *Journal of Petroleum Science and Engineering* 38(1): 13-21.
- Khajeh, A., R. Jamshidi Chenari, et al. (2020). "A Simple Review of Cemented Non-conventional Materials: Soil Composites." *Geotechnical and Geological Engineering* 38(2): 1019-1040.

- Khalid, U., C. C. Liao, et al. (2018). "Sustainable improvement of soft marine clay using low cement content: A multi-scale experimental investigation." *Construction and Building Materials* 191: 469-480.
- Khan, T. A., M. R. Taha, et al. (2015). Strength tests of enzyme-treated illite and black soil mixtures. *Proceedings of the institution of civil engineers-engineering sustainability*, Thomas Telford Ltd.
- Khatami, H. R. and B. C. O'Kelly (2013). "Improving Mechanical Properties of Sand Using Biopolymers." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139(8): 1402-1406.
- Khatri, V. N., R. K. Dutta, et al. (2016). "Shear strength behaviour of clay reinforced with treated coir fibres." *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 60(2): 135-143.
- Kitazume, M. and M. Terashi (2013). *The deep mixing method*, CRC press.
- Kjellman, W. (1951). "Testing The Shear Strength of Clay in Sweden." *Géotechnique* 2(3): 225-232.
- Kramer, S. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering. University of Washington. SL Prentice-Hall." Inc., United States of America.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- Kuerbis, R., D. Negussey, et al. (1988). "Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand." *Geotechnical special publication*(21): 330-345.
- Kumar, M. A., A. A. B. Moghal, et al. (2023). "Embodied Energy in the Production of Guar and Xanthan Biopolymers and Their Cross-Linking Effect in Enhancing the Geotechnical Properties of Cohesive Soil." *Buildings* 13(9): 2304.
- Kumar, T., B. Abraham, et al. (2011). "Bearing Capacity Improvement of Loose Sandy Foundation Soils through Grouting." *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)* 1(3): 1026-1033.
- Kwon, Y.-M., I. Chang, et al. (2023). "Consolidation and swelling behavior of kaolinite clay containing xanthan gum biopolymer." *Acta Geotechnica* 18(7): 3555-3571.
- Lade, P. V. (1992). "Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes." *Journal of Geotechnical Engineering* 118(1): 51-71.
- Lade, P. V. and S. B. Hernandez (1977). "Membrane Penetration Effects in Undrained Tests." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103(2): 109-125.
- Lade, P. V., R. B. Nelson, et al. (1988). "Instability of Granular Materials with Nonassociated Flow." *Journal of Engineering Mechanics* 114(12): 2173-2191.
- Lade, P. V. and J. A. Yamamuro (1997). "Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands." *Canadian Geotechnical Journal* 34(6): 918-928.
- Lambe, T. W. and W. T (1969). *Soil Testing for Engineers*, J Wiley and Sons.
- Larisch, M. (2019). *Fundamental Mechanisms of Concrete Bleeding in Bored Piles*.
- Latifi, N., S. Horpibulsuk, et al. (2016). "Xanthan gum biopolymer: an eco-friendly additive for stabilization of tropical organic peat." *Environmental Earth Sciences* 75: 1-10.
- Latifi, N., S. Horpibulsuk, et al. (2017). "Improvement of Problematic Soils with Biopolymer—An Environmentally Friendly Soil Stabilizer." *Journal of Materials in Civil Engineering* 29(2): 04016204.
- Lee, K. L. and H. B. Seed (1967). "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 93(1): 47-70.

- Lee, M., J. Im, et al. (2021). "Interfacial Shearing Behavior along Xanthan Gum Biopolymer-Treated Sand and Solid Interfaces and Its Meaning in Geotechnical Engineering Aspects." *Applied Sciences* 11(1): 139.
- Lee, S., I. Chang, et al. (2017). "Geotechnical shear behavior of Xanthan Gum biopolymer treated sand from direct shear testing." *Geomechanics and Engineering* 12(5): 831-847.
- Lee, S., M. Chung, et al. (2019). "Xanthan Gum Biopolymer as Soil-Stabilization Binder for Road Construction Using Local Soil in Sri Lanka." *Journal of Materials in Civil Engineering* 31(11): 06019012.
- Lee, S., J. Im, et al. (2019). Tri-axial shear behavior of xanthan gum biopolymer-treated sand. Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers Reston, VA.
- Lemboye, K. and A. Almajed (2023). "Effect of Varying Curing Conditions on the Strength of Biopolymer Modified Sand." *Polymers* 15(7): 1678.
