

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 : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par

Hamou AZAIEZ

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT PHYSICO-MECANIQUE DES SOLS GRANULAIRES AMELIORES EN VUE DE LEUR VALORISATION DANS LES INFRASTRUCTURES ROUTIERES

Soutenue le 13/07/2022, devant le jury composé de :

Abdelkader KADRI	Professeur	UHB Chlef	Président
Abdellah KRIM	Professeur	UIK Tiaret	Examineur
Tahar MESSAFER	Professeur	UMB Boumerdes	Examineur
Ahmed ARAB	Professeur	UHB Chlef	Examineur
Mostefa BELKHATIR	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Abdellah CHERIF TAIBA	MCA	UHB Chlef	Co-Rapporteur

Dédicaces

*Je dédie ce travail de recherche à mes très chers
parents qui m'ont toujours entouré de leurs
sacrifice, patience et affection manifestées avec tous
moyens possibles et disponibles pour mener à bien la
préparation de ma thèse de doctorat.*

*À mes chers frères, sœurs et leurs enfants, et à toute
ma famille sans aucune exception.*

Remerciements

Je tiens à remercier monsieur **Mostefa BELKHATIR**, professeur à l'Université de Chlef, qui m'a encadré tout au long de cette thèse et qui m'a fait partager ses brillantes intuitions. Qu'il soit aussi remercié pour sa gentillesse, sa disponibilité permanente et pour les nombreux encouragements qu'il m'a prodigués.

Je voudrais aussi adresser toute ma reconnaissance au co-directeur de cette thèse, monsieur **Abdellah CHERIF TAIBA**, maître de conférences à l'Université de Chlef, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je suis très reconnaissant envers monsieur **Abdelkader KADRI**, professeur à l'université de Chlef d'avoir accepté de présider le jury de ma thèse.

J'adresse tous mes remerciements à monsieur **Abdellah KRIM**, Professeur à l'Université de Tiaret ; à monsieur **Tahar MESSAFER**, Professeur à l'Université de Boumerdes ; ainsi qu'à monsieur **Ahmed ARAB**, professeur à l'université de Chlef, de l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'être rapporteurs de cette thèse.

Je tiens à remercier vivement monsieur **Youcef MAHMOUDI**, maître de conférences à l'Université de Chlef. Pour ses conseils et recommandations utiles qui m'ont beaucoup aidé.

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants et tout personnel de la faculté de génie civil et d'architecture de l'université de Chlef.

Enfin, je remercie énormément tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 - Causes d'instabilité des sols.....	7
Tableau 2.1 - Essai proctor normal et modifié (NF P94-093, 1999).....	52
Tableau 2.2 - Composition chimique des cendres volantes utilisées	64
Tableau 2.3 - Propriétés physiques des mélanges sable-cendres volantes ($D_{\max} = 4.00$ mm).....	65
Tableau 2.4 - Propriétés physiques des mélanges sable-cendres volantes ($D_{\max} = 2.00$ mm).....	65
Tableau 2.5 - Propriétés physiques des mélanges sable-cendres volantes ($D_{\max} = 0.63$ mm)	65
Tableau 2.6 - Propriétés techniques de la mousse de polyurethane (Mohamed Jais, 2017)	68
Tableau 2.7 - Propriétés de la forme des grains (Yang & Luo, 2015)	68
Tableau 3.1 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.10)	94
Tableau 3.2 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.11)	94
Tableau 3.3 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.12)	94
Tableau 3.4 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.13)	96
Tableau 3.5 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.14)	96
Tableau 3.6 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.15)	96
Tableau 3.7 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.16)	98
Tableau 3.8 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.17)	98
Tableau 4.1 - Valeurs des paramètres a, b, c et R^2	128
Tableau 4.2 - Valeurs des paramètres a, b, c et R^2	130
Tableau 5.1 - Paramètres a, b, c et R^2 pour l'équation (5.4).....	159
Tableau 5.2 - Paramètres a, b, c et R^2 pour l'équation (5.5).....	160
Tableau 5.3 - Paramètres a, b, c et R^2 pour l'équation (5.7).....	162

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1.1 : Méthodes d'amélioration des sols applicables à différentes catégories du sol (Nicholson, 2015).....	11
Figure 1.2 : Courbes de compactage avec différentes énergies : (a) sol ; (b) CDW ; (c) sol-CDW (Brito Da Silva et al., 2021).	13
Figure 1.3 : Schématisation du compactage dynamique (d'après Keller-france).....	14
Figure 1.4 : Courbes charge-tassement (Feng et al., 2011).	14
Figure 1.5 : Module de compactage dynamique par roulement (Chen et al., 2021a).....	15
Figure 1.6 : Densité relative du sol à une profondeur de 100-150 mm en fonction du nombre de passages pour des modules de 3.64 et 5.46 kg fonctionnant à une vitesse de 299 mm/s (Chen et al., 2021a).	15
Figure 1.7 : Schéma de l'injection de compactage (Nicholson, 2015).	16
Figure 1.8 : Croquis de la technique d'amélioration des sols par vibroflottation. Détails d'un trou, y compris le vibreur à l'intérieur (López-Querol et al., 2014).	17
Figure 1.9 : Drains verticaux : (a) installation ; (b) drains installés (d'après : Keller-na ; Geotechnicsworld).	17
Figure 1.10 : Préchargement : (a) sans drains verticaux ; (b) avec drains verticaux (d'après Primagem).....	18
Figure 1.11 : Effet de la pression de confinement et de la densité du sol sur l'indice de fragilité des spécimens renforcés avec une teneur en fibres variable (Patel & Singh, 2017).	20
Figure 1.12 : Résistance au cisaillement du sable d'Ottawa, effet de : (a) teneur en fibres ; (b) rapport d'aspect des fibres (Sadek et al., 2010).	20
Figure 1.13 : Courbes de contrainte-pénétration du CBR pour le sable-Fibre (Al-Refeai & Al-Suhaibani, 1998).	21
Figure 1.14 : Effet de la contrainte normale sur : (a) contrainte de cisaillement ; (b) déplacement vertical des mélanges avec VRC = 40% (Tasalloti et al., 2021).	22
Figure 1.15 : Effet de la teneur en caoutchouc sur le rapport de contrainte maximale des	

mélanges (Al-Rkaby, 2019).	23
Figure 1.16 : Résistance maximale (contrainte de déviateur maximale) en fonction du nombre de feuilles de géotextile pour le type de géotextile I et pour des échantillons de 100 mm de diamètre (Haeri et al., 2000).....	24
Figure 1.17 : Courbes de charge-pénétration de sol non renforcé et renforcé (Nouri et al., 2019).	24
Figure 1.18 : Variation de cohésion, effet de disposition d'une couche de géotextile et la teneur en eau (Denine et al., 2018).	25
Figure 1.19 : Renforcement par géosynthétique : (a) géogrilles ; (b) géocellules (d'après : Dachadesign ; Iwtcargoguard).	26
Figure 1.20 : Schéma d'installation des colonnes ballastées (Nicholson, 2015).	27
Figure 1.21 : Courbes de charge-tassement du sable lâche avec : (a) une seule colonne ; (b) groupe de colonnes ballastées (Alnunnu & Nalbantoglu, 2019).....	29
Figure 1.22 : Section schématique du procédé de renforcement par inclusions rigides (Jenck & Dias, 2009).....	30
Figure 1.23 : Caractéristiques mécaniques des mélanges sable-CKD : (a) résistance à la compression non confinée ; (b) CBR et gonflement (Baghdadi & Rahman, 1990).....	31
Figure 1.24 : Relations entre la densité sèche et la teneur en eau pour le sable éolien de Jeddah (Lopez-Querol et al., 2017).....	32
Figure 1.25 : Résistance à la compression non confinée des échantillons de sable-ciment avec une gamme de teneur en eau (Rahman et al., 2008).....	33
Figure 1.26 : RCN des échantillons traités : (a) effet de la teneur en chaux; (b) effet de la teneur en pouzzolane (Abbasi & Mahdiehthe, 2018).....	34
Figure 1.27 : Résistance à la compression non confinée des échantillons testés (Rabbani et al., 2012).	35
Figure 1.28 : Performances mécaniques des mélanges : (a) résistance au cisaillement ; (b) RCN ; (c) résistance à la traction ; (d) CBR (Smaida et al., 2019).....	36
Figure 1.29 : Résistance à la liquéfaction du sable traité aux cendres volantes : (a) FA = 4% ; (b) FA = 6% (Keramatikerman et al., 2017).	37
Figure 1.30 : Contrainte déviatorique ultime en phase post-cyclique des échantillons non traités	

et traités avec FA = 2% : (a) $D_r = 20\%$; (b) $D_r = 40\%$; et (c) $D_r = 60\%$ (Keramatikerman et al., 2018).....	38
Figure 1.31 : Formule structurale de la gomme de xanthane (García-Ochoa et al., 2000).	39
Figure 1.32 : Tendence de renforcement avec différentes conditions de traitement des biopolymères (HXG : gomme de xanthane hydratée ; DXG : gomme de xanthane déshydratée) (Lee et al., 2019a).	40
Figure 1.33 : Valeurs maximales de la RCN du sol local traité avec différents types de liants et comparaison avec les exigences de résistance pour la conception des routes (Lee et al., 2019b).	41
Figure 1.34 : Structure chimique de l'agarose (Smitha & Rangaswamy, 2020).....	41
Figure 1.35 : Pression interstitielle d'un sol traité à l'agar : (a) 28 jours ; (b) 7 jours ; (c) 3 jours de cure, avec une charge cyclique de $\epsilon_a = 0.8\%$ (Smitha & Rangaswamy, 2020).	42
Figure 1.36 : Essais de compression triaxial sur sable non traité et traité avec : (a) 1% ; (b) 2% et 4% d'Agar (Khatami & O'Kelly, 2013).	43
Figure 1.37 : Formule structurale de la gomme de gellane (Rahman & Arafat, 2021).....	44
Figure 1.38 : Résistance à la compression non confinée des mélanges sable-gomme de gellane (Chang et al. 2016).....	44
Figure 1.39 : Contrainte déviatorique maximale du sable calcaire amélioré avec la teneur en PFA (Chen et al., 2021b).....	45
Figure 1.40 : Relation entre la teneur en mousse de polyuréthane et : (a) cohésion ; (b) angle de frottement interne (Chen et al., 2021b).	46
Figure 1.41 : Résultats d'essais de sols graveleux-mousse de polyuréthane : (a) contrainte déviatorique maximale ; (b) déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale avec $W_p = 4\%$ (Xiao et al., 2018).	47
Figure 1.42 : Variation du module de cisaillement maximal G_{max} : (a) $W_p = 0\%$; (b) $W_p = 2\%$ (Liu et al., 2021).....	47
CHAPITRE 2	
Figure 2.1 : Préparation des échantillons : (a) pesage, malaxage et homogénéisation à sec ; (b) malaxage après l'ajout de l'eau ; (c) conservation pour l'humidification dans des sacs hermétiques.	53

Figure 2.2 : Appareillage de l'essai Proctor normal.....	53
Figure 2.3 : Procédure de l'essai du compactage : (a) introduire le mélange dans le moule ; (b) compactage de chaque couche par 25 coups ; (c) arasage ; (d) pesage ; (e) prélèvement d'échantillons de sol pour mesurer la teneur en eau ; (f) séchage à l'étuve à 105°C.	54
Figure 2.4 : Schéma de la boîte de cisaillement.	55
Figure 2.5 : Appareil de cisaillement utilisé dans cette étude.	55
Figure 2.6 : Critères de défaillance.	56
Figure 2.7 : Etapes de l'essai de cisaillement direct : (a) damage humide en trois couches ; (b) application de la contrainte normale ; (c) cisaillement de l'échantillon.....	57
Figure 2.8 : Exemple d'échantillon préparé par la technique de damage humide (FA = 0%).	57
Figure 2.9 : Exemple d'échantillon préparée par la méthode de pluviation à sec (FA = 0%).....	58
Figure 2.10 : Allures typiques de comportement en compression simple : (a) sol ductile ; (b) sol fragile (Berthaud et al., 2013).	59
Figure 2.11 : Différents paramètres obtenus de la courbe de contrainte-déformation.	59
Figure 2.12 : Préparation d'éprouvettes : (a) malaxage à sec ; (b) malaxage avec l'ajout de la mousse PU ; (c) compactage à ($D_r = 90\%$) ; (d) éprouvettes préparés ; (e) conservation des échantillons à endroit sec.....	61
Figure 2.13 : Schématique de l'appareil de l'essai de compression non confinée.	61
Figure 2.14 : Quelques échantillons : (a) avant l'essai ; (b) après l'essai de compression.	61
Figure 2.15 : Localisation de site de prélèvement.....	62
Figure 2.16 : Préparation des échantillons : (a) tamisage ; (b) lavage ; (c) séchage.	63
Figure 2.17 : Classes de sable utilisées : (a) $D_{max} = 4.00$; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.	63
Figure 2.18 : Cendres volantes utilisées.....	63
Figure 2.19 : Courbes granulométriques des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	64
Figure 2.20 : Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en cendres volantes : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.	66

Figure 2.21 : Variation de la porosité en fonction de : (a) teneur en cendres volantes ; (b) taille maximale des grains.....	67
Figure 2.22 : Mousse de polyuréthane utilisée.....	68
Figure 2.23 : Evaluation des propriétés de la forme des grains (Yang & Luo, 2015).....	69
Figure 2.24 : Essais de répétabilité de l'appareil de cisaillement direct : (a) échantillons préparés par la méthode de damage humide ; (b) échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec.....	70
Figure 2.25 : Essais de répétabilité de l'appareil de compression non confinée.....	70
CHAPITRE 3	
Figure 3.1 : Evolution de la densité sèche en fonction de teneur en eau des mélanges sable-cendre volantes testés : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.....	75
Figure 3.2 : Densité sèche en fonction de teneur en eau des mélanges sable-cendres volantes testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	76
Figure 3.3 : Variation de la densité sèche maximale en fonction du diamètre maximal et teneur en eau optimale.	77
Figure 3.4 : Variation de la densité sèche maximale en fonction du diamètre maximal et degré de saturation.	78
Figure 3.5 : Densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains et teneur en cendres volantes.	79
Figure 3.6 : Densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains et l'indice des vides.	80
Figure 3.7 : Influence du D_{max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 100$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.	82
Figure 3.8 : Influence du D_{max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 200$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.	84
Figure 3.9 : Influence du D_{max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 300$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.	86

Figure 3.10 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et de la teneur en eau optimale des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.	87
Figure 3.11 : Variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et de la teneur en cendres volantes des matériaux testés : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.	89
Figure 3.12 : Evolution de l'angle de frottement interne des mélanges en fonction des conditions initiales : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15% ; (e) D_{max} et FA.....	90
Figure 3.13 : Densité sèche maximale en fonction du rapport granulométrique efficace des mélanges sable-cendres volantes.....	92
Figure 3.14 : Densité sèche maximale en fonction du rapport granulométrique moyen (P_{R50}) des mélanges sable-cendres volantes.....	93
Figure 3.15 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport granulométrique efficace (P_{R10}) des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.	95
Figure 3.16 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport granulométrique moyen des particules des différentes classes de mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.....	97
Figure 3.17 : Variation de l'angle de frottement interne avec les rapports granulométriques des mélanges examinés : (a) P_{R10} ; (b) P_{R50}	98
 CHAPITRE 4	
Figure 4.1 : Conditions de cisaillement dans la surface de rupture sous le remblai : (TC) compression triaxiale ; (DS) cisaillement direct ; (TE) extension triaxiale (Lini Dev et al., 2016).	102
Figure 4.2 : Réponse mécanique des mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical vs. déplacement horizontal.....	105
Figure 4.3 : Réponse mécanique des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical vs. déplacement horizontal.....	106
Figure 4.4 : Réponse mécanique des mélanges sable fin ($d_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical	

vs. déplacement horizontal.....	108
Figure 4.5 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 4.00$ mm).	109
Figure 4.6 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 2.00$ mm).	110
Figure 4.7 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 0.63$ mm).	110
Figure 4.8 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 4.00$ mm).	111
Figure 4.9 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 2.00$ mm).	112
Figure 4.10 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 0.63$ mm).	112
Figure 4.11 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et teneur en cendres volantes ($D_{max} = 4.00$ mm).	114
Figure 4.12 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 2.00$ mm).....	114
Figure 4.13 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 0.63$ mm).....	115
Figure 4.14 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 4.00$ mm).....	116
Figure 4.15 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 2.00$ mm).....	117
Figure 4.16 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 0.63$ mm).....	117
Figure 4.17 : Evolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 4.00$ mm).....	119
Figure 4.18 : Evolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 2.00$ mm).....	119
Figure 4.19 : Evolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 0.63$ mm).....	120
Figure 4.20 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 4.00$ mm).	121
Figure 4.21 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 2.00$ mm).	121
Figure 4.22 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 0.63$ mm).	122

Figure 4.23 : Evolution de l'excès de l'angle de frottement en fonction de l'angle de dilatance maximal : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.....	123
Figure 4.24 : Indice de dilatance en fonction de la contrainte normale.....	124
Figure 4.25 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{\max} = 4.00$ mm).....	125
Figure 4.26 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{\max} = 2.00$ mm).....	125
Figure 4.27 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{\max} = 0.63$ mm).....	125
Figure 4.28 : Evolution de l'angle de dilatance maximal prédit en fonction de l'angle de dilatance maximal mesuré : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.	126
Figure 4.29 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction du rapport du diamètre des grains des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.	128
Figure 4.30 : Angle de dilatance maximal en fonction du rapport du diamètre des grains des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa ..	130

CHAPITRE 5

Figure 5.1 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.....	137
Figure 5.2 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.	138
Figure 5.3 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.	138
Figure 5.4 : Concentrations de la mousse de polyuréthane : (a) PFc = 2% ; (b) PFc = 4% ; (c) PFc = 8%, avec (FA = 0%) ; (d) Mécanisme de stabilisation par la mousse de polyuréthane sans l'ajout des cendres volantes.....	139
Figure 5.5 : Concentrations de la mousse de polyuréthane : (a) PFc = 2% ; (b) PFc = 4% ; (c) PFc = 8%, avec (FA = 5%) ; (d) Mécanisme de stabilisation par la mousse de polyuréthane avec l'ajout des cendres volantes.	139
Figure 5.6 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 0%): (a) PFc = 2% ; (b) PFc = 4% ; (c) PFc = 6% ; (d) PFc = 8%.....	141

Figure 5.7 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 5%) : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 6% ; (d) PFC = 8%.....	142
Figure 5.8 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 10%) : (a) PFC = 2 % ; (b) PFC = 4 % ; (c) PFC = 6 % ; (d) PFC = 8 %.....	142
Figure 5.9 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 15%) : (a) PFC = 2 % ; (b) PFC = 4 % ; (c) PFC = 6 % ; (d) PFC = 8 %.....	143
Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%): (a) PFC=2% ; (b) PFC=4% ; (c) PFC=6% ; (d) PFC=8%.....	145
Figure 5.11 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%): (a) PFC=2% ; (b) PFC=4% ; (c) PFC=6% ; (d) PFC=8%.....	146
Figure 5.12 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%) : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 6% ; (d) PFC = 8%.....	146
Figure 5.13 : Variation de la contrainte maximale avec PFC et teneur en cendres volantes des matériaux étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	148
Figure 5.14 : Evolution de la contrainte résiduelle en fonction de PFC et teneur en cendres volantes des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	150
Figure 5.15 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en mousse de polyuréthane et la taille maximale des grains des matériaux testés : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.....	152
Figure 5.16 : Variation du taux d'amélioration en fonction de la teneur en polyuréthane des mélanges étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	153
Figure 5.17 : Variation du module d'élasticité en fonction de la teneur en polyuréthane des matériaux étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	155
Figure 5.18 : Variation du module sécant en fonction de PFC des matériaux étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	156
Figure 5.19 : Relation entre le module sécant et le module d'élasticité des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	157
Figure 5.20 : Prédiction de la RCN par la teneur en cendres volantes des mélanges étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.....	159
Figure 5.21 : Prédiction de la RCN par la teneur en polyuréthane des échantillons étudiés : (a)	

$D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm	160
Figure 5.22 : Résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de cendres volantes des matériaux testés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.	161
Figure 5.23 : Evolution de la résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de polymère des matériaux testés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.....	163
Figure 5.24 : Variation de la RCN prédite avec la RCN mesurée des matériaux testés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.....	164
Figure 5.25 : Variation de la RCN en fonction de la PFc et des propriétés de la forme des graines des matériaux testés : (a) angularité combinée ; (b) sphéricité combinée ; (c) rapport d'aspect combiné ; (d) convexité combinée ; (e) régularité globale combinée.	166
Figure 5.26 : Résistance à la compression non confinée en fonction de la mousse de polyuréthane et des propriétés de la taille maximale des particules des matériaux testés : (a) diamètre efficace ; (b) diamètre moyen ; (c) coefficient d'uniformité.....	168
Figure 5.27 : RCN prédite par rapport à la RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.12).	169
Figure 5.28 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.13).	170
Figure 5.29 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.14).	170
Figure 5.30 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.15).	170

Sommaire

المُلخَص.....	I
Abstract	II
Résumé	III
Notations	IV
Introduction générale.....	1

CHAPITRE 1

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AMELIORES

1.1 Introduction	6
1.2 Instabilité des sols	7
1.3 Techniques d'amélioration et de modification structurale des sols	9
1.3.1 Domaine d'application	10
1.3.2 Amélioration des sols	11
1.3.2.1 Effets de compactage	11
1.3.2.2 Effets de compactage dynamique.....	13
1.3.2.3 Effet du compactage dynamique par roulement.....	15
1.3.2.4 Effets d'injection du compactage.....	16
1.3.2.5 Effets de vibrocompactage	16
1.3.2.6 Effets de drains verticaux	17
1.3.2.7 Effets de préchargement.....	18
1.3.3 Renforcement des sols.....	18
1.3.3.1 Effets de fibres	19
1.3.3.2 Effets de caoutchoucs	21
1.3.3.3 Effets de géotextiles	23
1.3.3.4 Effets de géogrilles et géocellules	25

1.3.3.5 Effets de colonnes ballastées	27
1.3.3.6 Effets d'inclusions rigides	29
1.3.4 Traitement des sols	30
1.3.4.1 Effets du ciment	30
1.3.4.2 Effets de chaux et de pouzzolane	33
1.3.4.3 Effets de cendres volantes	36
1.3.5 Stabilisation par polymères et biopolymères	38
1.3.5.1 Effets de la gomme de xanthane	39
1.3.5.2 Effets de la gomme d'agar	41
1.3.5.3 Effets de la gomme de gellane	43
1.3.5.4 Effets de la mousse de polyuréthane	45
1.4 Conclusion.....	48

CHAPITRE 2

PROCEDURE EXPERIMENTALE ET MATERIAUX UTILISES

2.1 Introduction	51
2.2 Dispositifs expérimentaux utilisés	51
2.2.1 Essais de compactage	51
2.2.1.1 Préparation des échantillons	52
2.2.1.2 Déroulement de l'essai du compactage.....	53
2.2.2 Essais de cisaillement direct.....	54
2.2.2.1 Préparation des échantillons	56
a) Damage humide.....	56
b) Pluviation à sec.....	57
2.2.2.2 Déroulement de l'essai du cisaillement direct	58
2.2.3 Essais de résistance à la compression non confinée.....	58
2.2.3.1 Préparation des échantillons	59

2.2.3.2 Déroulement de l'essai de compression non confinée.....	60
2.3 Matériaux utilisés	62
2.3.1 Mélanges sable-cendres volantes	62
2.3.2 Mousse de polyuréthane.....	67
2.3.2.1 Définitions.....	67
2.3.2.2 Types de mousse de polyuréthane.....	67
2.4 Forme des grains des matériaux utilisés.....	68
2.5 Essais de répétabilité.....	69
2.6 Conclusion.....	70

CHAPITRE 3

INFLUENCE DE LA TAILLE DES GRAINS SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES AUX CENDRES VOLANTES

3.1 Introduction	73
3.2 Résultats des essais Proctor.....	74
3.3 Evolution des caractéristiques à l'optimum Proctor (γ_{dmax} , w_{opt}) en fonction de la taille maximale des grains (D_{max}) et du degré de saturation (S_r).....	76
3.4 Variation de la densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains, teneur en cendres volantes et indice des vides	78
3.5 Résultats des essais de cisaillement	80
3.5.1 Contrainte normale $\sigma_n = 100$ kPa.....	80
3.5.2 Contrainte normale $\sigma_n = 200$ kPa.....	82
3.5.3 Contrainte normale $\sigma_n = 300$ kPa.....	84
3.6 Effets combinés de D_{max} et de w_{opt} sur la réponse mécanique en termes de résistance au cisaillement maximale.....	86
3.7 Variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et teneur en cendres volantes	87
3.8 Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de D_{max} et FA	89

3.9	Corrélations de (γ_{dmax}) , (τ_{max}) et (ϕ) avec les rapports granulométriques	91
3.9.1	Corrélation entre la densité sèche maximale et les rapports granulométriques...91	
3.9.1.1	Influence du rapport granulométrique efficace (P_{R10}).....	91
3.9.1.2	Influence du rapport granulométrique moyen (P_{R50}).....	92
3.9.2	Corrélation entre la résistance au cisaillement maximale et les rapports granulométriques	93
3.9.2.1	Influence du rapport granulométrique efficace (P_{R10}).....	93
3.9.2.2	Influence du rapport granulométrique moyen (P_{R50}).....	95
3.9.3	Corrélation entre l'angle de frottement interne et les rapports granulométriques... 97	
3.10	Conclusion.....	98

CHAPITRE 4

EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS SABLEUX

4.1	Introduction	102
4.2	Comportement mécanique des sols testés	103
4.2.1	Sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm).....	103
4.2.2	Sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm).....	105
4.2.3	Sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)	106
4.3	Résistance au cisaillement maximale et résiduelle des sols testés	108
4.4	Indice d'amélioration	113
4.5	Etude des angles de frottement et de dilatance maximaux des sols testés	115
4.5.1	Angle de frottement maximal.....	115
4.5.2	Angle de dilatance maximal	117
4.6	Contrainte-dilatance des sols testés.....	120
4.7	Prédiction de l'excès de l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal	123
4.8	Effets du rapport du diamètre des grains.....	127
4.8.1	Angle de frottement maximal en fonction du rapport du diamètre des grains	127

4.8.2 Effet du rapport du diamètre des grains sur l'angle de dilatance maximal	129
4.9 Conclusion.....	131

CHAPITRE 5

EFFETS DE LA MOUSSE DE POLYURETHANE SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION NON CONFINEE DES MELANGES SABLE-CENDRES VOLANTES

5.1 Introduction	134
5.2 Influence de la mousse de polyuréthane	135
5.3 Impact de la taille maximale des grains	140
5.4 Effets de la teneur en cendres volantes	143
5.5 Etude de la contrainte maximale et résiduelle.....	147
5.5.1 Contrainte maximale	147
5.5.2 Contrainte résiduelle	148
5.6 Influence de la taille maximale des grains et PFC sur la résistance au cisaillement	150
5.7 Taux d'amélioration.....	152
5.8 Absorption d'énergie et capacité de déformation	154
5.8.1 Module d'élasticité.....	154
5.8.2 Module sécant	155
5.8.3 Corrélation entre le module d'élasticité et le module sécant	156
5.9 Prédiction de la résistance à la compression non confinée	157
5.9.1 Relation RCN-teneur en cendres volantes.....	157
5.9.2 Relation RCN-teneur en polyuréthane	159
5.9.3 Relation RCN-indice du facteur de cendres volantes.....	160
5.9.4 Relation RCN-indice du facteur de polymère	162
5.9.5 Corrélation RCN mesurée-RCN prédite	163
5.9.6 Corrélation RCN-propriétés de la forme des grains	164
5.9.7 Corrélation RCN-propriétés granulométriques	167

5.9.8 Corrélation RCN mesurée-RCN prédite considérant l'effet des caractéristiques morphologiques (taille et forme des grains).....	168
5.10 Conclusion.....	171
Conclusion générale et perspectives	174
Références bibliographiques	179

الملخص

في أعمال الطرق، غالبًا ما تكون التربة مادة بناء، سواءً كانت تستخدم لبناء سدود الطرق أو لبناء طبقات الطريق. على أي حال، يتم السعي إلى أن تكون للتربة خصائص فيزيائية وهيدروليكية وميكانيكية جيدة حتى لا تواجه الأعمال المنتجة خطر التمزق والانهييار أو التعب أو التشوه المفرط أو الانكماش. إن العواقب الوخيمة لهذه الظواهر من حيث الخسائر البشرية والاقتصادية تؤكد أهمية دراسة السلوك الميكانيكي لهذه المواد، والتحقق في عدم استقرارها هو مجال ذو أهمية حيوية في مجال الأشغال العمومية. تهدف الدراسة المختبرية الحالية إلى تطوير فهم أساسي للسلوك الميكانيكي بهدف تحديد العوامل المؤثرة التي تؤدي إلى عدم استقرار التربة الحبيبية المعاد تشكيلها في المختبر بمحتويات دقيقة مختلفة، مؤشر الفراغات، خصائص حجم الجسيمات باستخدام طرق مختلفة (الكثافة النسبية الأولية، مؤشر الفراغات وحجم الجسيمات الخ...). الهدف الرئيسي من هذا البحث هو إعادة توزيع حبيبات ذات أحجام وأشكال مختلفة من التربة المحسنة التي سيتم استخدامها لبناء سد الطرق أو في تكوين طبقات الطرق المختلفة ووضع تصنيف التربة في منطقة الشلف من حيث تقييم احتمالات عدم الاستقرار وتقديم توصيات فيما يتعلق باستراتيجية تصميم الهياكل الأساسية للطرق بهدف ضمان سلامتها واستقرارها واستدامتها.

الكلمات المفتاحية: مقاومة القص، تحسين التربة، مؤشر الفراغات، حجم وشكل الحبيبات، عدم الاستقرار.

Abstract

In road works, the soil is often considered as a construction material, whether it is used into road embankments or used in road layers. In one or the other, it is sought that the soil exhibits good physical, hydraulic and mechanical characteristics so that the realized infrastructures do not present a risk of rupture and collapse, fatigue, excessive deformation or settlements. The disastrous consequences of these phenomena that may lead to human and economic losses underline the necessity of studying the mechanical behavior of these materials for the purpose to identify the different forms of their instability becoming as a crucial issue in the field of public works. The present laboratory study aims to develop a fundamental understanding of the mechanical behavior with a view of identifying the influencing parameters inducing, thus, the instability aspect of these granular soils reconstituted in the laboratory with different fines contents, void ratios, particle size characteristics using different approaches (initial relative density, global void ratio and the granulometric...etc). Indeed, the main objective of this research is to reconstitute a distribution of grains of different sizes and shapes of improved soil which will be used in the construction of road embankments or in the constitution of the different layers of roadway, develop a classification of soils for the Chlef region in terms of assessing the potential for instability and make recommendations regarding the designing strategy of transportation infrastructures with a view of ensuring their safety, stability and sustainability.

Key words: Shear strength, improved soil, void ratio, grain size and shape, instability.

Résumé

Dans les travaux routiers, le sol constitue souvent un matériau de construction, qu'il soit utilisé pour l'édification du remblai routier ou qu'il serve à la constitution des différentes couches de la chaussée. Dans l'un ou l'autre, on cherche à ce que le sol présente de bonnes caractéristiques physiques, hydrauliques ou mécaniques afin que les infrastructures de transport réalisées ne présentent pas de risque de rupture, d'effondrement, de fatigue, de déformations excessives ou de tassements. Les conséquences désastreuses de ces phénomènes en termes de pertes humaines et économiques soulignent l'importance de l'étude du comportement mécanique de ces matériaux et dont l'investigation de leur instabilité constitue un champ d'une importance vitale dans le domaine de travaux publics. La présente étude en laboratoire vise à développer une compréhension fondamentale du comportement mécanique en vue d'identifier les paramètres influents induisant ainsi, tous les cas d'instabilité des sols granulaires reconstitués en laboratoire avec différentes teneurs en fines, indice des vides, caractéristiques granulométriques en utilisant les différentes approches (densité relative initiale, l'indice des vides et granulométrie etc...). En effet, l'objectif principal de cette recherche est la reconstitution d'un sol amélioré qui sera utilisée pour l'édification du remblai routier ou dans la constitution des différentes couches de chaussée et d'élaborer une classification des sols de la région de Chlef en termes d'évaluation du potentiel d'instabilité et faire des recommandations en relation avec la stratégie de conception des infrastructures routières en vue d'assurer leur sécurité, stabilité et pérennité.

Mots clés : Résistance au cisaillement, sol amélioré, indice des vides, taille et forme des grains, instabilité.

Notations

a, b, c	Coefficients d'équations ;
A_f	Angularité de cendres volantes ;
A_{hs}	Angularité du sable ;
AR_f	Rapport d'aspect de cendres volantes ;
AR_{hs}	Rapport d'aspect du sable ;
CBR	California bearing ratio, Indice portant ;
C_c	Coefficient de courbure ;
CDW	Déchets de construction et de démolition ;
C_e	Teneur en ciment ;
CKD	Poussière de four à ciment ;
CPT	Sondage au pénétromètre statique ;
CSR	Rapport de contrainte cyclique ;
C_u	Coefficient d'uniformité ;
C_{xf}	Convexité de cendres volantes ;
C_{xhs}	Convexité du sable ;
D_{10}	Diamètre efficace ;
D_{10m}	Diamètre efficace du mélange ;
D_{10s}	Diamètre efficace du sable ;
D_{50}	Diamètre moyen ;
D_{50m}	Diamètre moyen du mélange ;
D_{50s}	Diamètre moyen du sable ;
DC	Compactage dynamique ;
D_{max}	Diamètre maximal ;
DXG	Gomme de xanthane déshydratée ;
e	Indice des vides ;
E	Module d'élasticité ;
e_{max}	Indice des vides maximal ;
e_{min}	Indice des vides minimal ;
E_s	Module sécant ;
FA	Teneur en cendres volantes ;
GGBFS	Laitier granulé de hauts fourneaux ;
GG	Gomme de gellane ;

G-GTR	Gravier-caoutchouc de pneus granulés ;
G_{\max}	Module de cisaillement maximal ;
G_s	Gravité spécifique ;
H/D	Rapport de hauteur sur diamètre d'échantillon ;
HXG	Gomme de xanthane hydratée ;
I_{FF}	Indice du factor de cendres volantes ;
I_{PF}	Indice du factor de polymère ;
I_R	Taux d'amélioration ;
Li	Teneur en chaux ;
MDD, $\gamma_{d\max}$	Densité sèche maximale ;
MPT	Sondage au pressiomètre ;
N	Charge verticale ;
n	Porosité ;
OMC, w_{opt}	Teneur en eau optimale ;
OR_f	Régularité globale de cendres volantes ;
OR_{hs}	Régularité globale du sable ;
PFA	Mousse de polyuréthane ;
PF_c	Teneur en mousse de polyuréthane ;
PR_{10}	Rapport granulométrique efficace ;
PR_{50}	Rapport granulométrique moyen ;
PSS	Stabilisateur de sol en polymère ;
Pz	Teneur en pouzzolane ;
q_u	Contrainte maximale ;
q_{uo}	Contrainte maximale de mélange de référence ;
R	Angularité ;
R^2	Coefficient de corrélation ;
RCN, UCS	Résistance à la compression non confinée ;
R_{com}	Angularité combinée ;
RDC	Compactage dynamique par roulement ;
R_{psi}	Indice d'amélioration ;
S	Sphéricité ;
S_{com}	Sphéricité combinée ;
S_f	Sphéricité de cendres volantes ;
S_{hs}	Sphéricité du sable ;

SP	Sable mal gradué ;
SPT	Sondage au pénétromètre à carotte ;
S_r	Degré de saturation ;
T	Force de cisaillement ;
TRC	Teneur en caoutchouc ;
VRC	Volumétriques teneurs en caoutchouc ;
x	Rapport de diamètre des grains ;
XG	Gomme de xanthane ;
σ_a	Contrainte axiale ;
σ_n	Contrainte normale ;
σ_{res}	Contrainte résiduelle ;
τ	Contrainte de cisaillement ;
τ_{max}	Résistance au cisaillement maximale ;
τ_{ps}	Résistance au cisaillement maximale du sable non traité ;
τ_{res}	Résistance au cisaillement résiduelle ;
τ_u	Résistance au cisaillement obtenue de l'essai de compression ($\tau_u=q_u/2$) ;
ϕ	Angle de frottement interne ;
ϕ_{ex}	Excès de l'angle de frottement ;
$\phi_{ex(M)}$	Excès de l'angle de frottement mesuré ;
$\phi_{ex(p)}$	Excès de l'angle de frottement prédit ;
ϕ_{max}	Angle de frottement maximal (au pic) ;
ψ_{max}	Angle de dilatance maximal ;
$\psi_{max(M)}$	Angle de dilatance maximal mesuré ;
$\psi_{max(p)}$	Angle de dilatance maximal prédit ;
ΔH	Déplacement horizontal ;
ΔV	Déplacement vertical ;
α	Indice de dilatance ;
ε_a	Déformation axiale ;
ε_f	Déformation au point de fracture ;
ε_u	Déformation au pic ;
γ_d	Densité sèche ;
ω, w	Teneur en eau.

Introduction générale

Introduction générale

Avec la demande incessante d'apport de matériaux granulaires dans des applications en géotechnique routière, leur valorisation est devenue un défi majeur pour les chercheurs quant à leur mise en œuvre dans la réalisation des infrastructures de transport. En effet, l'utilisation de ces matériaux dans la réalisation d'infrastructures routières constitue une solution innovante pour améliorer d'une part la gestion des ressources naturelles et d'autre part constituer une nouvelle source d'approvisionnement de matériaux dans l'édification des remblais routiers. Ces matériaux constituant les couches de sol appelées à recevoir les différents ouvrages sont à l'origine d'un certain nombre de catastrophes naturelles telles que les glissements de terrain, les avalanches et les boues torrentielles. Les ramifications humaines et économiques de ces événements soulignent la nécessité d'étudier le comportement mécanique de ces matériaux, dont l'objectif principal est la recherche de la stabilité. La variété de ces phénomènes naturels nécessite le développement de nouvelles méthodologies capables de les étudier et de les comprendre.

L'étude expérimentale des sols in situ ou en laboratoire permet de comprendre les différentes caractéristiques de ces matériaux ainsi que leurs comportements en réponse à des sollicitations de terrain. L'amélioration de l'aspect qualitatif des sols instables est un des thèmes auquel s'intéresse cette recherche. L'intérêt et l'importance de la caractérisation des sols instables peuvent être évalués par les dommages matériels et humains qui ont été enregistrés au cours des années précédentes (Cherif Taiba, 2017).

L'amélioration, le traitement ou le renforcement des sols comme étant un matériau de construction est devenu une technique courante dans de nombreux pays pour résoudre beaucoup de problèmes d'instabilité, en particulier lorsqu'un ouvrage est fondé nécessairement sur un site caractérisé par des sols problématiques et dans des conditions géotechniques difficiles. De nombreux développements récents en matériaux et de méthodes de conception ont rendu les technologies d'amélioration ou traitement des sols plus efficaces, efficientes et économiques. Cependant, pour la plupart des technologies d'amélioration ou traitement des sols, la pratique est en avance par rapport à la théorie. Certains entrepreneurs ont mis au point des technologies, des méthodes de conception et des techniques de construction qui leur sont propres afin de bénéficier d'avantages concurrentiels (Han, 2015).

Les géomatériaux améliorés sont les géomatériaux traités hydrauliquement, mécaniquement, chimiquement ou biologiquement. Par exemple, les fibres peuvent être

mélangées mécaniquement avec du sable ou de l'argile pour former un sol renforcé par des fibres. De la chaux ou du ciment peuvent être ajoutés pour stabiliser ou traiter un sol présentant de mauvaises caractéristiques géotechniques. Des bactéries dénitrifiantes peuvent être introduites dans le sol pour générer de minuscules bulles d'azote gazeux inertes afin de réduire le degré de saturation du sable (He et al., 2013), induisant ainsi, la réduction du potentiel de liquéfaction du sable. Les géomatériaux améliorés sont souvent les produits finaux de l'amélioration ou traitement des sols instables. En effet, leur utilisation est très favorable pour résoudre beaucoup de problèmes dans différentes applications en géotechnique.

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier les possibilités d'améliorer ou de traiter le sable de Chlef considérant les paramètres de la teneur en fines, la teneur en eau, la densité sèche, la taille et la forme des grains. À cet égard, nous avons réalisé des essais de compactage et de cisaillement direct sur du sable de différentes tailles, combiné à des pourcentages variables de cendres volantes (deux méthodes de préparation sont adoptées : damage humide et pluviation à sec), suivis d'essais de compression non confinée sur des mélanges sable-cendres volantes traités par la mousse de polyuréthane. Un autre objectif de cette recherche est le développement de certaines équations empiriques à la base des résultats des essais expérimentaux obtenus pour faciliter la prédiction des différents comportements des sols granulaires à l'étude.

Le présent manuscrit est subdivisé en cinq chapitres abordant les différents points développés au cours de cette thèse :

- À travers le premier chapitre, nous présentons une revue bibliographique à partir d'articles de la littérature publiée sur les recherches expérimentales effectuées sur les matériaux granulaires en général, et sur le sable en particulier, à des fins de traitement, d'amélioration ou de renforcement.
- Dans le deuxième chapitre, nous illustrons les dispositifs expérimentaux que nous avons utilisés dans notre programme d'essais. Nous donnons également les modes opératoires utilisés pour la préparation, et l'écrasement des échantillons.
- Nous avons consacré le troisième chapitre pour présenter et analyser les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais Proctor normal, fréquemment réalisés dans le domaine de la géotechnique routière, et particulièrement dans l'édification des infrastructures de transport. Nous présentons aussi les résultats des essais de cisaillement

direct sur échantillons préparés par la méthode de damage humide (utilisant les coordonnées à l'optimum Proctor normal).

- Le quatrième chapitre est consacré à la présentation des résultats d'essais de cisaillement direct menés sur trois classes de sable de Chlef traité aux cendres volantes utilisant la méthode de pluviation à sec. De plus, des corrélations reliant les différents paramètres ont été proposées.
- Un cinquième chapitre comporte les résultats des essais de compression non confinée réalisés sur le sable de Chlef traité par la mousse de polyuréthane et teneur en cendres volantes.
- Enfin, à la lumière des résultats obtenus et de l'interprétation de ces résultats, des conclusions sont données, et des perspectives sont proposées pour compléter ce travail.

Chapitre 1

**Recherche bibliographique sur les sols
améliorés**

Dans ce chapitre, une revue de la littérature a été menée sur les travaux existants pour évaluer en particulier l'éventuelle influence des différents types de renforcement, de traitement et d'amélioration sur le comportement physico-mécanique des sols granulaires, comme les paramètres de compactage, de résistance au cisaillement et de durabilité des différents sols. En outre, une attention particulière a été réservée aux avantages de l'utilisation des polymères et biopolymères par rapport aux additifs chimiques traditionnels tels que la chaux, le ciment, les matériaux pouzzolaniques et d'autres produits agissant favorablement sur les sols par leur potentiel chimique ont été également présentés.

1.1 Introduction

Les matériaux granulaires sont largement répandus dans la nature et sont particulièrement pertinents dans le domaine de l'ingénierie géotechnique ; ils comprennent les dépôts de glissements de terrain, les sols granulaires (sols à grains fins ou à gros grains), les matériaux de remplissage/de construction utilisée pour les barrages en terre et en roche, et d'autres applications. Les divers matériaux granulaires utilisés en géotechnique présentent une composition, une distribution granulométrique, une teneur en eau, une gravité spécifique et d'autres propriétés physiques/mécaniques différentes. Bien que les propriétés physiques/mécaniques des matériaux granulaires soient très complexes et difficiles à déterminer, il existe des corrélations implicites potentielles entre la distribution granulométrique et les propriétés physiques/mécaniques des matériaux granulaires. La découverte de ces corrélations implicites est très importante pour comprendre le comportement physique/mécanique des matériaux granulaires (Chen et al., 2018).

Dans de nombreuses situations, les conditions du sol et les matériaux du terrain ne conviennent pas au développement suggéré ou planifié. Dans ces cas, l'ingénieur géotechnicien doit réfléchir soigneusement à la manière de répondre aux préoccupations potentielles par des solutions viables. La modification des matériaux terrestres ou la stabilisation des sols peuvent contribuer à atteindre les objectifs visés, à savoir garantir des qualités et/ou des réponses techniques acceptables pour un large éventail d'applications et d'environnements. Selon les conditions de départ du sol, les qualités du sol et les résultats souhaités. L'ingénieur peut choisir parmi une variété de solutions d'amélioration du sol et de stabilisation du sol pour aider à résoudre les difficultés telles que les mauvaises conditions du site, les caractéristiques insuffisantes du sol, l'atténuation éventuelle des problèmes ou les travaux correctifs (Nicholson, 2015).