- Leong, W., J. Chu, et al. (2000). "Liquefaction and instability of a granular fill material." *Geotechnical Testing Journal* 23(2): 178-192.
- Liu, Y.-J., G. Li, et al. (2014). "Influence of grading on the undrained behavior of granular materials." *Comptes Rendus Mécanique* 342(2): 85-95.
- Lohani, T. N., L. Kongsukprasert, et al. (2004). "Strength and deformation properties of compacted cement-mixed gravel evaluated by triaxial compression tests." *SOILS AND FOUNDATIONS* 44(5): 95-108.
- Mahmoudi, Y., A. Cherif Taiba, et al. (2020). "Packing Density and Overconsolidation Ratio Effects on the Mechanical Response of Granular Soils." *Geotechnical and Geological Engineering* 38(1): 723-742.
- Mao, X. and M. Fahey (2003). "Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear." *Géotechnique* 53(8): 715-727.
- Meddah, A. and K. Merzoug (2017). "Feasibility of using rubber waste fibers as reinforcements for sandy soils." *Innovative Infrastructure Solutions* 2(1): 5.
- Mendonça, A., P. V. Morais, et al. (2021). "A Review on the Importance of Microbial Biopolymers Such as Xanthan Gum to Improve Soil Properties." *Applied Sciences* 11(1): 170.
- Mitchell, J. K. (1981). Soil improvement-state of the art report. Proc., 11th Int. Conf. on SMFE.
- Mukunoki, T., K. Kasama, et al. (2016). "Reconnaissance report on geotechnical damage caused by an earthquake with JMA seismic intensity 7 twice in 28h, Kumamoto, Japan." *Soils and Foundations* 56.
- Munfakh, G. A. (1997). "Ground improvement engineering – the state of the US practice: part 1. Methods." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement* 1(4): 193-214.
- Munfakh, G. A. and D. C. Wyllie (2000). Ground improvement engineering-issues and selection. ISRM International Symposium, ISRM.
- Naeni, S. A., B. Naderinia, et al. (2012). "Unconfined compressive strength of clayey soils stabilized with waterborne polymer." *KSCE Journal of Civil Engineering* 16(6): 943-949.
- Nguyen, T. T., M. D. Nguyen, et al. (2023). "Interface Shear Strength Behavior of Cement-Treated Soil under Consolidated Drained Conditions." *Buildings* 13(7): 1626.
- Ni, J., G.-L. Hao, et al. (2021). "The Optimisation Analysis of Sand-Clay Mixtures Stabilised with Xanthan Gum Biopolymers." *Sustainability* 13(7): 3732.

- Ni, J., S.-S. Li, et al. (2020). "Performance of soils enhanced with eco-friendly biopolymers in unconfined compression strength tests and fatigue loading tests." *Construction and Building Materials* 263: 120039.
- Noorzad, R. and S. Zarinkolaie (2015). "Comparison of Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Sand under Triaxial Compression and Direct Shear." *Open Geosciences* 7.
- Nouri, H., P. Ghadir, et al. (2022). "Effects of Protein-Based Biopolymer on Geotechnical Properties of Salt-Affected Sandy Soil." *Geotechnical and Geological Engineering* 40(12): 5739-5753.
- O'Kelly, B. C. (2017). "Measurement, interpretation and recommended use of laboratory strength properties of fibrous peat." *Geotechnical Research* 4(3): 136-171.
- Omar, T. and A. Sadrekarimi (2014). "Effects of multiple corrections on triaxial compression testing of sands." *Journal of GeoEngineering* 9(2): 75-83.
- Pan, R., P. Yang, et al. (2022). "Experimental study on the shear behavior of frozen cemented sand-structure interface." *Cold regions science and technology* 197(Journal Article): 103516.
- Parsons, R. L. and J. P. Milburn (2003). "Engineering behavior of stabilized soils." *Transportation Research Record* 1837(1): 20-29.
- Patel, A. (2019). 5 - Grouting. *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions*. A. Patel, Woodhead Publishing: 37-48.
- Patel, S. K. and B. Singh (2018). "Experimental Study on Shear Strength Behavior of Glass Fiber-Reinforced Sand." *Enhancements in Applied Geomechanics, Mining, and Excavation Simulation and Analysis*.
- Peacock, W. H. and H. B. Seed (1968). "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94(3): 689-708.
- Pincus, H. J., R. Boulanger, et al. (1993). "A Low-Compliance BiDirectional Cyclic Simple Shear Apparatus." *Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J* 16.
- Pincus, H. J. and N. Takada (1993). "Mikasa's Direct Shear Apparatus, Test Procedures and Results." *Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J* 16.
- Pitman, T., P. Robertson, et al. (1994). "Influence of fines on the collapse of loose sands." *Canadian Geotechnical Journal* 31(5): 728-739.
- Polito, C. P. and J. R. Martin II (2001). "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(5): 408-415.
- Prusinski, J. R. and S. Bhattacharja (1999). "Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils." *Transportation Research Record* 1652(1): 215-227.
- Qureshi, M. U., I. Chang, et al. (2017). "Strength and durability characteristics of biopolymer-treated desert sand." *Geomech. Eng* 12(5): 785-801.
- Rajagopal, S. (2017). "A Review on performance of coir fiber reinforced sand." *International Journal of Engineering and Technology* 9(1): 249-256.
- Ramachandran, A. L., A. A. Dubey, et al. (2021). "Multiscale Study of Soil Stabilization Using Bacterial Biopolymers." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 147(8): 04021074.
- Robbins, B. A., I. J. Stephens, et al. (2021). *Geotechnical Engineering. Encyclopedia of Geology (Second Edition)*. D. Alderton and S. A. Elias. Oxford, Academic Press: 377-392.
- Roscoe, K. H. (1953). "An apparatus for the application to simple shear to soil samples." *Proc., 2nd ICSMFE, Zurich, 1953* 1: 186-191.

- Roscoe, K. H. and J. B. Burland (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay."
- Saada, A. S., G. Fries, et al. (1983). "An Evaluation of Laboratory Testing Techniques in Soil Mechanics." *Soils and Foundations* 23(2): 98-112.
- Sadrekarimi, A. (2013). "Influence of fines content on liquefied strength of silty sands." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 55: 108-119.
- Saheb, D. N. and J. P. Jog (1999). "Natural fiber polymer composites: A review." *Advances in Polymer Technology* 18(4): 351-363.
- Santos, A. P. S. d., N. C. Consoli, et al. (2010). "High-Pressure Isotropic Compression Tests on Fiber-Reinforced Cemented Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(6): 885-890.
- Satyam, N. (2021). Chapter 5 - Numerical modeling of biocemented soil behavior. *Modeling in Geotechnical Engineering*. P. Samui, S. Kumari, V. Makarov and P. Kurup, Academic Press: 101-117.
- Saxena, S. and R. Lastrico (1978). "Static Properties of Lightly Cemented Sand." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104: 1449-1464.
- Schaefer Vernon, R., K. Mitchell James, et al. (2012). *Ground Improvement in the 21st Century: A Comprehensive Web-Based Information System*.
- Schaefer, V. R., R. R. Berg, et al. (2016). *Geotechnical Engineering Circular No. 12 Ground Modification Methods-Reference Manual Volume I*, National Highway Institute (US).
- Schaefer, V. R., R. R. Berg, et al. (2016b). *Geotechnical Engineering Circular No. 13 Ground Modification Methods-Reference Manual Volume II*, National Highway Institute (US).
- Seed, H. B. and W. H. Peacock (1971). "Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 97(8): 1099-1119.
- Semprich, S. and G. Stadler (2003). "Grouting in geotechnical engineering." In U. Smolczyk (ed), *Geotechnical Engineering Handbook 2*: 57-90.
- Seo, S., M. Lee, et al. (2021). "Site application of biopolymer-based soil treatment (BPST) for slope surface protection: in-situ wet-spraying method and strengthening effect verification." *Construction and Building Materials* 307: 124983.
- Shahir, H., A. Pak, et al. (2012). "Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading." *Computers and Geotechnics* 40: 74-88.
- Sherwood, P. (1993). *Soil stabilization with cement and lime*.
- Shooshpasha, I. and R. A. Shirvani (2015). "Effect of cement stabilization on geotechnical properties of sandy soils." *Geomech Eng* 8(1): 17-31.
- Singhvi, G., N. Hans, et al. (2019). Chapter 5 - Xanthan gum in drug delivery applications. *Natural Polysaccharides in Drug Delivery and Biomedical Applications*. M. S. Hasnain and A. K. Nayak, Academic Press: 121-144.
- Skempton, A. W. (1949). "Alexandre Collin." *Géotechnique* 1(4): 215-222.
- Skempton, A. W. (1958). "Arthur Langtry Bell (1874–1956) and His Contribution to Soil Mechanics." *Géotechnique* 8(4): 143-157.