Dans les travaux routiers, les chaussées sont un conglomérat de matériaux. Ces matériaux, leurs propriétés associées et leurs interactions déterminent les propriétés de la chaussée résultante. Ainsi, une bonne compréhension de ces matériaux, de la façon dont ils sont caractérisés et de leurs performances est fondamentale pour comprendre les chaussées. Les matériaux utilisés dans la construction des routes sont d'un grand intérêt pour l'ingénieur routier. Cela nécessite non seulement une compréhension approfondie des propriétés du sol et des agrégats qui affectent la stabilité et la durabilité de la chaussée, mais aussi des liants qui peuvent être ajoutés pour améliorer les différentes caractéristiques de la chaussée.

Les propriétés souhaitables du sol de fondation en tant que matériau routier sont :

- Stabilité ;
- Incompressibilité ;
- Pérennité de la résistance au cisaillement ;
- Changements minimaux de volume et de stabilité dus aux conditions climatiques défavorables et présence d'eau souterraine ;
- Bon drainage, et l'exécution adéquate de compactage.

1.2 Instabilité des sols

Un sol instable peut être défini comme un sol qui ne reste pas en place de lui-même et qui nécessite donc un soutien supplémentaire. Il convient de noter qu'un sol instable peut menacer la stabilité, la sécurité et la sûreté des infrastructures et peut endommager, dégrader, voire détruire un certain nombre de structures, telles que des bâtiments, des ponts et des routes.

Les effondrements peuvent se produire naturellement dans le cadre des mouvements constants de la croûte terrestre. Il peut être exacerbé par des problèmes tels que le compactage du sol, la perte d'eau du sol, l'excavation excessive ou l'érosion. L'instabilité du sol provoque un effondrement et, souvent, les dommages peuvent sembler s'inverser lorsque le sol se déplace d'avant en arrière au fil du temps.

Le Tableau suivant résume les causes principales de l'instabilité des sols (d'après Alchemy ; Mainmark) :

Tableau 1 – Causes d'instabilité des sols

Cause	Description
Érosion	L'érosion fait référence aux processus par lesquels des éléments externes (vent, eau, etc.) enlèvent le sol ou la roche d'un certain endroit et le transportent vers un autre endroit. Il existe différents types d'érosion, notamment l'érosion fluviale et l'érosion par les mouettes, l'érosion éolienne et l'érosion attribuée à l'activité humaine. L'érosion finit par déstabiliser le sol et peut entraîner des glissements de terrain et des dolines.

Gel et dégel	<p>Les processus de gel et de dégel accélèrent essentiellement les processus d'érosion. Le temps froid fait geler l'eau emprisonnée dans de minuscules fissures. Lorsque cette eau gèle, elle se dilate, poussant ensuite sur les roches et les brisant en plus petits morceaux. Au fur et à mesure que les processus de gel et de dégel se poursuivent, les roches et les sédiments sont continuellement décomposés.</p>
Mauvais compactage	<p>L'une des causes les plus courantes d'instabilité du sol est le mauvais compactage. Dans certains cas, certains types de sol sont tout simplement très meubles et ne se compactent donc pas d'une manière efficace. La cause en est généralement un déséquilibre entre les éléments constitutifs (minéraux, matériaux organiques, eau gaz etc.). Par exemple, un sol argileux à très forte teneur en eau deviendra inévitablement instable, car il sera incroyablement difficile à compacter. De même, les sols à forte teneur en sable seront difficiles à compacter.</p>
Décomposition	<p>Lorsqu'un sol contient une forte concentration de matières organiques, comme la terre végétale et les matières végétales, il se décompose, ce qui le rend instable. Cela est dû au fait que les matières organiques changent rapidement de forme et de masse lorsqu'elles se décomposent dans le sol. En fait, jusqu'à 90% de la matière organique disparaît au cours du processus de décomposition.</p>
Types de sol	<p>Le sol argileux peut se rétracter, se fissurer et se déplacer par temps chaud, puis se dilater par temps plus humide. Après une sécheresse, le sol sablonneux ou de gravier fin est beaucoup plus sec et se déplace plus facilement, ce qui peut avoir un impact sur les semelles des bâtiments.</p>
Excès d'eau	<p>Les drains et les conduites d'eau qui fuient ou les tuyaux d'eau qui éclatent peuvent emporter ou ramollir le sol, ce qui entraîne son compactage sous le poids de la fondation.</p>
Racines d'arbres	<p>Les arbres et les arbustes voisins absorbent l'eau à l'aide de leurs racines, ce qui entraîne des mouvements dans le sol, car ils absorbent l'eau du sol et se développent.</p>
Conditions météorologiques extrêmes et saisonnières	<p>Les catastrophes naturelles telles que les inondations, les sécheresses et les tremblements de terre affectent les niveaux d'eau du sol, en particulier l'argile, qui se comprime et se dilate, entraînant un mouvement excessif des fondations. L'érosion est une autre cause naturelle.</p>

Une conception défectueuse des fondations ou un compactage inadéquat du sol pendant la construction entraîne un mouvement de la structure lorsqu'elle se tasse. Les propriétés plus anciennes peuvent avoir des semelles et des fondations moins profondes, d'où un mouvement plus important.

Vibrations causées par des travaux de construction ou des activités de machinerie à proximité, comme le forage ou l'empilage, ou par une circulation routière intense, qui entraînent le déplacement des grains de sol et affaiblissent le sol. L'extraction de ressources liquides, gazeuses ou minérales du sol affecte la stabilité et peut provoquer des vides et des dolines.

1.3 Techniques d'amélioration et de modification structurale des sols

Au cours des dernières décennies, la nécessité d'utiliser des terrains de qualité de plus en plus médiocre pour les travaux de génie civil n'a fait que croître. D'une part, l'expansion des grandes métropoles a progressivement nécessité la construction de fondations, d'excavations massives et de tunnels sur des terrains auparavant non aménagés, qui sont souvent les plus pauvres. D'autre part, le sol, une denrée bon marché, est devenu un matériau de construction de plus en plus important, l'utilisation de sols de mauvaise qualité étant recherchée pour des raisons économiques.

En conséquence, diverses approches ont été développées pour améliorer les propriétés mécaniques globales des sols en place ou transportées. On peut distinguer deux types de procédures : I) celles dans lesquelles la structure du sol est renforcée, en particulier au niveau des contacts entre les grains, par un additif, un liant ou un coulis, ou modifiée par la suppression des espaces entre les grains, pour atteindre un état plus dense ; ce sont les techniques d'amélioration des sols ; II) les techniques de renforcement sont lesquels des éléments structurels sont introduits dans le sol pour en augmenter principalement la résistance mécanique (Schlosser, 1997).

L'amélioration du sol peut être entreprise par une variété de techniques d'amélioration du sol telles que le compactage, le renforcement, le drainage et l'ajout de matériaux naturels et synthétiques ou une combinaison de méthodes physiques et chimiques (Abbasi & Mahdieh, 2018). La chaux, le ciment et les matériaux pouzzolaniques sont les matériaux de construction les plus courants qui sont largement utilisés pour le traitement des sols. Récemment,

différentes technologies modernes telles que les nanoparticules ont été utilisées pour stabiliser les sols (Abbasi et al., 2018).

La stabilisation mécanique est le processus qui consiste à améliorer les propriétés du sol en modifiant sa granulométrie. Ce processus comprend le compactage et la densification du sol par l'application d'énergie mécanique à l'aide de différents types de rouleaux, de pilons, de techniques de vibration et parfois de dynamitage. Les matériaux du sol stabilisé acquièrent une résistance supérieure, une perméabilité inférieure et le rend incompressible en comparaison au sol naturel (Afrin, 2017).

1.3.1 Domaine d'application

Les objectifs d'ingénierie typiques sont : (1) l'augmentation de la résistance au cisaillement, de la durabilité, de la rigidité et de la stabilité ; (2) l'atténuation des propriétés indésirables (par exemple, le potentiel de retrait/gonflement, la compressibilité, la liquéfaction) ; (3) la modification de la perméabilité, c'est-à-dire la vitesse d'écoulement des fluides à travers un milieu ; et (4) l'amélioration de l'efficacité et de la productivité par l'utilisation de méthodes permettant de gagner du temps et de l'argent. Chacun de ces grands objectifs d'ingénierie fait partie intégrante des conceptions de base, quotidiennes, du domaine de l'ingénieur géotechnicien. L'ingénieur doit déterminer la meilleure façon d'atteindre le(s) objectif(s) souhaité(s) en proposant une solution viable pour chaque projet rencontré. Les méthodes d'amélioration du sol offrent un choix diversifié d'approches pour résoudre ces défis.

Dans de nombreux cas, l'utilisation de techniques d'amélioration des sols a fourni des alternatives économiques à des solutions d'ingénierie plus conventionnelles ou a rendu réalisables certains projets qui auraient été abandonnés auparavant en raison de coûts excessifs ou de l'absence de solutions physiquement viables.

La Figure 1.1 illustre diverses méthodes d'amélioration du sol adaptées à des catégories de granulométrie du sol. Cette simple figure illustre la dépendance fondamentale de l'applicabilité de l'amélioration du sol au type de sol et à la granulométrie.

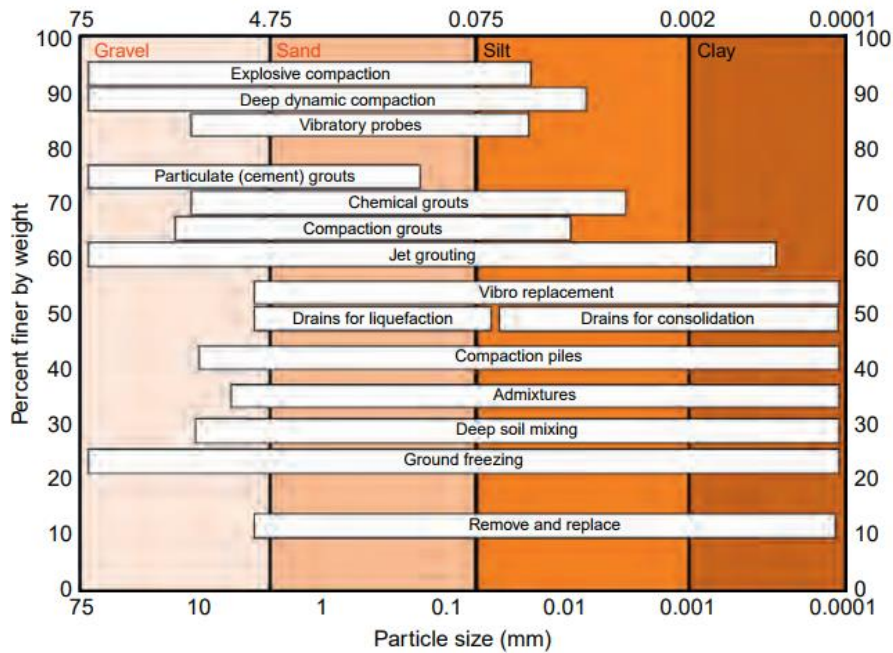


Figure 1.1 : Méthodes d'amélioration des sols applicables à différentes catégories du sol (Nicholson, 2015).

1.3.2 Amélioration des sols

La méthode la plus courante d'amélioration des sols et/ou des terrains est la densification. La plupart des propriétés techniques fondamentales et souhaitées des sols peuvent être obtenues et/ou améliorées en créant un emballage plus dense des grains de sol. Il s'agit notamment de la résistance au cisaillement du sol (essentielle pour la capacité portante des fondations, la stabilité des pentes, l'atténuation de la liquéfaction, etc.), de la réduction de la compressibilité et du tassement, de l'augmentation de la rigidité, de la résilience et de la durabilité, de la réduction de la perméabilité, etc. Selon l'approche et l'équipement utilisés, la densification peut s'appliquer à un large éventail de types de sols et de conditions de site, y compris les sédiments marins mous à grain fin, les sables liquéfiables, les remblais hétérogènes, les dolines, les déchets municipaux et même les déchets nucléaires de faible activité (Nicholson, 2015).

1.3.2.1 Effets du compactage

Le compactage du sol est une méthode courante pour améliorer le sol à usage technique. Après le compactage, La densité et la capacité portante du sol augmentent, ce qui signifie que le sol est plus solide et plus rigide, ce qui permet de réduire les tassements et d'améliorer les performances (Chen et al., 2021a).

L'essai de compactage est largement utilisé dans de nombreuses applications d'ingénierie géotechnique dans le but d'augmenter la densité du sol et par conséquent de diminuer la teneur en vides d'air (Ören, 2014).

Dans la construction de remblais d'autoroutes, de barrages en terre et de nombreux autres ouvrages d'art, les sols meubles doivent être compactés pour augmenter leur poids unitaire. Le compactage augmente les caractéristiques de résistance des sols, ce qui accroît la capacité portante des fondations construites sur ces sols. Le compactage réduit également le tassement indésirable des structures et augmente la stabilité des pentes des remblais (Das & Sivakugan, 2016).

Dans l'étude menée par (Brito Da Silva et al., 2021), trois matériaux ont été compactés en laboratoire en utilisant l'énergie Proctor intermédiaire et modifiée pour l'application de la couche de base et de la couche de fondation. Les courbes de compactage obtenues dans les énergies intermédiaire et modifiée pour le sol, le CDW (Déchets de construction et de démolition) et les mélanges sol-CDW sont présentées dans la Figure 1.2. Ils ont observé que pour le sol et le mélange sol-CDW, l'augmentation de l'énergie a déplacé les courbes vers le haut et vers la gauche, augmentant le poids unitaire sec maximum et diminuant la teneur en eau optimale. Ce comportement est attendu pour les matériaux géotechniques, ainsi que le parallélisme des courbes de saturation. Ils ont observé également dans la Figure 1.2a que, pour l'échantillon de CDW compacté dans l'énergie modifiée, de légères modifications du poids unitaire sec maximal ont été trouvées. Dans la Figure 1.2b, la forme traditionnelle des courbes de compactage a été trouvée seulement pour l'énergie intermédiaire pour le matériau CDW. Ce comportement, dans lequel l'eau n'affecte pas le poids unitaire sec du CDW. Ce comportement est lié à l'absorption élevée d'eau des matériaux et à la présence de surfaces lisses, et ces deux paramètres ont tendance à contrôler la forme des courbes de compactage pour les matériaux du CDW.

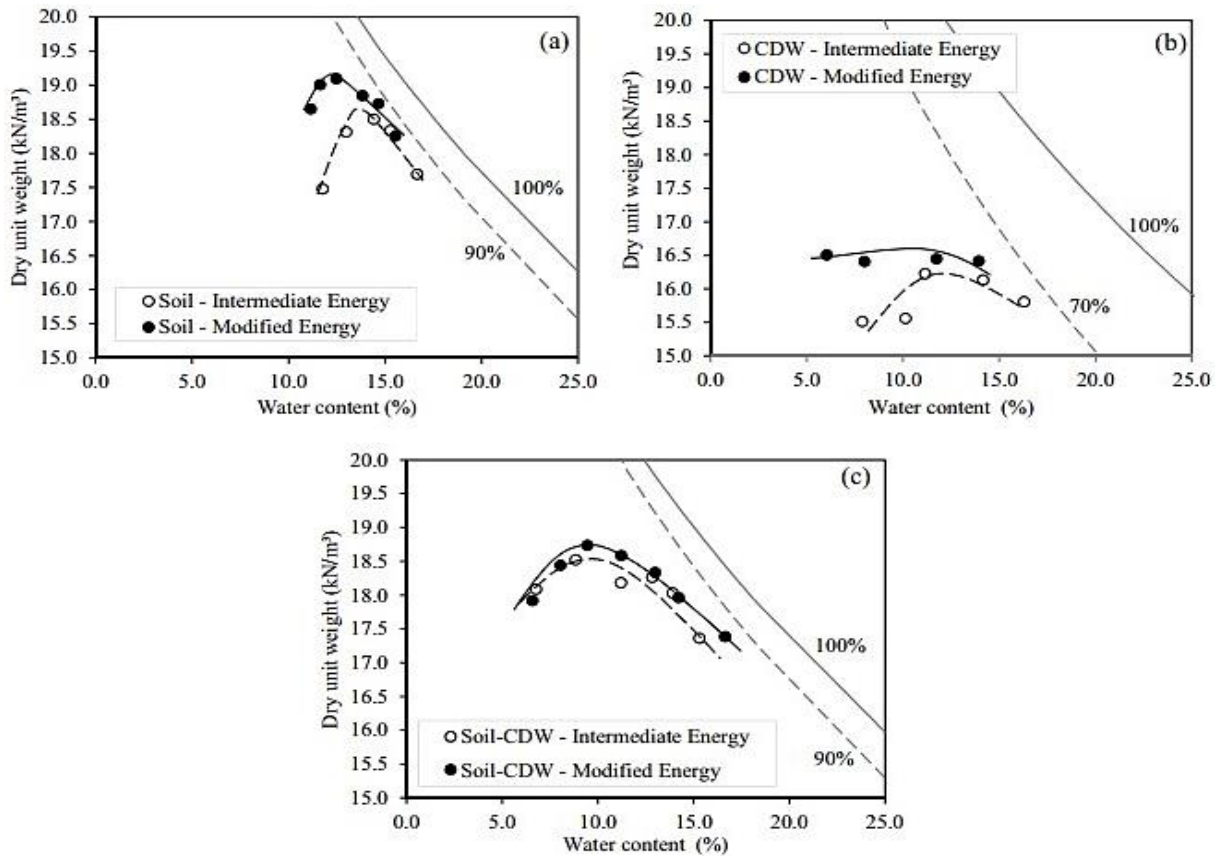


Figure 1.2 : Courbes de compactage avec différentes énergies : (a) sol ; (b) CDW ; (c) sol-CDW (Brito Da Silva et al., 2021).

1.3.2.2 Effets du compactage dynamique

La technologie d'amélioration du sol la plus souvent utilisée est le compactage dynamique (DC). Initialement, les matériaux sablonneux et granulaires secs étaient les types de sols les plus couramment évalués pour l'amélioration par compactage dynamique (Ménard & Broise, 1975).

Le compactage dynamique consiste à compacter le sol et à réduire l'indice de vide en laissant tomber une masse de 80 à 150 kN d'une hauteur de chute variable de 10 à 15 m (Dhouib et al., 2004).

Le compactage dynamique est une méthode rentable de compactage du sol par laquelle un poids lourd est soulevé et laissé tomber de manière répétée depuis une hauteur, impactant la surface du sol avec une énergie d'impact déjà calculée (Figures 1.3). Les coûts seraient d'environ 2/3 de ceux des colonnes ballastées, avec des économies allant jusqu'à 50% par rapport aux autres alternatives de densification en profondeur (Nicholson, 2015).

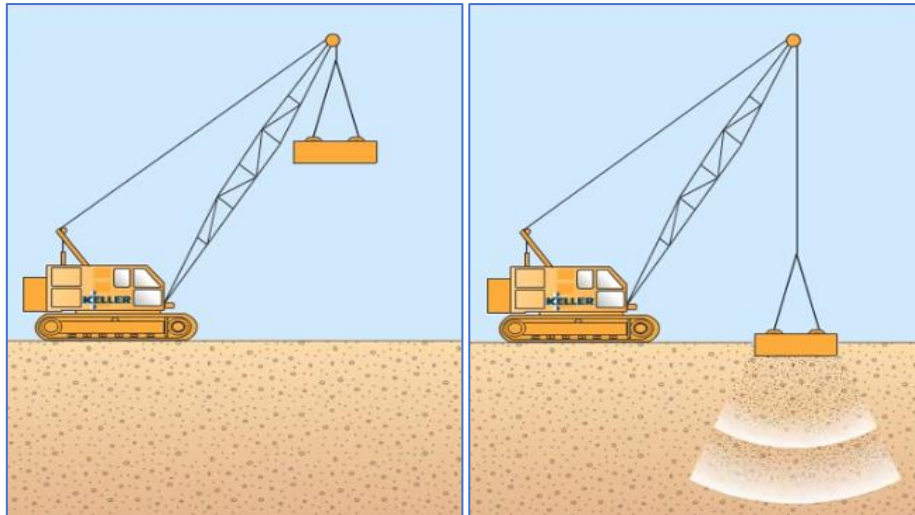


Figure 1.3 : Schématique du compactage dynamique (d'après Keller-france).

(Feng et al., 2011) ont réalisé des essais sur le terrain pour déterminer les facteurs d'influence du compactage dynamique. Des tests de déformation ont été effectués pour déterminer l'espacement rationnel des impacts et le nombre optimal de diminutions et pour fournir des preuves de l'ajustement de la procédure originale de DC. Sur la base de leurs résultats, après le traitement DC, la capacité portante du sol admissible et la profondeur d'amélioration sur le site ne sont pas inférieures à 270 kPa et 7.4 m, respectivement, répondant aux exigences de conception, le temps de retard entre les passages est déterminé comme étant de 4 jours sur ce site, assez pour permettre à l'excès de pression d'eau interstitielle de se dissiper complètement, ensuite couplé avec la consolidation initiale et le compactage du sol. En outre, la méthode de compactage dynamique s'avère efficace pour améliorer les sols granulaires lâches à grain moyen (Figure 1.4).

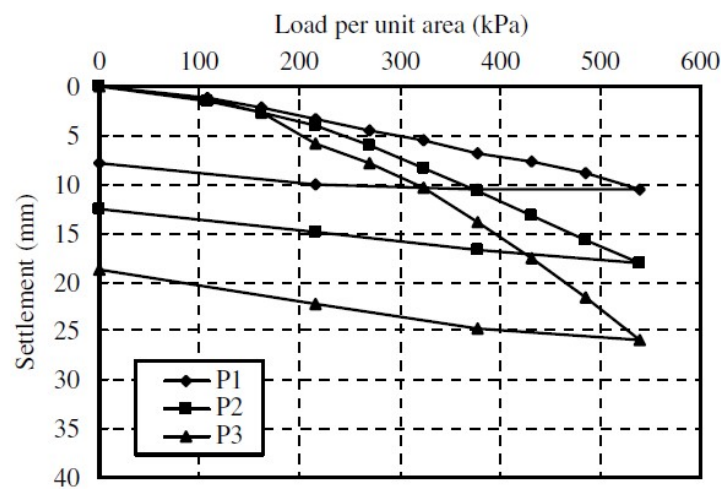


Figure 1.4 : Courbes charge-tassement (Feng et al., 2011).

1.3.2.3 Effet du compactage dynamique par roulement

(Chen et al., 2021a) ont noté que le compactage dynamique par roulement (RDC) est une méthode de compactage dynamique relativement nouvelle qui est devenue de plus en plus populaire ces dernières années. Elle consiste à remorquer un module lourd (6-12 tonnes) et non circulaire (à 3, 4 et 5 côtés) (Figure 1.5) derrière un tracteur pour réaliser le compactage du sol. Le module tourne autour de son angle et tombe pour faire choc avec le sol. L'énergie mécanique induite par le rouleau augmente la densité du sol en réorganisant les grains du sol et en réduisant les vides dans le sol (Figure 1.6). Par rapport aux techniques classiques de compactage statique et vibratoire, le RDC améliore le sol sur une plus grande profondeur, généralement entre 1 et 3 m, selon le type de sol et les conditions du terrain.

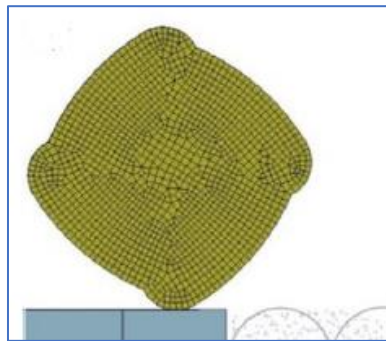


Figure 1.5 : Module de compactage dynamique par roulement (Chen et al., 2021a).

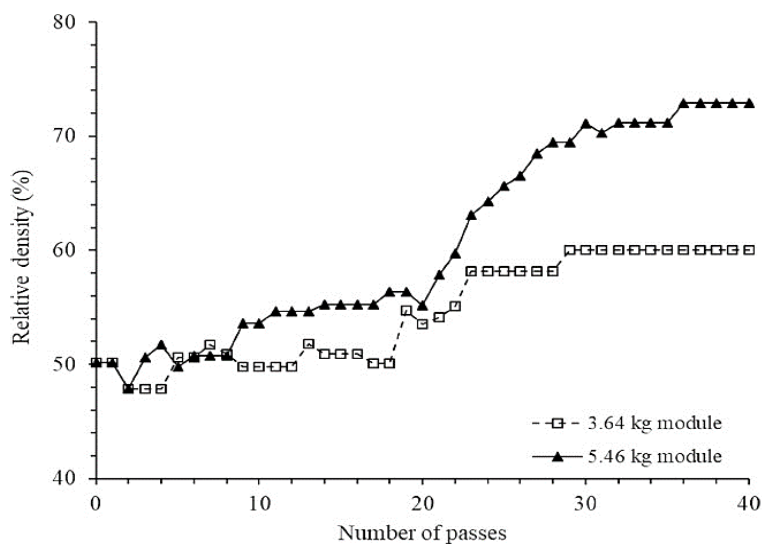


Figure 1.6 : Densité relative du sol à une profondeur de 100-150 mm en fonction du nombre de passages pour des modules de 3.64 et 5.46 kg fonctionnant à une vitesse de 299 mm/s (Chen et al., 2021a).

1.3.2.4 Effets d'injection du compactage

Cette méthode consiste à injecter un mortier de ciment du sol à faible affaissement (généralement moins de 5 cm) ou un "coulis à faible mobilité" sous de fortes pressions (700-3500 kPa) pour compacter et déplacer les sols environnants. Le coulis ne s'infiltré pas dans l'espace poreux du sol, mais crée plutôt des "bulbes de coulis" qui se dilatent au point d'injection autour de l'extrémité du tuyau de coulis (Figure 1.7) (Xanthakos et al., 1994).

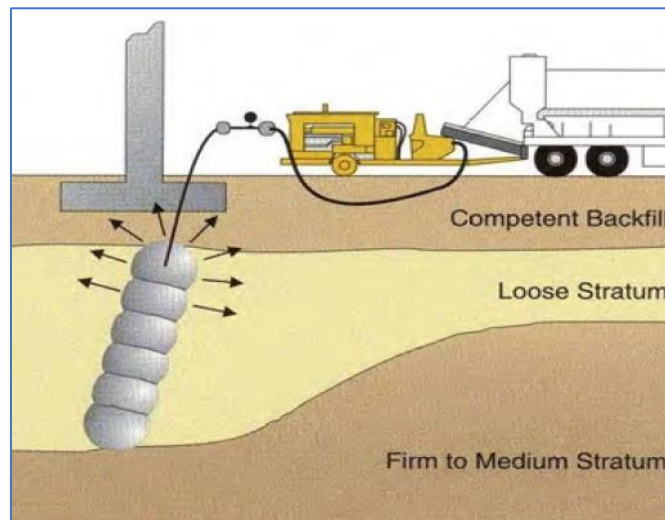


Figure 1.7 : Schéma de l'injection de compactage (Nicholson, 2015).

1.3.2.5 Effets du vibrocompactage

Le vibrocompactage est une technique d'amélioration du sol qui peut être utilisée pour transférer des charges structurelles à des niveaux appropriés dans des sols de mauvaise qualité. L'effet des vibrations consolide et renforce le sol, ce qui permet de compacter les sols non cohésifs, tels que le sable, qui seraient autrement impropres à la construction. Comme les sols cohésifs ne réagissent pas aux vibrations, ce procédé n'est pas adapté à ces conditions de sol (Holmes, 1995).

La vibroflottation est une technique établie d'amélioration du sol pour les matériaux granulaires. Elle permet de densifier les sables lâches par des processus de déformation en cisaillement et en compression induits par les vibrations horizontales d'une sonde vibrante à la profondeur requise du sol (Nagula et al., 2021).

La vibroflottation est une technique permettant d'améliorer la résistance et la portance des sols granulaires non saturés. Cette technique consiste en l'application de vibrations ponctuelles à différentes profondeurs à l'intérieur d'une couche de sol, produites par un

dispositif appelé "vibrateur". Ces vibrations peuvent avoir différentes amplitudes et fréquences, provoquant des charges dynamiques à l'intérieur du sol (Figure 1.8).

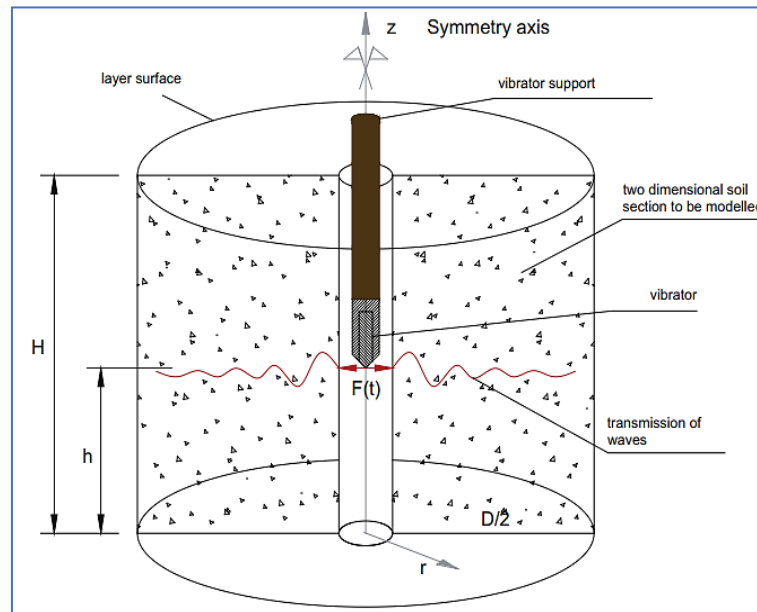


Figure 1.8 : Croquis de la technique d'amélioration des sols par vibroflottation. Détails d'un trou, y compris le vibreur à l'intérieur (López-Querol et al., 2014).

1.3.2.6 Effets de drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour améliorer les sols mous en fournissant un chemin de drainage horizontal le long duquel les pressions excessives d'eau interstitielle, causées par une surcharge, peuvent se dissiper plus rapidement que par un chemin de drainage vertical seul. L'installation de drains verticaux entraîne une perturbation de la zone du sol adjacente au drain (Walker & Indraratna, 2006).

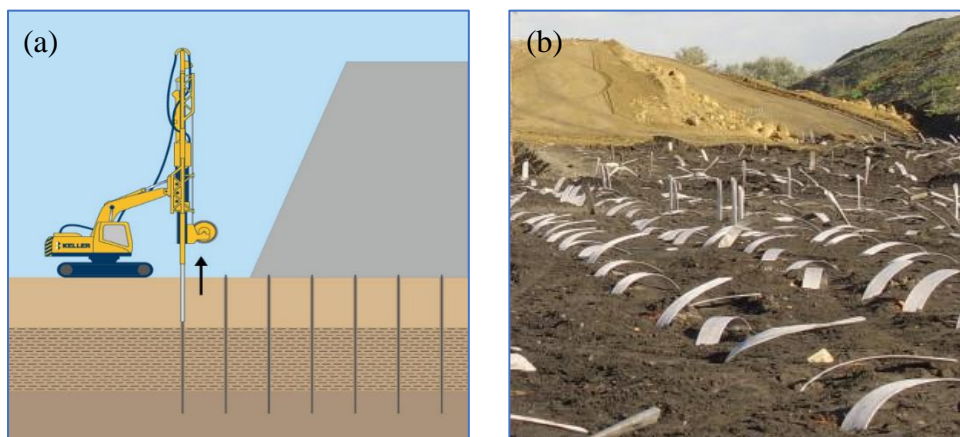


Figure 1.9 : Drains verticaux : (a) installation ; (b) drains installés (d'après : Keller-na ; Geotechnicsworld).

1.3.2.7 Effets de préchargement

Le préchargement consiste à installer un remblai temporaire sur la surface à charger. Le sol existant atteint la capacité portante estimée après un temps plus ou moins long (selon le pourcentage de tassement prévu et le poids du remblai) (Figure 1.10a). Des drains doivent être installés dans les sols fins pour soulager les pressions interstitielles et donc accélérer le tassement (Figure 1.10b), (en effet, la faible porosité de ce type de sol retarde la progression de l'eau, ce qui réprime le tassement) (la diffusion des pressions interstitielles est lente).

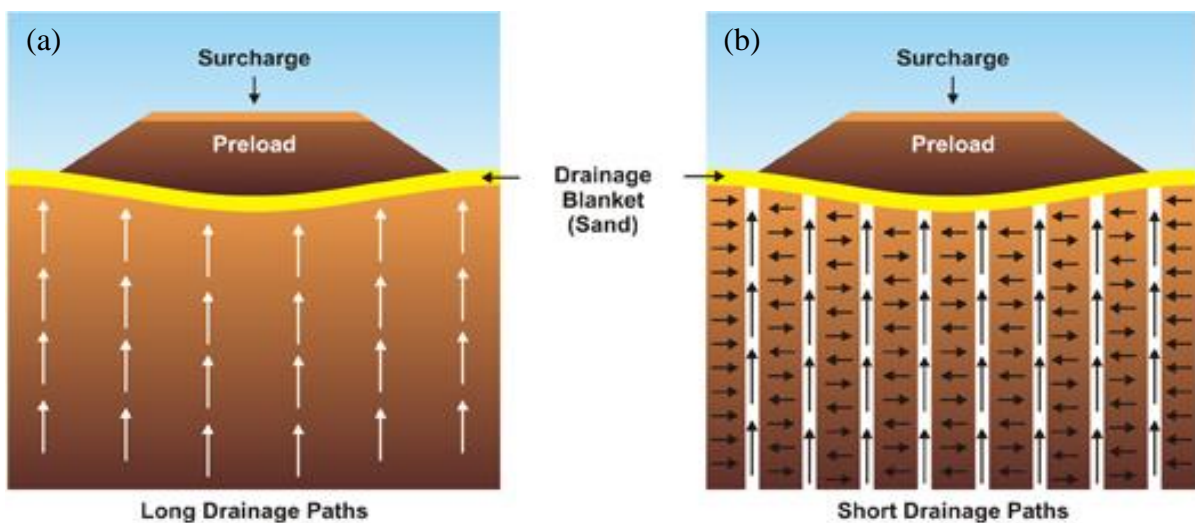


Figure 1.10 : Préchargement : (a) sans drains verticaux ; (b) avec drains verticaux (d'après Primagem).

1.3.3 Renforcement des sols

Le renforcement des sols est une technique efficace et fiable pour augmenter la résistance et la stabilité des sols. Cette technique est utilisée aujourd'hui dans une variété d'applications allant de la stabilisation de la plate-forme sous les semelles et les chaussées aux structures de retenue et aux remblais. Le renforcement peut varier considérablement, que ce soit en termes de forme (bandes, feuilles, grilles, barres ou fibres), de texture (rugueuse ou lisse) et de rigidité relative (élevée comme l'acier ou faible comme les tissus polymères). Le renforcement du sol est une technique permettant d'améliorer les caractéristiques techniques et le comportement du sol en introduisant dans le mélange des matériaux aux propriétés souhaitées. L'objectif principal du renforcement de la masse du sol est d'augmenter sa stabilité, ou sa capacité de cisaillement et de portance, et donc de minimiser les déformations du sol (Hejazi et al., 2012). Dans cette section, nous allons présenter les effets de différents

types de renforcement des sols granulaires tels que les fibres naturelles et synthétiques, le caoutchouc, les géotextiles et les colonnes ballastées.

1.3.3.1 Effets de fibres

(Gray & Al-Refeai, 1986) ont réalisé l'étude sur des échantillons composites de fibres (naturelles ou synthétiques) et de sable à l'aide d'un dispositif de cisaillement direct, et leurs résultats ont montré une augmentation de la résistance au cisaillement et une réduction de la perte de résistance après pic. Cette réduction de la résistance après le pic est due à l'inclusion aléatoire de fibres discrètes dans le sol. La concentration de fibres qui a donné la résistance maximale était d'environ 2%. De plus, l'amélioration des propriétés techniques grâce à l'inclusion de fibres discrètes dépend du type de fibre, de la longueur des fibres, du rapport d'aspect, de la teneur en fibres, de l'orientation et des propriétés du sol.

(Patel & Singh, 2017) ont étudié la réponse au chargement d'un sol sableux renforcé de fibres de verre en réalisant des essais de compression triaxiale avec des densités relatives variables (35%, 65% et 85%) et des pressions de confinement allant de 100 kPa à 400 kPa. Le diamètre des fibres était de 0.15 mm, leur longueur variait de 10 mm à 30 mm, et leur teneur de 0% à 4% en poids du sol sec. Les résultats des essais montrent qu'une augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 3% ou 4% selon la longueur augmente la résistance au cisaillement de l'éprouvette. L'augmentation de la résistance au cisaillement du sable renforcé est principalement due à l'augmentation de la cohésion et de la densité relative de l'échantillon avec la contribution de la résistance à la traction des fibres. L'inclusion de fibres diminue la fragilité et augmente la ductilité de l'échantillon avec l'augmentation de la teneur en fibres et de la pression de confinement (Figure 1.11).

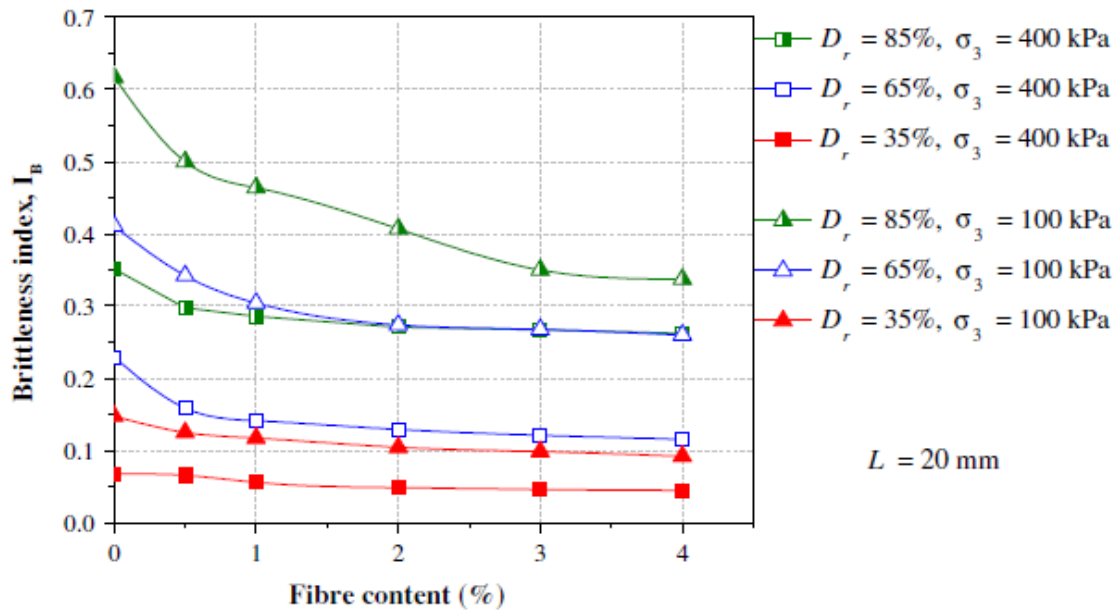


Figure 1.11 : Effet de la pression de confinement et de la densité du sol sur l'indice de fragilité des spécimens renforcés avec une teneur en fibres variable (Patel & Singh, 2017).

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés par (Sadek et al., 2010) pour étudier l'effet de la fibre de nylon sur la résistance au cisaillement des sables renforcés. Ils ont constaté que l'ajout de fibres de nylon avec un rapport d'aspect allant de 40 à 150 et une teneur en fibres allant de 0.5% à 1.5% aux sables fins et grossiers préparés à une densité relative de 55% augmentaient la résistance au cisaillement et la ductilité des mélanges sable-fibres. L'augmentation maximale de la résistance au cisaillement était d'environ 37% pour le sable grossier renforcé avec 1% de fibres ayant un rapport d'aspect de 150 et une longueur de 27 mm (Figure 1.12).

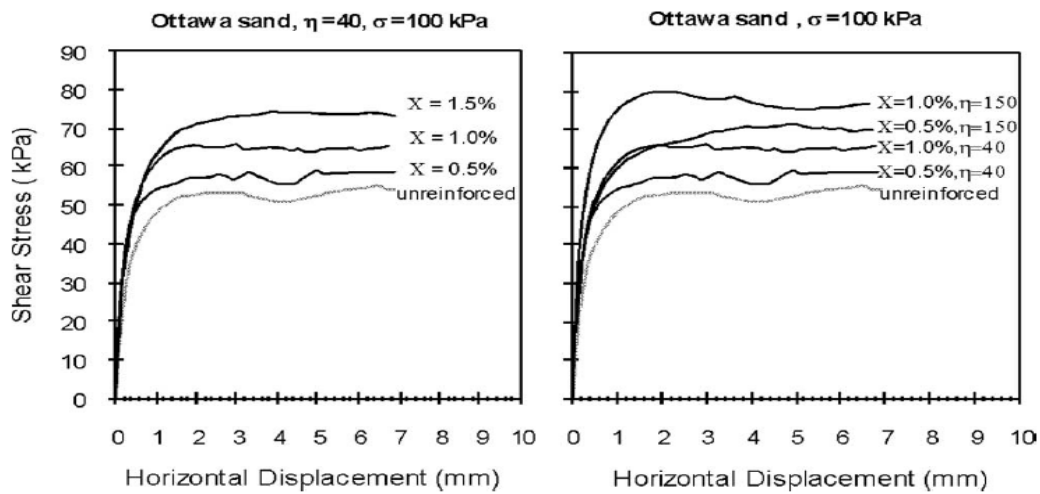


Figure 1.12 : Résistance au cisaillement du sable d'Ottawa, effet de : (a) teneur en fibres ; (b) rapport d'aspect des fibres (Sadek et al., 2010).

Pour étudier l'influence de la fibre de polypropylène, (Al-Refeai & Al-Suhaibani, 1998) ont réalisé une série d'essais d'indice portant (CBR), Triaxial, et du module résilient sur du sable non renforcé et renforcé par des fibres. Au fur et à mesure que la teneur en fibres augmente, les valeurs CBR du sable de dune augmentent et les valeurs du module résilient du sable de dune augmentent effectivement, avec une teneur en fibres optimales de 0.4% (Figure 1.13). Dans les essais de triaxial cyclique, l'ajout de fibres de polypropylène a réduit de manière significative la déformation verticale permanente des échantillons de sable de dune.

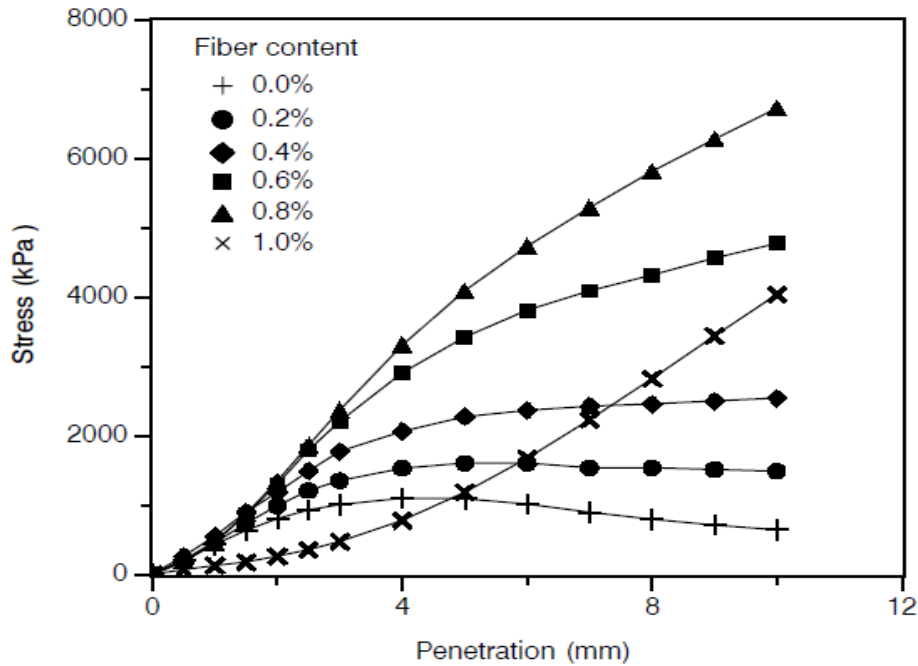


Figure 1.13 : Courbes de contrainte-pénétration du CBR pour le sable-Fibre (Al-Refeai & Al-Suhaibani, 1998).

1.3.3.2 Effets de caoutchoucs

(Tasalloti et al., 2021) ont étudié expérimentalement le comportement mécanique des mélanges gravier-caoutchouc en réalisant des essais de cisaillement direct afin d'évaluer les propriétés de résistance et de déformation de deux types de mélanges gravier-caoutchouc de pneus granulés (G-GTR). Les mélanges ont été préparés à différentes volumétriques teneurs en caoutchouc (VRC) de 0%, 10%, 25%, 40% et 100%, sous quatre niveaux de contrainte normale (6.5 kPa, 30 kPa, 60 kPa et 100 kPa). Les données d'essai ont indiqué que le comportement mécanique des mélanges G-GTR était fortement affecté par le VRC et la contrainte normale. En outre, ils ont recommandé que, les mélanges avec un VRC $\leq 40\%$ sont des matériaux appropriés pour la majorité des applications d'ingénierie géotechnique, tant que

les déformations en compression sont acceptables, et que l'angle de frottement est généralement supérieur à 30° (Figure 1.14).