- Smitha, S. and A. Sachan (2016). "Use of agar biopolymer to improve the shear strength behavior of sabarmati sand." *International Journal of Geotechnical Engineering* 10(4): 387-400.

- Soldo, A. and M. Miletić (2019). "Study on Shear Strength of Xanthan Gum-Amended Soil." *Sustainability* 11(21): 6142.
- Soldo, A., M. Miletić, et al. (2020). "Biopolymers as a sustainable solution for the enhancement of soil mechanical properties." *Scientific Reports* 10(1): 267.
- Sotir, R. (2001). "The value of vegetation-strategies for integrating soil bioengineering into civil engineering projects soil bioengineering-integrating ecology with engineering practice, sponsored by Maccaferri & Ground Engineering."
- Sujatha, E. R., S. Atchaya, et al. (2021). "Enhancing the geotechnical properties of soil using xanthan gum—An eco-friendly alternative to traditional stabilizers." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 80: 1157-1167.
- Sun, M.-Q., C.-S. Peng, et al. (2007). "Triaxial test of over lean cemented material." *Shuilu Shuidian Keji Jinzhan(Advances in Science and Technology of Water Resources)* 27(4): 46-49.
- Terashi, M. and I. Juran (2000). *Ground Improvement - State Of The Art*. ISRM International Symposium.
- Terzaghi, K. and R. B. Peck (1948). "Soil mechanics." *Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Thevanayagam, S. (1998). "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(6): 479-491.
- Throncoso, J. and R. Verdugo (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. *International conference on soil mechanics and foundation engineering*. 11.
- Toki, S., F. Tatsuoka, et al. (1986). "Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative Test Program." *Soils and Foundations* 26: 117-128.
- Tran, T. P. A., G.-C. Cho, et al. (2020). "Water retention characteristics of biopolymer hydrogel containing sandy soils." *Hue University Journal of Science: Earth Science and Environment* 129(4A).
- Tsuchida, H. (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute.
- Tsukamoto, Y., K. Ishihara, et al. (2002). "Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities." *Soils and Foundations* 42(6): 93-104.
- Uddin, K., A. Balasubramaniam, et al. (1997). "Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay." *Geotechnical Engineering* 28: 89-119.
- Unno, T., M. Kazama, et al. (2008). "Liquefaction of Unsaturated Sand Considering the Pore Air Pressure and Volume Compressibility of the Soil Particle Skeleton." *Soils and Foundations* 48(1): 87-99.
- Venkatramaiah, C. (2006). *Geotechnical Engineering*, New Age International (P) Limited.
- Verdugo, R. and K. Ishihara (1996). "The steady state of sandy soils." *Soils and Foundations* 36(2): 81-91.
- Verma, H., A. Ray, et al. (2021). "Ground improvement using chemical methods: A review." *Heliyon* 7(7): e07678.
- Vipulanandan, C. and R. J. Krizek (1986). "Mechanical Behavior of Chemically Grouted Sand." *Journal of Geotechnical Engineering* 112(9): 869-887.
- Vitale, E., D. Deneele, et al. (2020). "Chemo-mechanical behaviour of lightweight cemented soils." *Acta Geotechnica* 15(4): 933-945.

- Wang, S., X. Zhao, et al. (2023). "Water retention characteristics and vegetation growth of biopolymer-treated silt soils." *Soil and Tillage Research* 225: 105544.
- Wijewickreme, D., A. Khalili, et al. (2010). "Mechanical response of highly gap-graded mixtures of waste rock and tailings. Part II: Undrained cyclic and post-cyclic shear response." *Canadian Geotechnical Journal* 47(5): 566-582.
- Wroth, C. P. (1987). "The behaviour of normally consolidated clay as observed in undrained direct shear tests." *Géotechnique* 37(1): 37-43.
- Xiao, H. (2017). "Evaluating the stiffness of chemically stabilized marine clay." *Marine Georesources & Geotechnology* 35(5): 698-709.
- Yang, J., S. Savidis, et al. (2004). "Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130(9): 975-979.
- Ye, S., J. Han, et al. (1994). *Ground improvement and underpinning technologies*, China Building Industry Press, Beijing.
- Zhang, B., K. K. Muraleetharan, et al. (2016). "Liquefaction of Unsaturated Sands." *International Journal of Geomechanics* 16(6): D4015002.
- Zhang, J., J. Liu, et al. (2023). "Water-retention behaviour and microscopic analysis of two biopolymer-improved sandy soils." *Construction and Building Materials* 403: 133202.