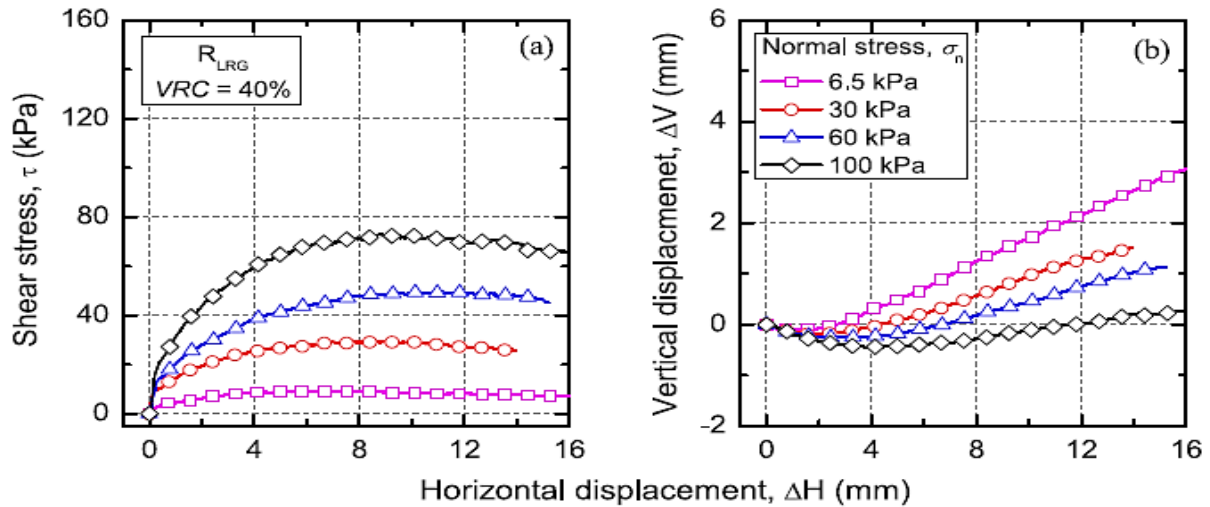


Figure 1.14 : Effet de la contrainte normale sur : (a) contrainte de cisaillement ; (b) déplacement vertical des mélanges avec $VRC = 40\%$ (Tasalloti et al., 2021).

Pour étudier l'influence de la taille, de l'état de saturation et de la teneur en caoutchouc sur les caractéristiques mécaniques des mélanges sable-caoutchouc, (Madhusudhan et al., 2018) ont mené une série d'essais de triaxiale et unidimensionnelle. Ils ont découvert que lorsque la teneur en caoutchouc des combinaisons sable-caoutchouc augmentait, la résistance au cisaillement, la rigidité et le poids unitaire diminuaient, mais que la déformabilité augmentait.

(Al-Rkaby, 2019) a étudié la résistance au cisaillement et la déformabilité du sable mélangé avec du caoutchouc granulé allant de 0% à 50%. Les résultats ont montré que la teneur en caoutchouc de pneu (TRC) a considérablement influencé le comportement de contrainte-déformation des mélanges étudiés. La résistance au cisaillement des mélanges sable-caoutchouc augmente avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc de 0% à 20%, après cela, elle diminue avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc (TRC = 30% à 50%). L'augmentation du rapport de contrainte est due au fait qu'un tel pourcentage (10% ou 20%) remplit les vides entre les grains de sable, ce qui empêche les particules de se déplacer et de glisser facilement sous l'effet du cisaillement ; et par conséquent, présente des valeurs de résistance plus élevées. Cependant, la diminution du rapport de contrainte qui s'est produite dans le sable est attribuée au fait que le matériau en caoutchouc peut être déformé verticalement sous la charge appliquée. En outre, les grains dans les mélanges à haute teneur

en caoutchouc ($TRC \geq 30\%$) peuvent se déplacer et glisser facilement sous le cisaillement ; et par conséquent, présentent des valeurs plus faibles du rapport de contrainte (Figure 1.15).

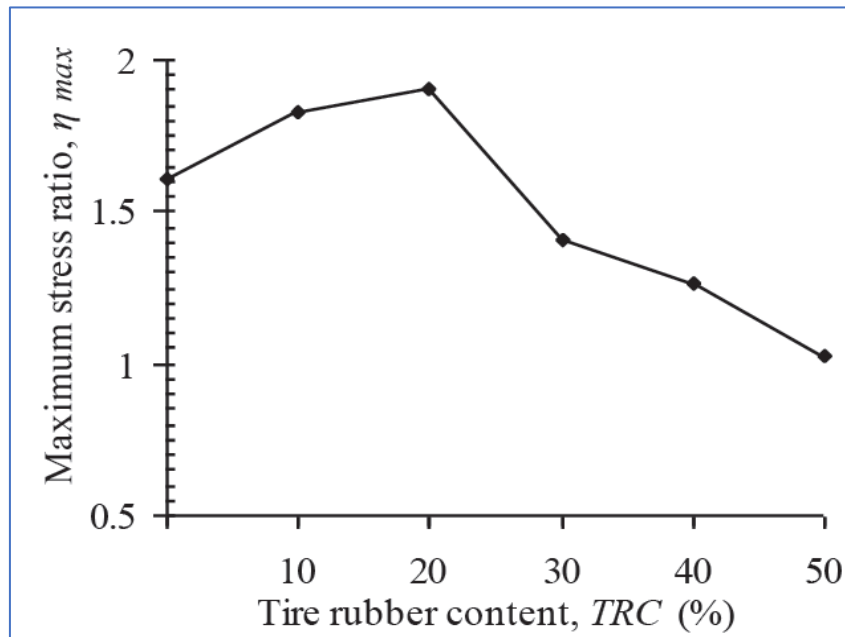


Figure 1.15 : Effet de la teneur en caoutchouc sur le rapport de contrainte maximale des mélanges (Al-Rkaby, 2019).

1.3.3.3 Effets de géotextiles

(Haeri et al., 2000) ont étudié l'effet du renforcement géotextile sur les caractéristiques de contrainte-déformation et de dilatance du sable de plage sec en effectuant des essais triaxiaux, en faisant varier le nombre de couches géotextiles, le type de géotextile (trois types), la pression de confinement (60 kPa, 100 kPa, 300 kPa et 500 kPa), la disposition des géotextiles et la taille de l'échantillon (38 mm et 100 mm). Ils ont observé que la résistance maximale, la déformation axiale à la rupture et la ductilité augmentaient avec l'augmentation de l'inclusion du géotextile (Figure 1.16). En revanche, la dilatance a diminué. De plus, les améliorations du comportement du sable renforcé sont plus prononcées pour les échantillons de petite taille.

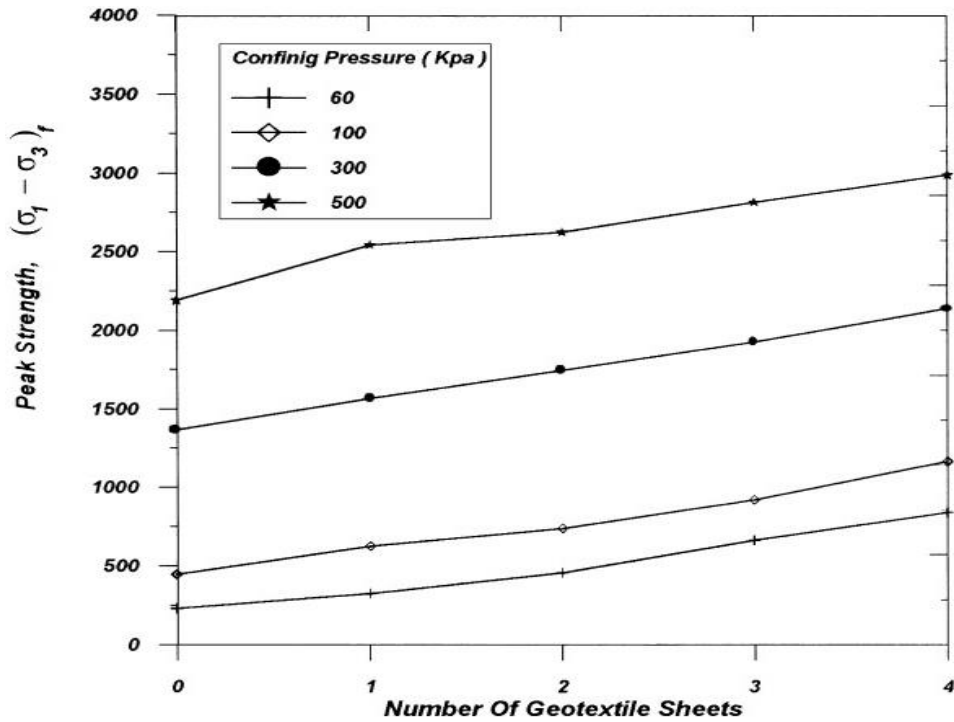


Figure 1.16 : Résistance maximale (contrainte de déviateur maximale) en fonction du nombre de feuilles de géotextile pour le type de géotextile I et pour des échantillons de 100 mm de diamètre (Haeri et al., 2000).

(Nouri et al., 2019) ont mené des essais CBR sur un mélange sable-argile renforcé avec un géotextile de polypropylène, ils ont constaté qu'une seule feuille de géotextile augmente la valeur CBR de sol testé de 13% à 45%, et que la position du géotextile joue un rôle très important dans cette augmentation (Figure 1.17).

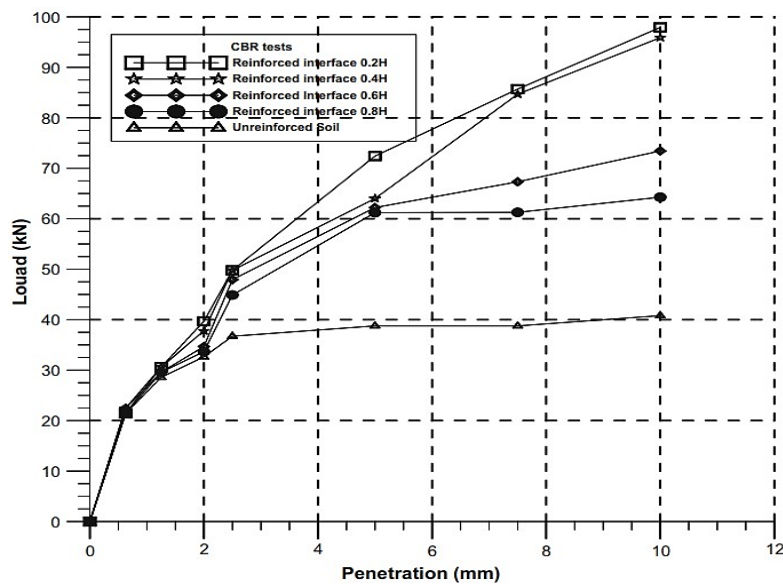


Figure 1.17 : Courbes de charge-pénétration de sol non renforcé et renforcé (Nouri et al., 2019).

(Denine et al., 2019) ont étudié l'effet du géotextile sur le comportement du sable en termes de résistance au cisaillement, selon leurs résultats, ils ont observé que le géotextile améliore la résistance et la cohésion du sable ; la valeur de cohésion de la position inférieure est plus élevée que celle de la position supérieure. De plus, la valeur de cohésion de l'échantillon humide ($w = 3\%$) est supérieure à celle de l'échantillon sec, cette variation de la cohésion doit être attribuée au rôle de la teneur en eau initiale de ($w = 3\%$) pour assurer plus de cohésion (Figure 1.18).

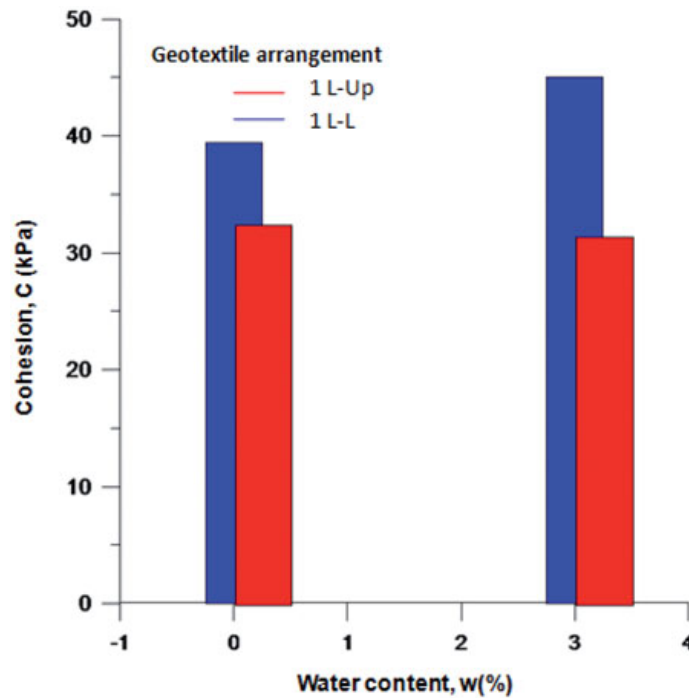


Figure 1.18 : Variation de cohésion, effet de disposition d'une couche de géotextile et la teneur en eau (Denine et al., 2019).

1.3.3.4 Effets de géogrilles et géocellules

La contrainte/déformation dans n'importe quelle direction peut être contrôlée en introduisant le renforcement (géosynthétiques) par le biais de forces de friction agissant contre la déformation. Les trois principaux domaines dans lesquels le renforcement géosynthétique du sol peut être appliqué sont les suivants : (i) les fondations (ii) les pentes et les remblais, et (iii) les murs de soutènement (Raj, 1999).

Les géogrilles (Figure 1.19a) sont des matériaux à une ou plusieurs couches, fabriqués par extrusion et étirement de polyéthylène ou de polypropylène haute densité. Elles peuvent également être fabriquées par tissage ou tricotage et enduction de fils de polyester haute

ténacité. La structure de grille résultante possède de grandes ouvertures qui contribuent à améliorer l'interaction avec le sol ou l'agrégat (Singh et al., 2016).

Les géocellules (Figure 1.19b) sont conçues pour des applications de protection et de stabilisation. Elles sont souvent utilisées pour améliorer les performances des matériaux de construction standard et des traitements de contrôle de l'érosion. Les produits géocellulaires sont des panneaux tridimensionnels expansibles fabriqués en polyéthylène haute densité, en polyester ou en un autre matériau polymère. Lorsqu'elles sont déployées pendant l'installation, les bandes interconnectées forment les parois d'une structure cellulaire tridimensionnelle flexible dans laquelle des matériaux de remplissage spécifiques sont placés et compactés. Cela crée un système à drainage libre qui maintient les matériaux de remplissage en place et empêche les mouvements de masse en assurant un confinement par le biais d'un renforcement par traction. Les systèmes de confinement cellulaire améliorent le comportement structurel et fonctionnel des sols et des matériaux de remplissage agrégés.

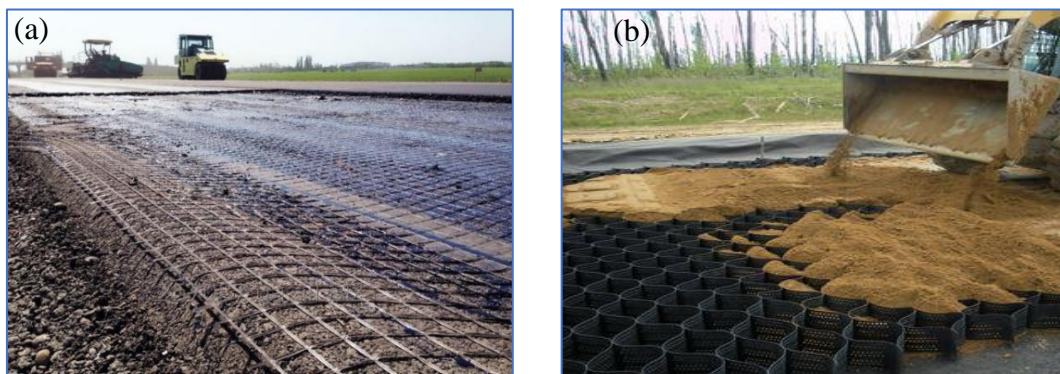


Figure 1.19 : Renforcement par géosynthétique : (a) géogrilles ; (b) géocellules (d'après : Dachadesign ; Iwtcargoguard).

(Rajagopal et al., 1999) ont étudié les influences du confinement des géocellules sur le comportement de résistance et de rigidité des sols granulaires. Des essais de compression triaxiale ont été réalisés sur des sols granulaires enfermés dans des géocellules simples et multiples. Les géocellules ont été fabriquées à la main à l'aide de différents géotextiles tissés et non tissés et de mailles souples pour étudier l'effet de la rigidité de la géocellule sur la performance globale du composite géocellule/sol. Les résultats des tests ont montré que le sol granulaire développe une grande résistance cohésive apparente en raison du confinement par la géocellule. Ils ont observé que l'ampleur de cette résistance cohésive dépendait des propriétés du géosynthétique utilisé pour fabriquer la géocellule. De plus, la rigidité du composite augmentait avec le renforcement de la géocellule.

1.3.3.5 Effets de colonnes ballastées

L'incorporation du ballast dans le sol se fait par voie humide ou sèche dans le procédé de la colonne ballastée. Le ballast est poussé dans un forage préparatoire dans le premier cas, et le ballast est intégré directement dans le sol dans le second cas en poussant le vibreur latéralement. Cette méthode est généralement employée dans les sols mous, bien qu'elle puisse également être utilisée dans les sables lâches. Les sols mous sont caractérisés par des mesures au scissomètre de terrain et/ou des sondages au pénétromètre statique ou au pressiomètre, ainsi que par des identifications et des essais en laboratoire, tandis que les sables lâches sont caractérisés par des sondages au pénétromètre statique (CPT) ou au pénétromètre à carotte (SPT), voire au pressiomètre (MPT) et des analyses granulométriques pour l'évaluation de l'indice de densité du sol et de son potentiel de liquéfaction avant traitement (Dhouib et al., 2004).

Les colonnes ballastées, généralement construites avec des diamètres de 0.6 m à 1 m, offrent une capacité de charge importante ainsi qu'un assez bon drainage. Selon une règle générale qui a résisté à l'épreuve du temps, les drains granulaires sont considérés comme satisfaisants si leur perméabilité est au moins 20 fois supérieure à celle du sol à drainer. Le problème qui se pose lorsqu'on combine l'utilisation de matériaux ayant des perméabilités aussi disparates est de savoir si le gradient hydraulique sera élevé au point de favoriser l'érosion interne et/ou le colmatage du drain. La construction de colonnes ballastées permet d'obtenir un système de fondation composite avec des éléments rigides et solides qui peuvent également être considérés comme des éléments de renforcement et, à ce titre, ont également été utilisés pour la stabilisation des pentes ou pour résister aux déformations latérales dues aux charges sismiques. La Figure 1.20 illustre le schéma d'installation des colonnes ballastées (Nicholson, 2015).

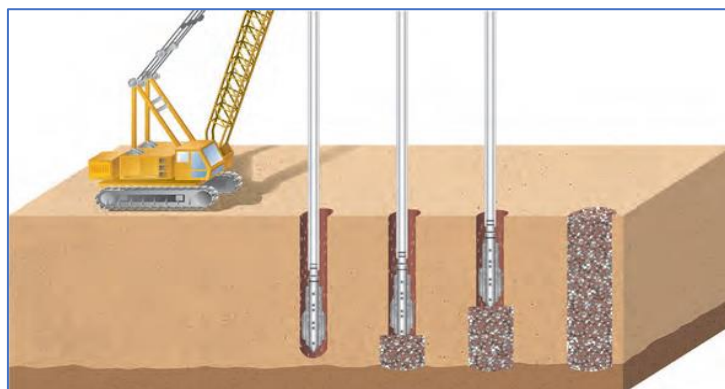
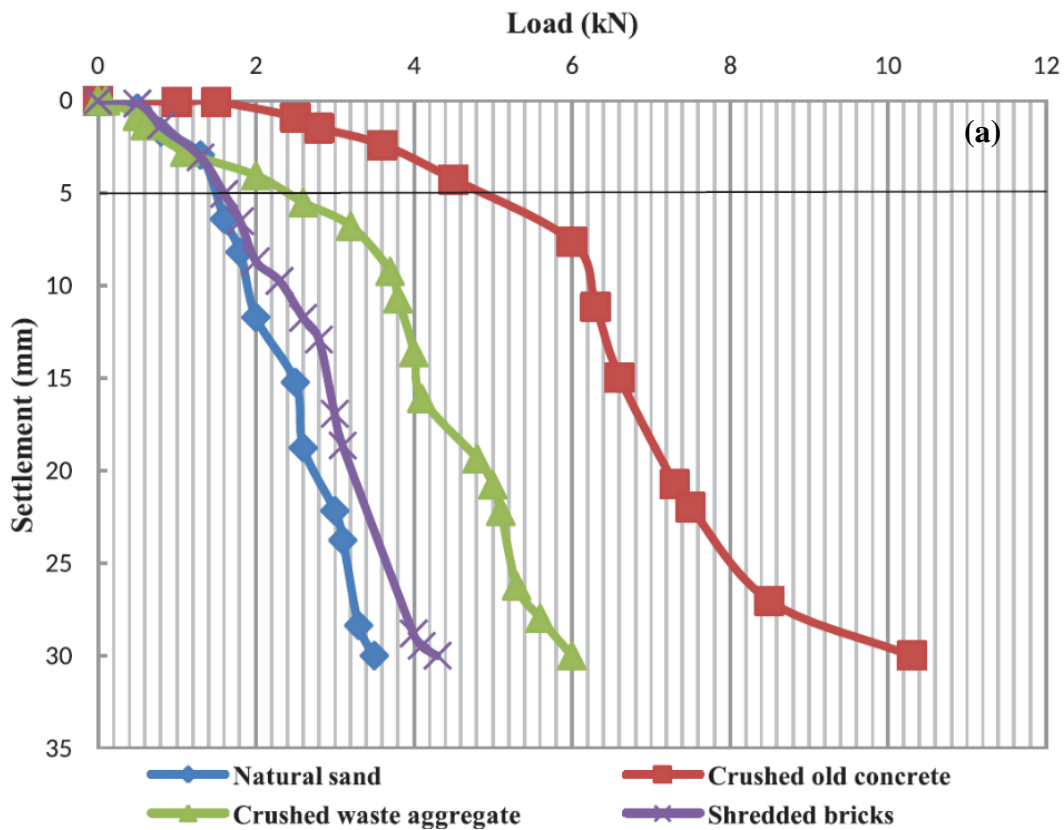


Figure 1.20 : Schéma d'installation des colonnes ballastées (Nicholson, 2015).

(Alnunu & Nalbantoglu, 2019) ont évalué l'efficacité des colonnes ballastées sur la performance du sable lâche en utilisant des déchets et des matériaux économiques pour la construction des colonnes ballastées tels que : des briques déchiquetées, des déchets de pierre broyés et du béton concassé. La réponse de charge-tassement des sols non renforcés et renforcés avec des colonnes ballastées (seule et en groupe) construites avec ces déchets a été déterminée dans les mêmes conditions de charge. Les résultats obtenus ont montré une très bonne amélioration du comportement de tassement du sable lâche, l'utilisation de béton concassé comme matériau de construction avec une seule ou groupe des colonnes ballastées a eu l'effet le plus significatif sur la courbe de charge-tassement et a donné la valeur de tassement la plus faible. En outre, la charge requise pour un tassement de 5 mm pour une seule et groupe de colonnes était de 4.8 kN et 6.1 kN respectivement (Figure 1.21a et b).



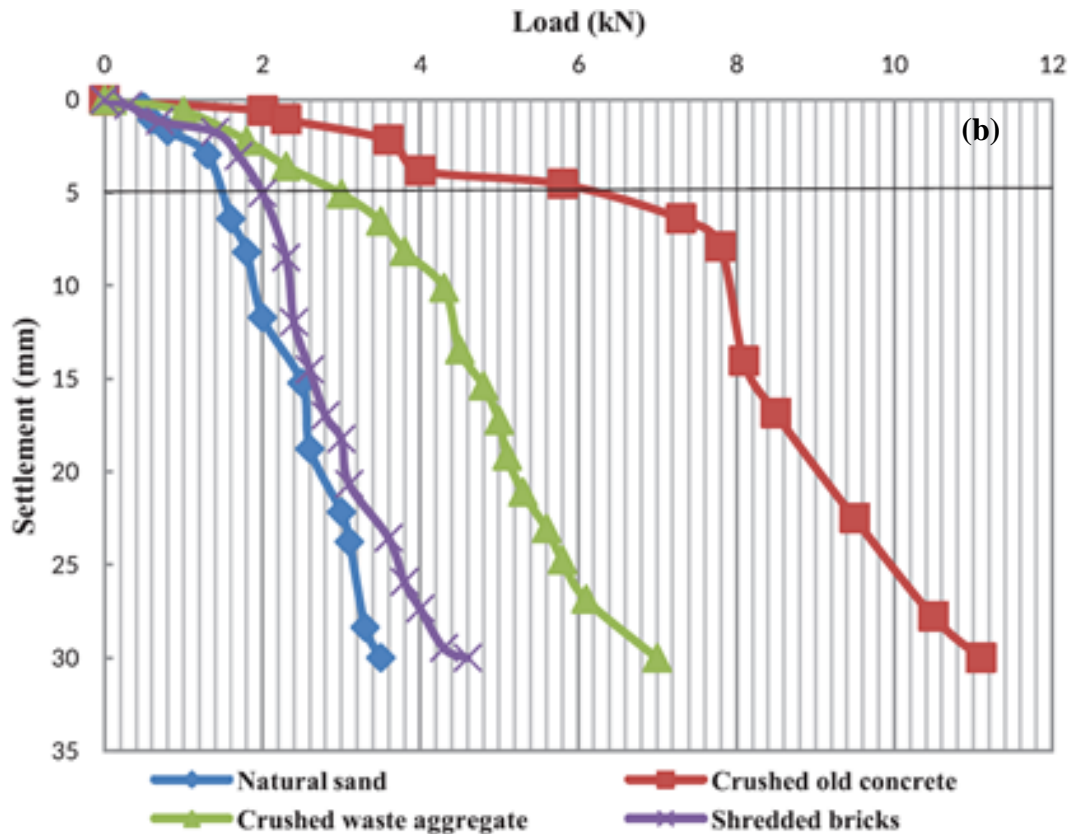


Figure 1.21 : Courbes de charge-tassement du sable lâche avec : (a) une seule colonne ; (b) groupe de colonnes ballastées (Alnunu & Nalbantoglu, 2019).

1.3.3.6 Effets d'inclusions rigides

Le manque croissant de sols de fondation de bonne qualité permettant le développement de réseaux routiers, autoroutiers ou ferroviaires, ainsi que d'installations industrielles de grande envergure, nécessite l'utilisation de techniques de renforcement visant à améliorer les performances globales de ces sols, tant en termes de réduction de tassement que d'augmentation de leur capacité portante. Parmi les différentes techniques disponibles, l'amélioration des sols de fondation par l'incorporation d'inclusions rigides verticales apparaît comme une solution particulièrement adaptée, car elle est facile à mettre en œuvre et ne nécessite pas de substitution de volumes importants de sols meubles. Cette méthode est réalisée par la combinaison d'inclusions traversant le sol compressible et reposant sur un sol plus rigide et d'un matelas granulaire placé entre le sol renforcé et la structure de surface (Figure 1.22) (Jenck & Dias, 2009 ; Dias & Gripon, 2013).

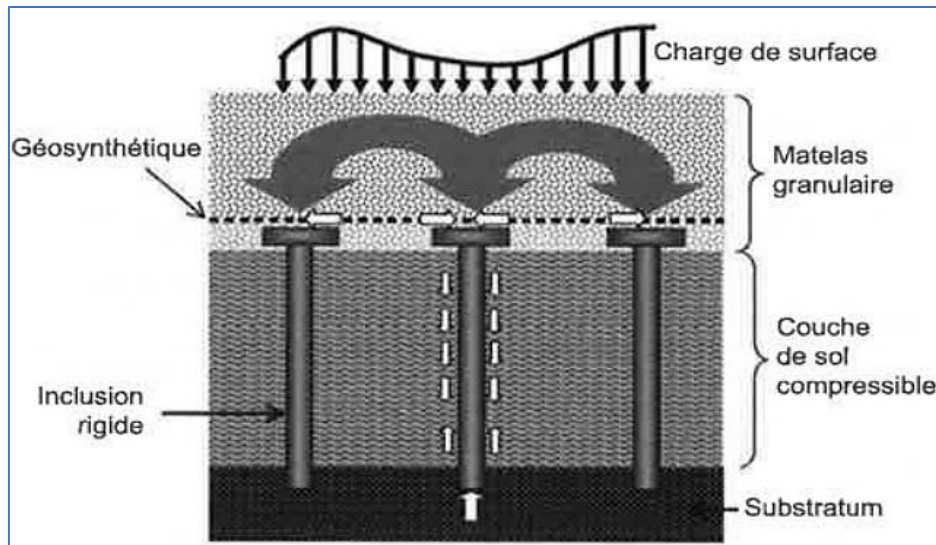


Figure 1.22 : Section schématique du procédé de renforcement par inclusions rigides (Jenck & Dias, 2009).

1.3.4 Traitement des sols

Le traitement des sols aux liants hydrauliques est une solution très intéressante pour améliorer les sols médiocres et les utiliser comme matériaux adéquats dans l'édification des couches de fondation et les remblais en raison des avantages techniques, économiques et environnementaux de ces solutions (LCPC, 2000). Le ciment, la chaux, les mélanges chaux-pouzzolane et le bitume peuvent être considérés comme formant un ensemble stabilisant continu basé sur le temps de prise, avec le ciment à une extrémité et la chaux à l'autre.

1.3.4.1 Effets du ciment

Le ciment Portland est le matériau le plus couramment utilisé dans le traitement chimique des sols. Des études ont montré que le ciment présente de nombreux avantages techniques, notamment une résistance et une durabilité élevées, associées à un faible coût et à une bonne disponibilité.

(Baghdadi & Rahman, 1990) ont étudié la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale, la résistance à la compression non confinée et les caractéristiques CBR du sable traité avec de la poussière de four à ciment (CKD). Leurs résultats (Figure 1.23) montrent qu'une augmentation jusqu'à 30% de la CKD augmente la densité sèche maximale, et qu'elle diminue avec une augmentation supplémentaire de la CKD. La teneur en eau optimale diminue avec l'ajout de poussière de four à ciment jusqu'à 30%, puis elle augmente avec l'ajout suivant. La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la poussière de four à ciment et du temps de cure. La valeur CBR augmente avec le CKD. Les valeurs

maximales de CBR et UCS sont atteintes à 75% CKD et 25% de sable. Le pourcentage de gonflement augmente linéairement avec l'augmentation du CKD. Toutes ces valeurs sont bien inférieures au gonflement admissible de 2%.

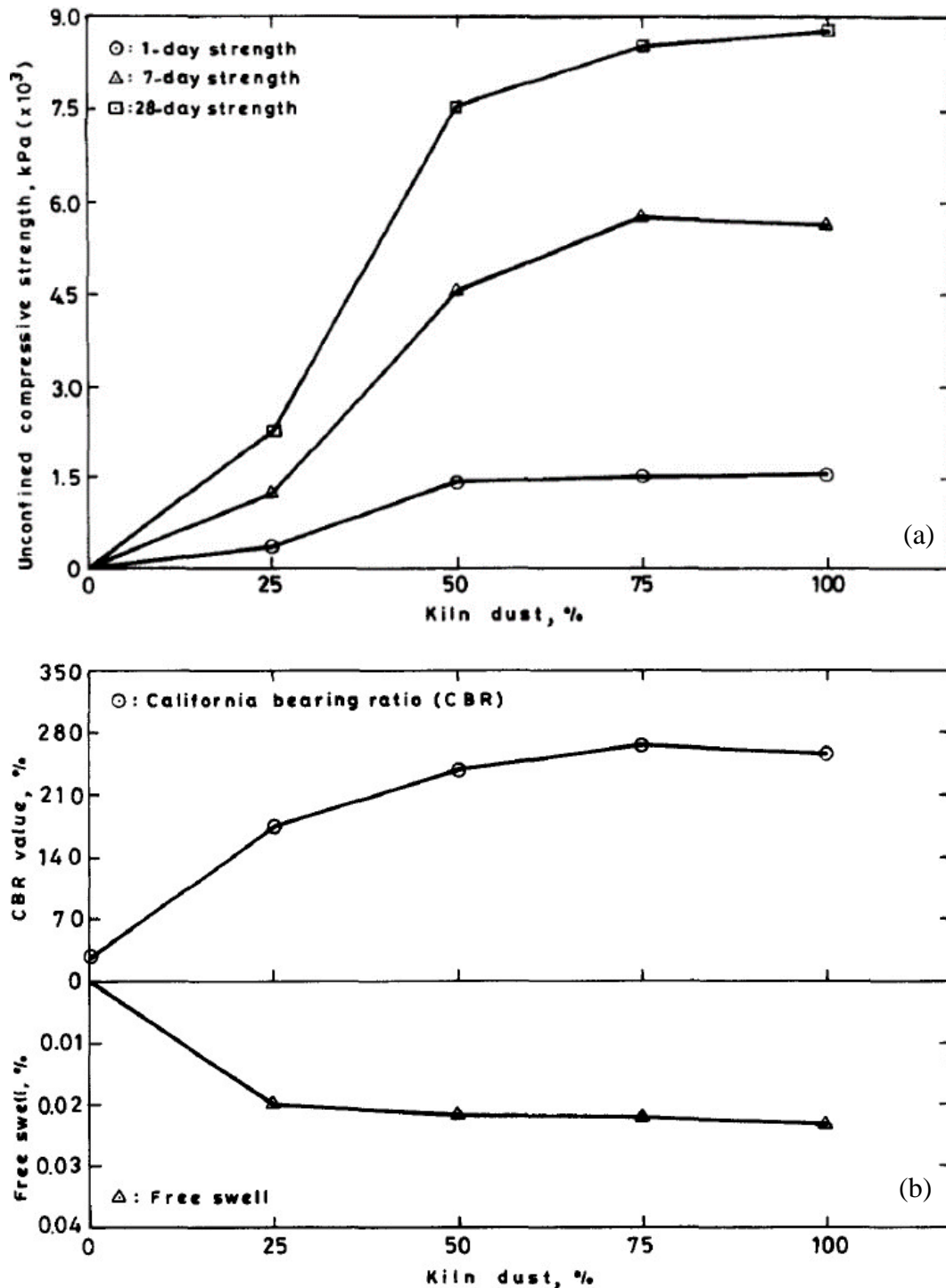


Figure 1.23 : Caractéristiques mécaniques des mélanges sable-CKD : (a) résistance à la compression non confinée ; (b) CBR et gonflement (Baghdadi & Rahman, 1990).

(Lopez-Querol et al., 2017) ont étudié l'effet de la teneur en ciment sur la capacité portante du sable éolien. Des essais de compactage et de CBR ont été réalisés sur des mélanges sable-ciment ($C_e = 2\%$, 4% et 6%). Les résultats montrent que, plus la teneur en ciment est élevée, plus l'amélioration du matériau traité est importante, tant pour le compactage que pour la capacité portante. Plus le pourcentage de ciment est élevé, plus la densité sèche maximale et la capacité portante sont élevées, alors que la teneur en eau optimale est plus faible, ce qui pourrait être un avantage dans les régions arides (Figure 1.24).

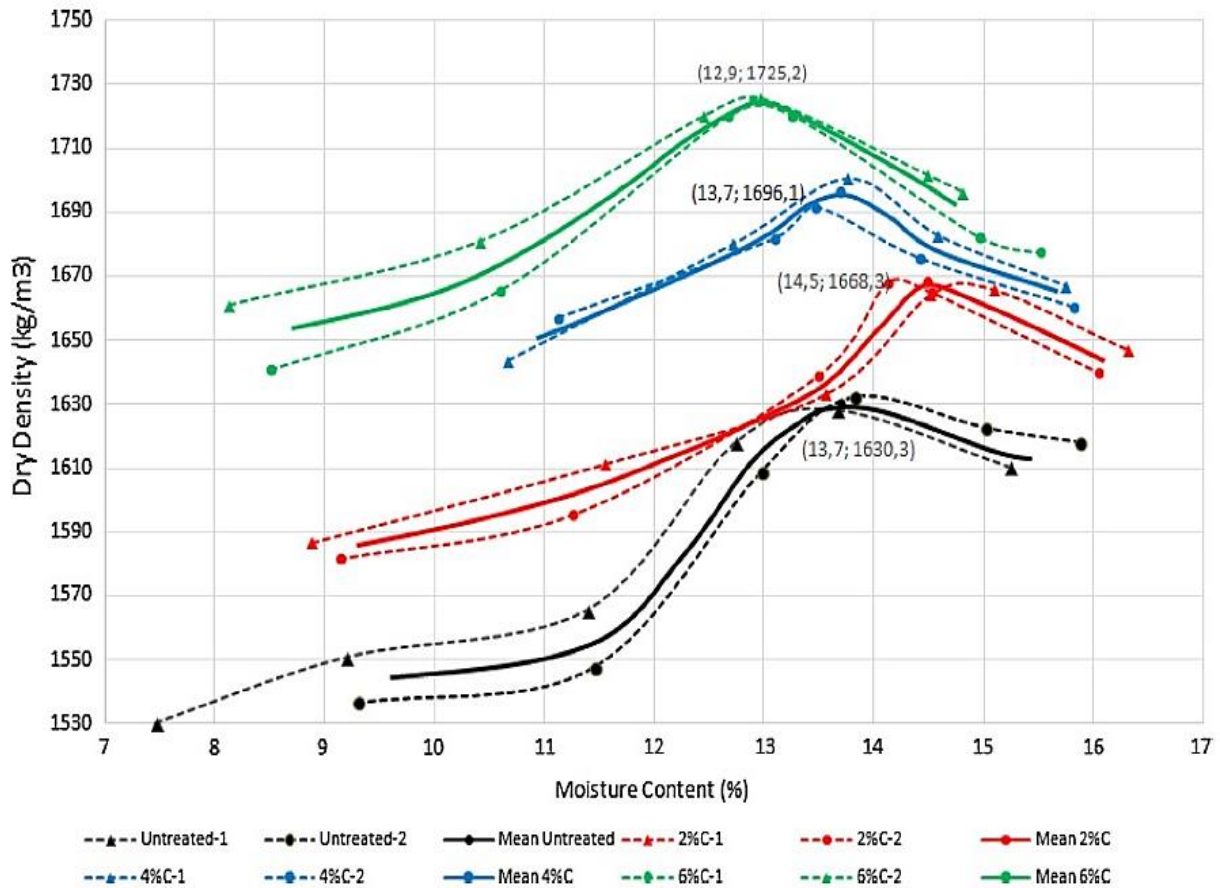


Figure 1.24 : Relations entre la densité sèche et la teneur en eau pour le sable éolien de Jeddah (Lopez-Querol et al., 2017).

Des essais de résistance à la compression non confinée en laboratoire et in situ ont été réalisés par (Waliur et al., 2008) pour étudier l'effet du temps de cure, de la teneur en eau et de la teneur en ciment du sable traité au ciment. Leurs résultats ont montré que les mélanges contenant 8% et 10% de ciment présentaient une résistance suffisante pour être utilisée dans les couches de base des routes. Cependant, ces mélanges devraient être utilisés dans les couches de fondation si l'on prévoit la possibilité d'un mélange et d'un compactage variables dans les conditions de terrain (Figure 1.25).

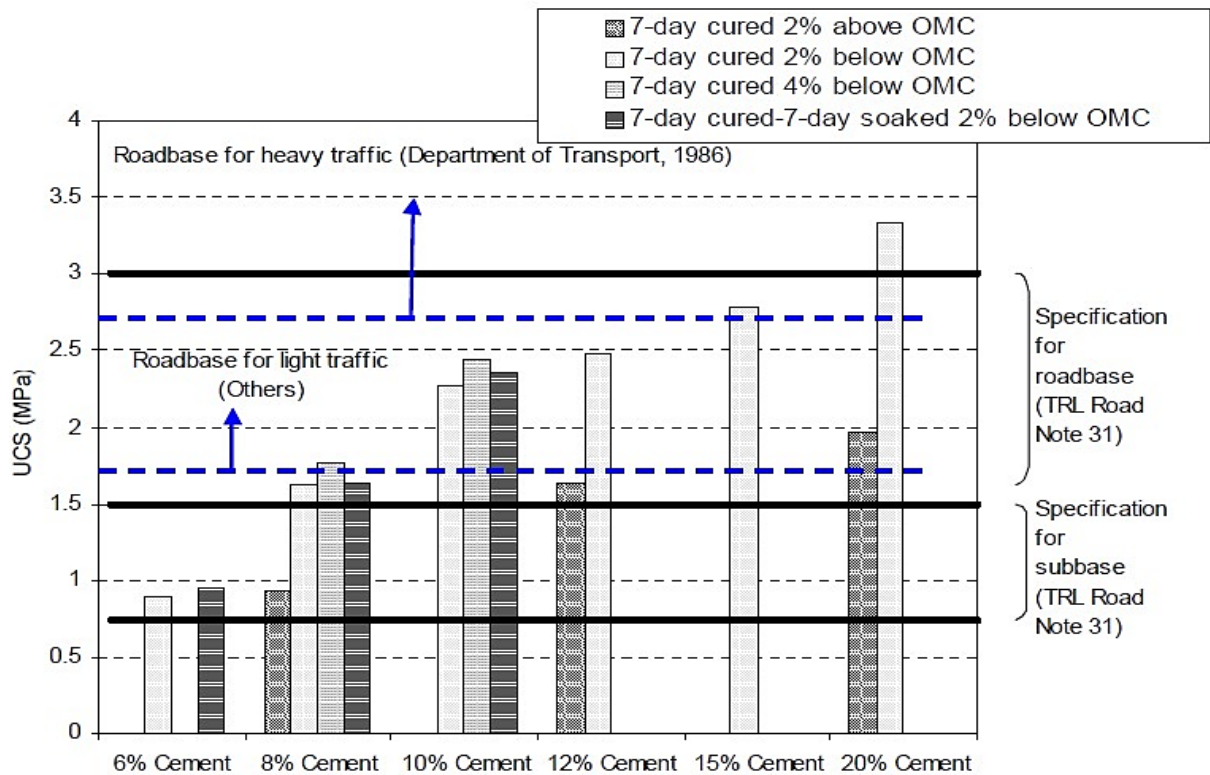


Figure 1.25 : Résistance à la compression non confinée des échantillons de sable-ciment avec une gamme de teneur en eau (Waliur et al., 2008).

1.3.4.2 Effets de chaux et de pouzzolane

(Abbasi & Mahdiehthe, 2018) ont étudié l'effet de différentes quantités de chaux et de pouzzolane naturelle sur les propriétés géotechniques d'un sable limoneux, en traitant ce sol avec cinq teneurs en chaux de 0%, 1%, 3%, 5% et 7% et quatre teneurs en pouzzolane 0%, 5%, 10% et 15%, les résultats de l'essai de compactage ont montré que l'ajout de la chaux et de pouzzolane seule et combiné augmente la teneur en eau optimale et diminue la densité sèche maximale des échantillons traités. L'ajout de pouzzolane naturelle et de chaux au sol augmente la résistance à la compression de manière significative, mais leur ajout ensemble est plus efficace. Ainsi, la résistance à la compression d'un traitement contenant 3% de chaux et 15% de pouzzolane s'est avérée être 16 fois supérieure à celle d'un échantillon non traité. De plus, les résultats du CBR ont montré que les valeurs du CBR dans les différents traitements augmentaient jusqu'à 12 fois par rapport à l'échantillon non traité (Figure 1.26).

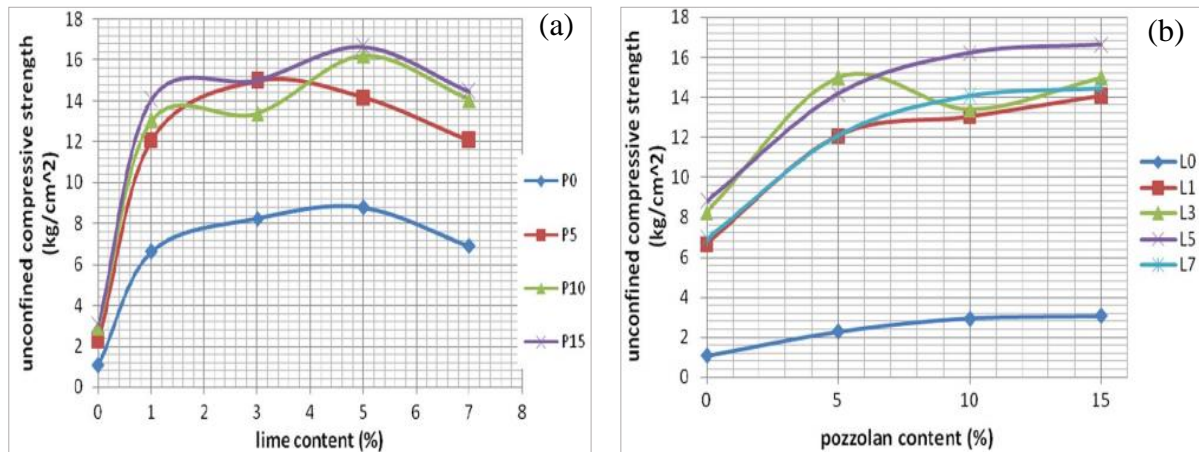


Figure 1.26 : RCN des échantillons traités : (a) effet de la teneur en chaux; (b) effet de la teneur en pouzzolane (Abbasi & Mahdiehthe, 2018).

Étude en laboratoire a été menée par (Rabbani et al., 2012) pour évaluer le potentiel d'amélioration des propriétés techniques des sables lâches du désert. Des mélanges de sable limoneux du désert contenant du laitier granulé de hauts fourneaux (GGBFS) avec l'ajout de chaux ont été évalués pour une utilisation possible dans des applications d'ingénierie géotechnique, en particulier pour la construction de routes. Les résultats ont montré que les produits ajoutés diminuent significativement le comportement de gonflement des mélanges étudiés. Ainsi, les valeurs du CBR ont effectivement augmenté. Les résultats de la résistance à la compression non confinée des mélanges (Figure 1.27) ont montré que l'augmentation de la teneur en chaux entraînait une augmentation de la résistance à la compression non confinée des mélanges. En outre, le mélange de GGBFS et de chaux peut être suggéré pour améliorer les caractéristiques techniques des sables limoneux du désert.

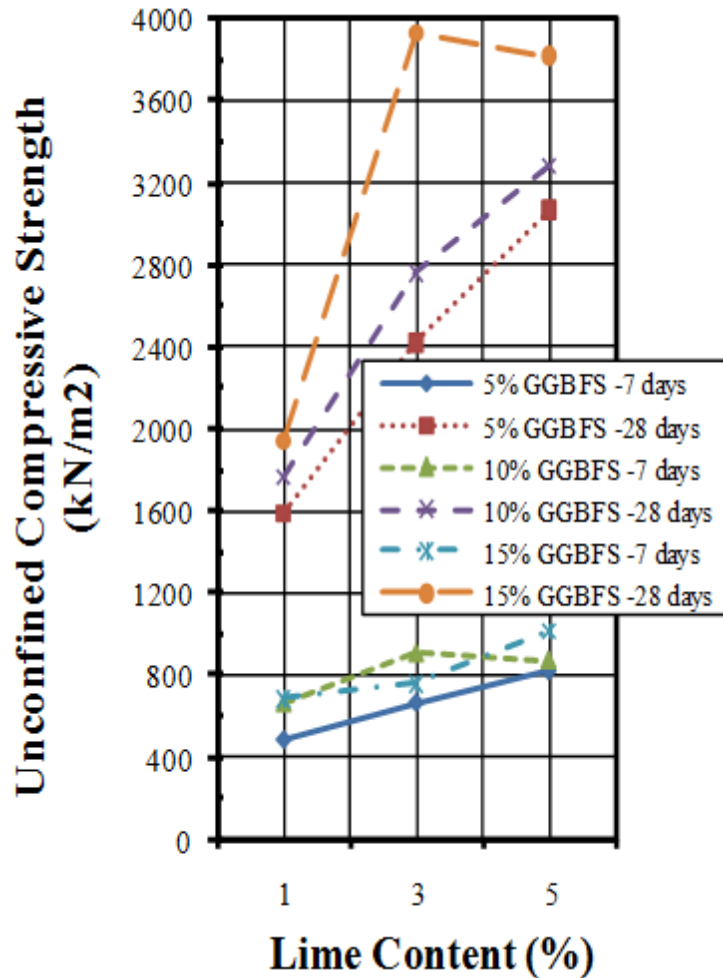


Figure 1.27 : Résistance à la compression non confinée des échantillons testés (Rabbani et al., 2012).

Dans le but de l'utiliser dans la construction de routes, (Smaida et al., 2019) ont étudié la performance mécanique du sable de dune mélangé avec du ciment, de la pouzzolane et de la chaux. Différents essais de résistance au cisaillement, de CBR, de compression et de traction ont été réalisés. Les résultats qu'ils ont obtenus ont montré que l'augmentation du dosage du liant hydraulique augmentait la résistance au cisaillement, la résistance à la compression, la résistance à la traction et le CBR des mélanges étudiés. En outre, quatre mélanges optimaux ont été déterminés pour améliorer les caractéristiques du sable de dune afin de le faire utiliser dans les fondations de chaussées : 9% Ce, 12% Pz + 3% Li, 16% Pz + 4% Li et 20% Pz + 5% Li. Les derniers mélanges Pouzzolane + chaux présentent le double avantage d'être plus performants et moins coûteux (Figure 1.28).

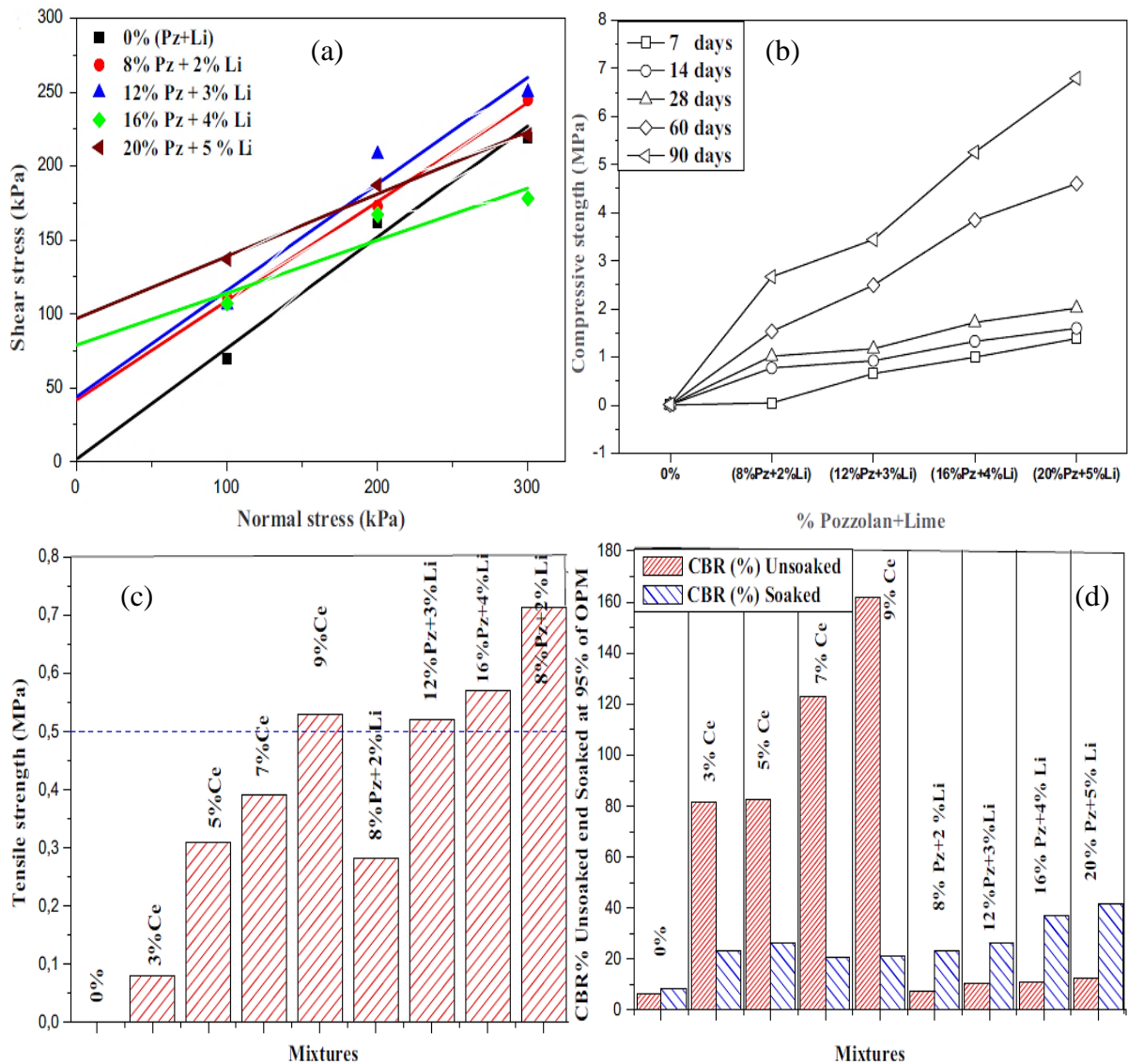


Figure 1.28 : Performances mécaniques des mélanges : (a) résistance au cisaillement ; (b) RCN ; (c) résistance à la traction ; (d) CBR (Smaida et al., 2019).

1.3.4.3 Effets de cendres volantes

(Keramatikerman et al., 2017) ont effectué une série des essais triaxiaux cycliques pour déterminer la résistance à la liquéfaction du sable traité avec des cendres volantes (FA), les échantillons mélangés avec 4% et 6% de cendres volantes sous 50 kPa, 70 kPa et 90 kPa de pression de confinement, avec 20% de densité relative (D_r), et 0.2 de rapport de contrainte cyclique (CSR). Les résultats ont montré que les échantillons ayant une teneur en cendres volantes plus élevée ont moins tendance à être liquéfiés (Figure 1.29).

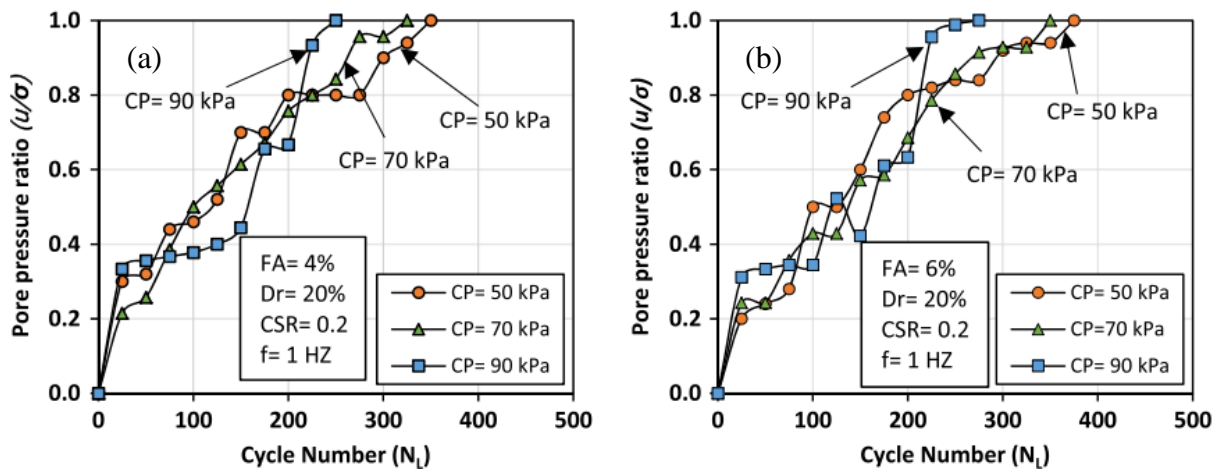


Figure 1.29 : Résistance à la liquéfaction du sable traité aux cendres volantes : (a) FA = 4% ; (b) FA = 6% (Keramatikerman et al., 2017).

(Prabakar et al., 2004) ont étudié l'influence de l'ajout des cendres volantes sur le comportement des sols, les résultats ont montré que la résistance au cisaillement et l'angle de frottement interne du sol mélangé aux cendres volantes donnent une meilleure résistance. En outre, la valeur CBR du sol peut être améliorée par l'ajout de cendres volantes par rapport au sol pur, ce qui serait bénéfique en particulier pour la chaussée, etc.

(Keramatikerman et al., 2018) ont étudié l'effet des cendres volantes sur le comportement post-cyclique du sable, en effectuant une série des essais triaxiaux monotones et post-cycliques non drainés. Les résultats ont montré que l'augmentation de la teneur en cendres volantes est efficace pour augmenter la contrainte déviatorique ultime du sable. De plus, les études ont montré que les échantillons traités avec cendres volantes ont une valeur de la contrainte déviatorique ultime plus élevée à une densité relative plus élevée et une contrainte effective moyenne initiale plus faible.

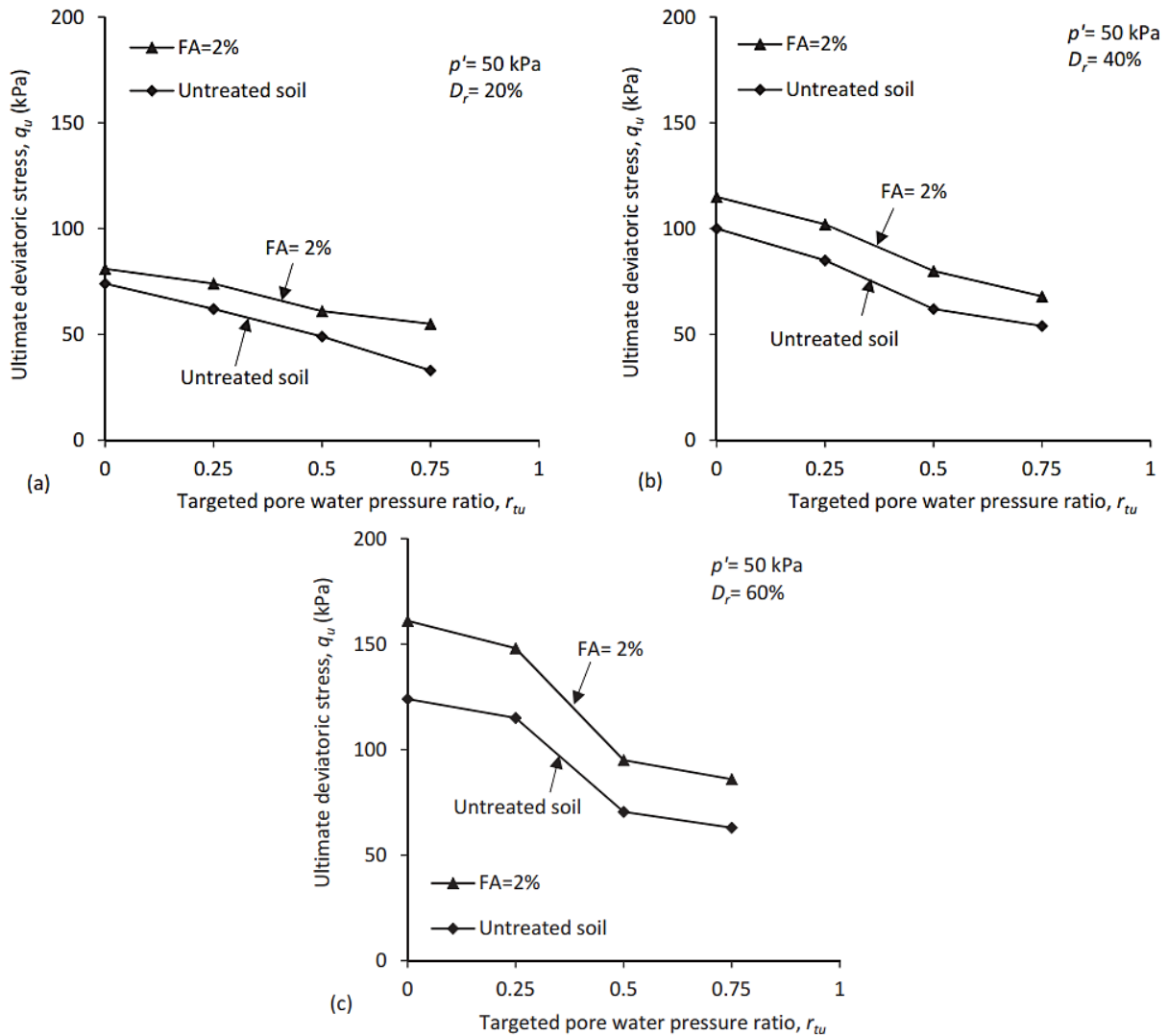


Figure 1.30 : Contrainte déviatorique ultime en phase post-cyclique des échantillons non traités et traités avec FA = 2% : (a) $D_r = 20\%$; (b) $D_r = 40\%$; et (c) $D_r = 60\%$ (Keramatikerman et al., 2018).

1.3.5 Stabilisation par polymères et biopolymères

L'utilisation de polymères et biopolymères dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour améliorer diverses propriétés des sols a été un thème de recherche populaire ces dernières années.

Bien que leur application dans l'amélioration des propriétés d'ingénierie des sols ait été étudiée, les sols traités aux biopolymères n'ont pas été beaucoup explorés pour soutenir les charges dynamiques ou contre la défaillance par liquéfaction. De plus, les biopolymères de type gel ont récemment été introduits comme liants de sol respectueux de l'environnement et ont montré des effets de renforcement substantiels dans les programmes expérimentaux en laboratoire. On s'attend à ce que le biopolymère soit utilisé dans diverses pratiques de génie

civil et de construction en raison de son faible impact sur l'environnement (y compris les faibles émissions de CO₂) et de la demande sensiblement croissante de développement durable et respectueux de l'environnement. (Smitha & Rangaswamy, 2020 ; Lee et al., 2019a, b).

1.3.5.1 Effets de la gomme de xanthane

La gomme de xanthane (XG) est un polysaccharide qui a plusieurs applications commerciales, notamment en tant qu'ingrédient alimentaire. Elle fonctionne comme un agent épaississant efficace pour empêcher les ingrédients de se séparer en raison de sa rhéologie hydrocolloïde (García-Ochoa et al., 2000). La gomme xanthane est produite par un processus métabolique du glucose et sa formule chimique est C₃₅H₄₉O₂₉. La Figure 1.31 montre la structure de la gomme de xanthane.

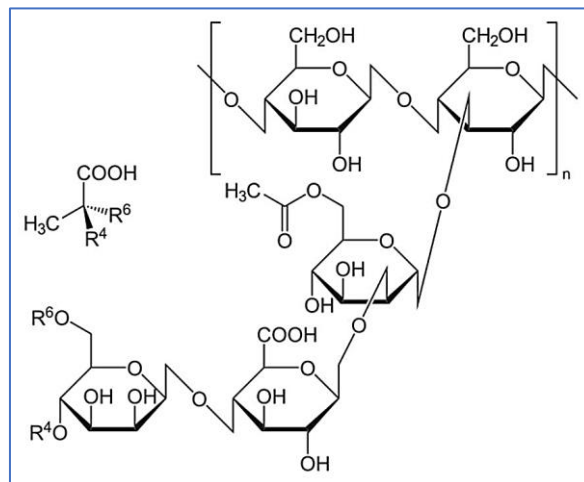


Figure 1.31 : Formule structurale de la gomme de xanthane (García-Ochoa et al., 2000).

(Ayeldeen et al., 2016) ont rapporté que la gomme de xanthane montre un comportement stable dans des environnements avec des conditions acides et alcalines extrêmes, et elle a une bonne solubilité dans l'eau chaude et froide. Une petite quantité de gomme de xanthane (1%) peut produire une augmentation significative de la viscosité d'un liquide, ce comportement est dû à l'augmentation du poids et des dimensions effectives des molécules (Davidson, 1980).

Plusieurs recherches menées sur des mélanges gomme de xanthane/sol ont conclu que la gomme de xanthane diminue la conductivité hydraulique dans les sols limoneux et sableux, et augmente la résistance à la compression des sols argileux et sableux (Ayeldeen et al., 2016 ; Chang et al., 2015).

(Lee et al., 2019a) ont étudié les effets de la résistance du sable traité aux biopolymères à l'aide d'essais triaxiaux en laboratoire, en se concentrant sur les pressions de confinement. Trois conditions de pression de confinement ($\sigma_3 = 50$ kPa, 100 kPa, et 200 kPa) ont été testées avec des teneurs en biopolymère variables (0.5%, 1.0%, et 2.0%). Ils ont trouvé que, indépendamment de la pression de confinement, la faisabilité du traitement biopolymère restera valide dans les conditions de pression de confinement utilisées dans l'étude parce que la force de résistance du sol traité au biopolymère était plus élevée que celle de la condition non traitée. De plus, la résistance au cisaillement a été substantiellement améliorée et il y a eu une augmentation démontrable de la cohésion ainsi que de l'angle de frottement lorsque la matrice du biopolymère a été complètement développée (Figure 1.32).

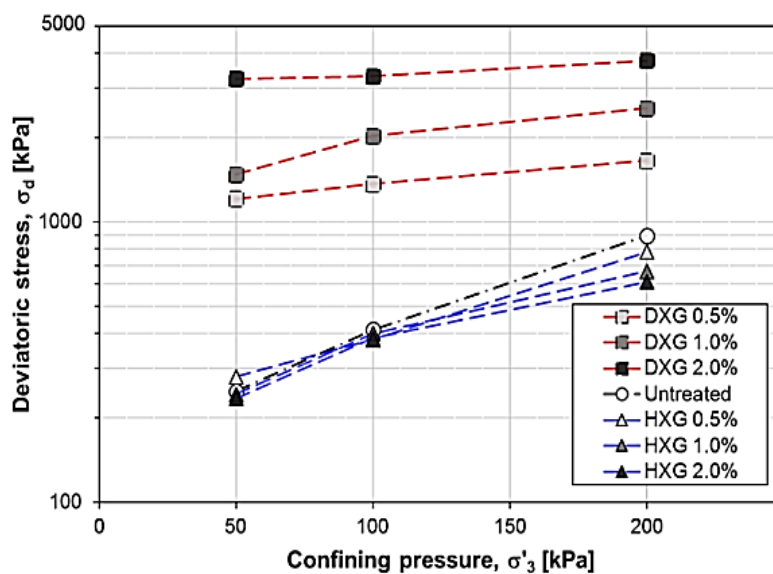


Figure 1.32 : Tendence de renforcement avec différentes conditions de traitement des biopolymères (HXG : gomme de xanthane hydratée ; DXG : gomme de xanthane déshydratée) (Lee et al., 2019a).

(Lee et al., 2019b) ont étudié la faisabilité du biopolymère de gomme de xanthane comme nouveau matériau de stabilisation des sols pour la construction de routes. En effectuant des tests de résistance à la compression non confinée (RCN) sur des échantillons de sol locaux traités avec des liants à base de ciment et de cendres (volantes et mâchefers), et avec le biopolymère de gomme de xanthane. Ils ont découvert que le biopolymère (XG) montre un potentiel intéressant en tant que nouveau liant respectueux de l'environnement pour la stabilisation des sols et les applications de construction routière, en raison de sa résistance élevée et de ses caractéristiques ductiles. La RCN du sol traité au XG était remarquablement plus élevée que celle des autres liants après 28 jours de cure, en raison de la formation d'une

matrice solide entre le biopolymère et le sol. En outre, les conditions traitées par XG avaient une ductilité plus élevée que les sols traités avec des liants à base de ciment ; c'est une autre caractéristique distinctive du traitement des sols par la gomme de xanthane.

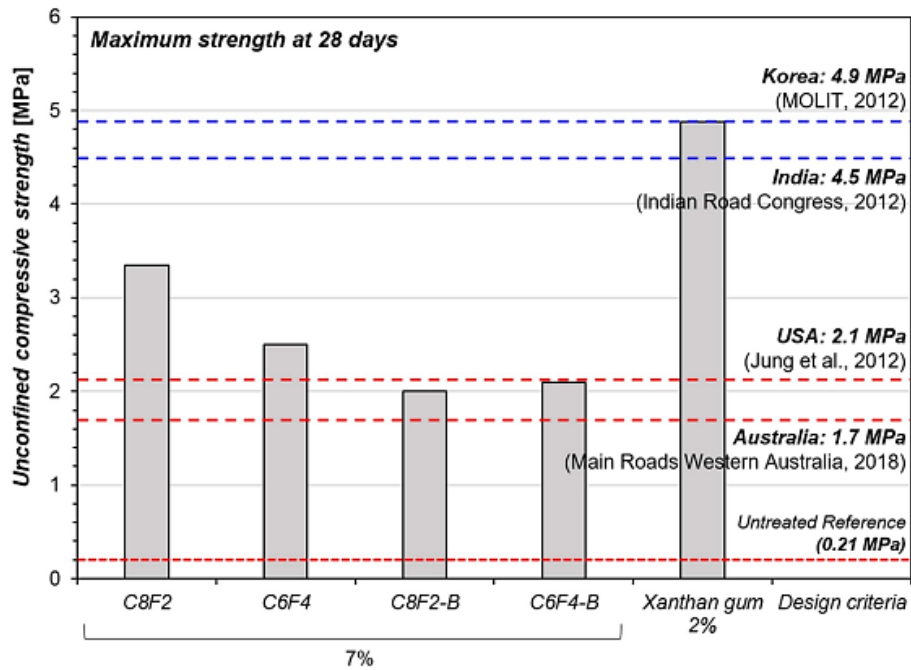


Figure 1.33 : Valeurs maximales de la RCN du sol local traité avec différents types de liants et comparaison avec les exigences de résistance pour la conception des routes (Lee et al., 2019b).

1.3.5.2 Effets de la gomme d'agar

Le biopolymère agar est un polysaccharide naturel que l'on trouve couramment dans les parois cellulaires de certaines espèces d'algues rouges telles que Gracillaria et Gelidium. La fraction principale de l'agar est composée d'agarose, qui est responsable de la gélification. Sa structure est donnée dans la Figure 1.34.

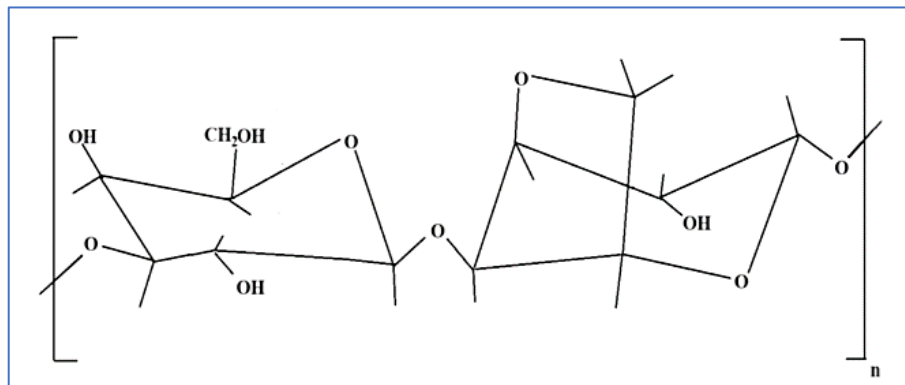


Figure 1.34 : Structure chimique de l'agarose (Smitha & Rangaswamy, 2020).

Afin d'étudier l'efficacité du traitement aux biopolymères d'agar contre la liquéfaction dans le sable limoneux, (Smitha & Rangaswamy, 2020) ont mené une série d'essais triaxiaux cycliques non drainés contrôlés par la déformation, à différents temps de cure (3, 7, et 28 jours) et à des déformations axiales cycliques variables (0.3%, 0.5%, 0.8%, et 1%). Leurs résultats ont montré le potentiel de l'utilisation des biopolymères comme une alternative respectueuse de l'environnement pour l'atténuation de la défaillance des sols induite par la liquéfaction, compte tenu de leurs propriétés de remplissage des pores et d'amélioration de la rigidité. Le module sécant de cisaillement dynamique s'est avéré être amélioré de manière significative ; le sol traité avec 2% de biopolymère d'agar après 7 jours de cure était 317% plus élevé que les échantillons de sol non traités au 50^e cycle de chargement. Dans le même temps, l'excès de la pression interstitielle a été réduit dans une large mesure grâce au traitement. Le rapport maximum de l'excès de la pression interstitielle était juste 0.67 dans les sols traités, qui était 33% moins comparé aux sols non traités (Figure 1.35).

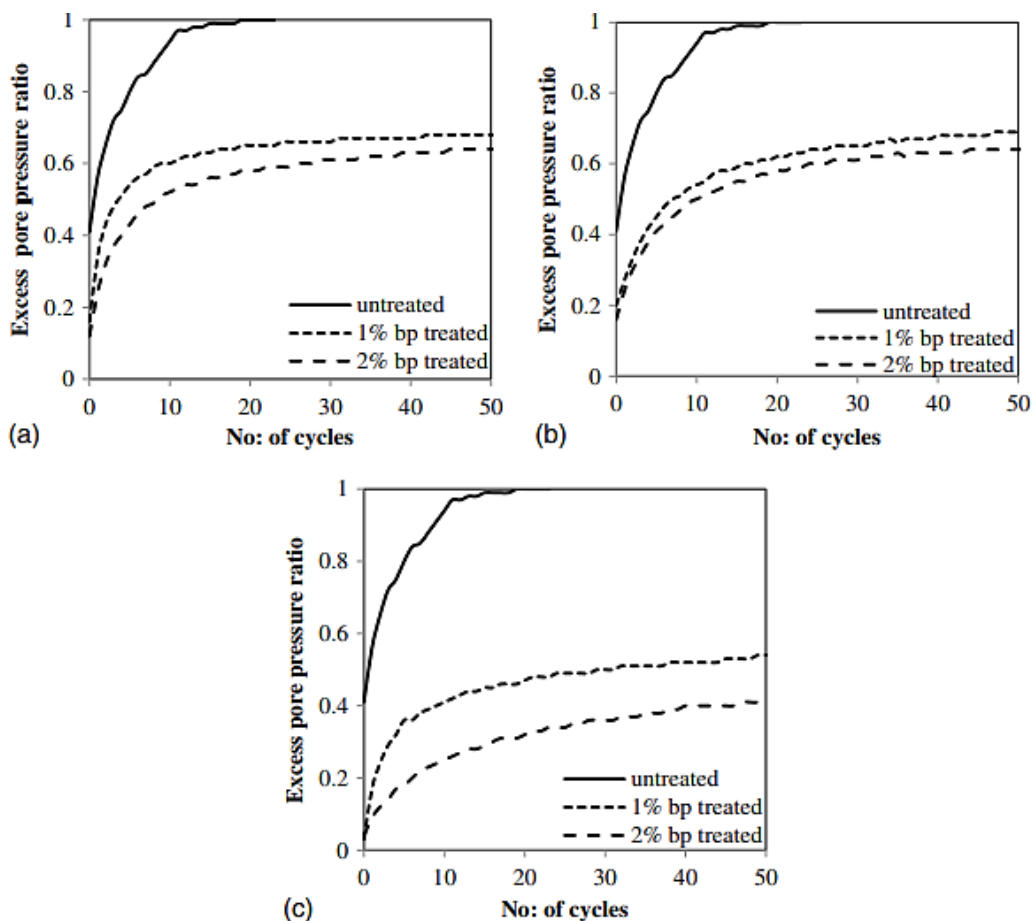


Figure 1.35 : Pression interstitielle d'un sol traité à l'agar : (a) 28 jours ; (b) 7 jours ; (c) 3 jours de cure, avec une charge cyclique de $\varepsilon_a = 0.8\%$ (Smitha & Rangaswamy, 2020).

(Khatami & O’Kelly, 2013) ont effectué une série d’essais de compression triaxiale sur le sable sec et sur le sable qui avait été traité avec des solutions contenant 1%, 2% et 4% d’agar. Les données obtenues indiquent que des concentrations plus élevées d’agar produisent une résistance à la compression et une rigidité plus élevée dans le sable traité. La contrainte déviatorique maximale, mobilisée pour une pression de confinement donnée, a également augmenté à des concentrations d’agar plus élevées. Le traitement aux biopolymères est très intéressant pour modifier le comportement du sol et lui donner des caractéristiques de résistance et de déformation spécifiques en termes de niveau de rigidité ou de ductilité (Figure 1.36). La durabilité et le caractère écologique des biopolymères ajoutent également à leur intérêt pour les applications d’ingénierie.

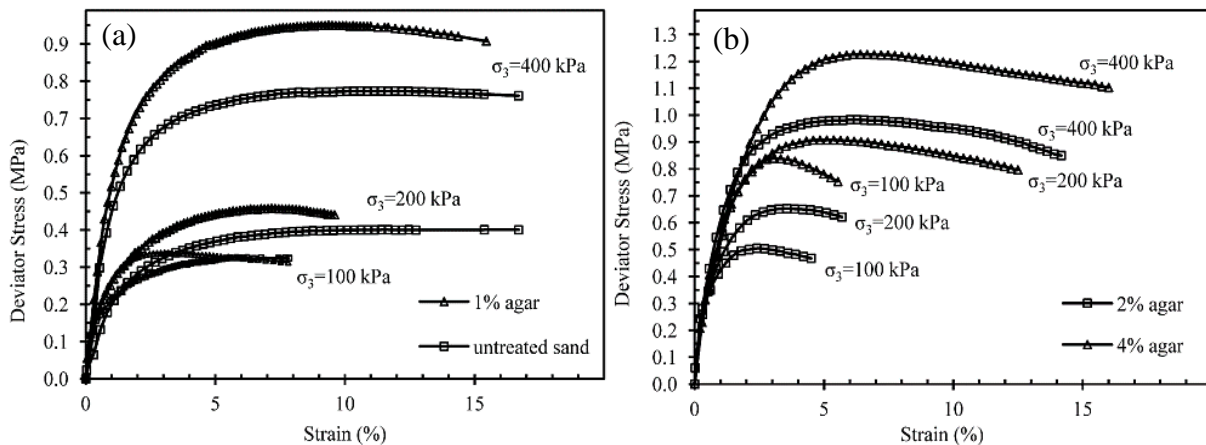


Figure 1.36 : Essais de compression triaxiale sur sable non traité et traité avec : (a) 1% ; (b) 2% et 4% d’Agar (Khatami & O’Kelly, 2013).

1.3.5.3 Effets de la gomme de gellane

La gomme de gellane (GG) est produite à partir de chaînes relativement longues de molécules d’hydrates de carbone. Le gelant est composé de quatre molécules appartenant pour la plupart à la famille des glucides. La Figure 1.37 montre la structure fondamentale de l’agent gelant, qui est produit par une sorte de bactérie, appelée pseudomonas elodea. Il peut être utilisé comme additif alimentaire direct. Il est utilisé comme agent gélifiant, notamment dans les industries alimentaire, cosmétique et pharmaceutique. L’application la plus courante de gellane dans l’industrie alimentaire est la boulangerie et la confiserie, car il peut tolérer des températures élevées sans changer de propriétés. En outre, la gomme de gellane peut également être utilisée pour améliorer les propriétés géotechniques des sols.

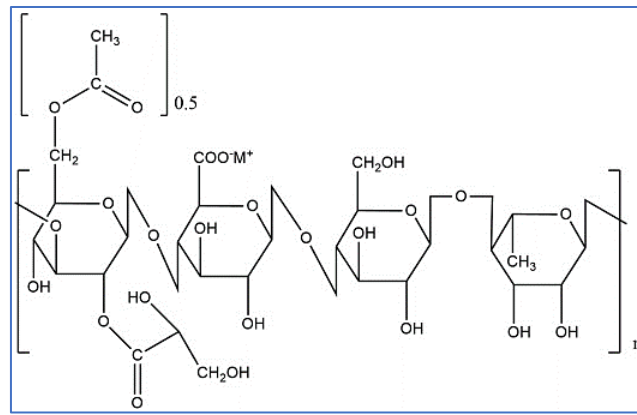


Figure 1.37 : Formule structurale de la gomme de gellane (Rahman & Arafat, 2021).

(Chang et al., 2016) ont évalué l'effet de la gomme de gellane sur les comportements géotechniques du sable non cohérent à travers une série de programmes expérimentaux comprenant des essais de compression non confinée et des essais de cisaillement direct. Les résultats ont montré que les sables traités à la gellane présentaient une amélioration relativement élevée, même à de faibles concentrations. Les résultats des tests de compression non confinée pour les sables-gellane (434 kPa) étaient comparables à ceux des sables traités au ciment à 12% (380 kPa) (Figure 1.38). En termes de résistance au cisaillement, des améliorations importantes de la cohésion et de l'angle de frottement des mélanges sable-gellane ont été démontrées. En outre, la gomme de gellane étant biodégradable et écologique, son utilisation permettra l'élimination naturelle du biopolymère dans l'écosystème sans causer de dommages à l'environnement. Par conséquent, cette méthode d'amélioration des sols offre de nombreux avantages par rapport aux méthodes actuelles, notamment dans les applications impliquant une amélioration temporaire.

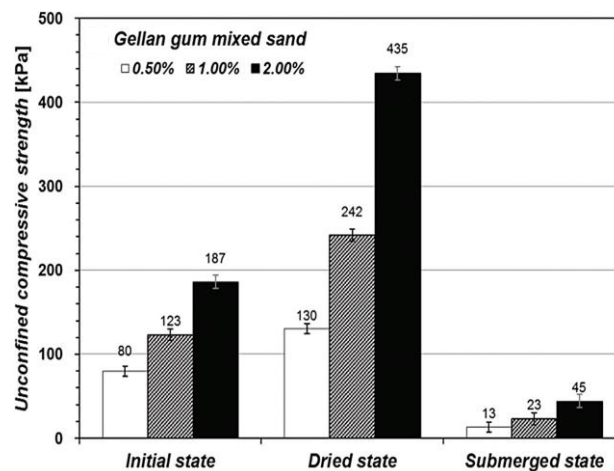


Figure 1.38 : Résistance à la compression non confinée des mélanges sable-gomme de gellane (Chang et al. 2016).

1.3.5.4 Effets de la mousse de polyuréthane

La mousse de polyuréthane est un produit résultant de réactions chimiques exothermiques de polymérisation entre le groupe fonctionnel diisocyanate et les monomères polyol. Il est adhésif, imperméable, isolant et non toxique, ce qui le rend adapté à divers usages. Il est formé par une réaction chimique exothermique entre les groupes diisocyanate et les monomères polyol avec deux ou plusieurs groupes hydroxyle. Son attrait est dû en partie à sa faible conductivité thermique, à sa facilité de mise en œuvre et à sa légèreté. Pendant le processus de polymérisation, la mousse de polyuréthane peut construire une mousse fermée avec une grande résistance et une grande rigidité, en établissant des connexions entre les gros grains (Xiao et al., 2018 ; Chen et al., 2021b).

(Chen et al., 2021b) ont étudié les propriétés mécaniques (en termes de résistance au cisaillement) du sable calcaire amélioré par la mousse de polyuréthane en réalisant des essais triaxiaux à grande échelle non consolidée et non drainée. Les résultats expérimentaux montrent que l'ajout de la mousse de polyuréthane améliore significativement la résistance au cisaillement et à la déformation du sable calcaire stabilisé (Figure 1.39). La mousse de polyuréthane augmente la cohésion du sable calcaire, et a peu de changement dans l'angle de frottement et qui varie dans un petit intervalle autour de 30° (Figure 1.40). De plus, ce comportement est expliqué par les études SEM qui ont révélé que la mousse de polyuréthane est principalement enroulée autour de la surface des grains de sable ou rempli entre les particules de sable, ce qui se manifeste sous la forme d'une cohésion améliorée qui résulte finalement à une amélioration globale de la résistance du mélange sol-mousse de polyuréthane.

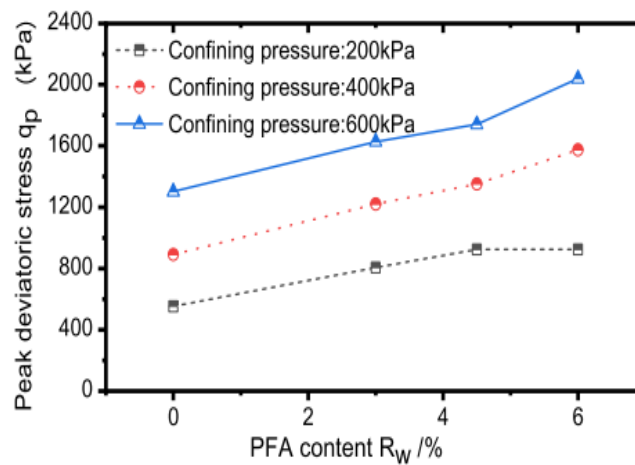


Figure 1.39 : Contrainte déviatorique maximale du sable calcaire amélioré avec la teneur en PFA (Chen et al., 2021b).

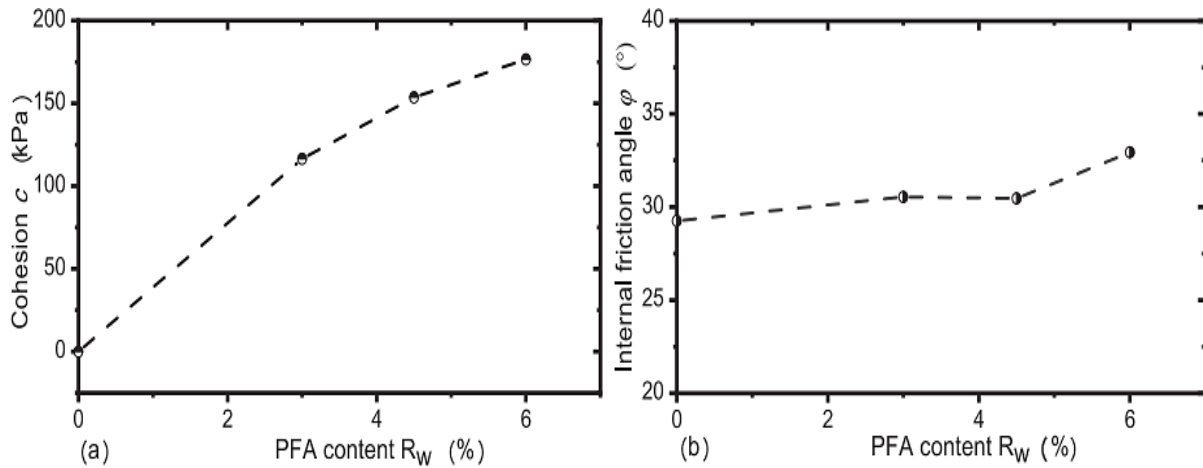


Figure 1.40 : Relation entre la teneur en mousse de polyuréthane et : (a) cohésion ; (b) angle de frottement interne (Chen et al., 2021b).

(Xiao et al., 2018) ont étudié l'efficacité de la mousse de polyuréthane dans l'amélioration d'un sol graveleux bien gradué, en effectuant une série d'essais de compression triaxiale drainée sur le sol non amélioré et amélioré par la mousse de polyuréthane. Cinq pressions de confinement et quatre teneurs en mousse de polyuréthane ont été utilisées. Les résultats de leurs tests ont montré que lorsque la teneur en mousse de polyuréthane augmente de 2% à 8% à une pression de confinement de 100 kPa, la résistance maximale et résiduelle du sol amélioré augmente de manière significative (de 1.5 à 7 fois et de 1.4 à 5.4 fois celle du sol non amélioré). Le matériau présente un léger comportement d'assouplissement et d'expansion de volume (dilatation) à une faible pression de confinement (100 kPa). Cependant, lorsque la pression de confinement augmente (≥ 300 kPa), la dilatance du matériau est supprimée, ce qui entraîne un comportement de durcissement et de contraction de la déformation (Figure 1.41). En outre, le sol amélioré par la mousse de polyuréthane examiné a produit une ductilité significativement meilleure qu'un gravier sableux similaire amélioré par la chaux, ce qui pourrait offrir une alternative prometteuse pour l'application aux barrages d'enrochement élevés ou aux remblais ferroviaires.

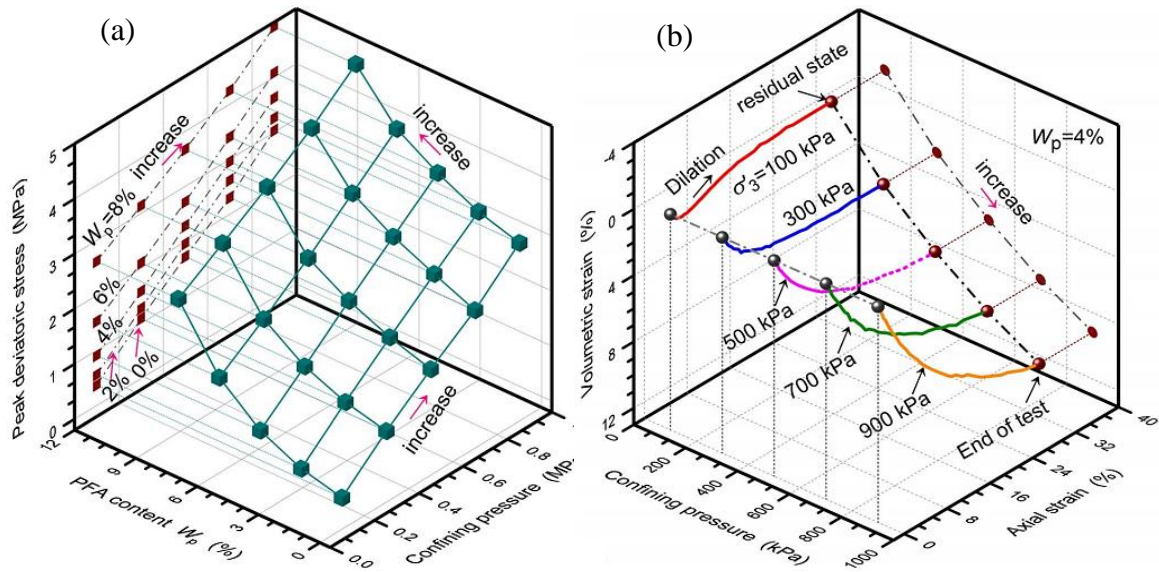


Figure 1.41 : Résultats d'essais de sols graveleux-mousse de polyuréthane : (a) contrainte déviatorique maximale ; (b) déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale avec $W_p = 4 \%$ (Xiao et al., 2018).

(Liu et al., 2021) ont réalisé une série d'essais cycliques non drainés pour étudier les effets de la pression de confinement sur les propriétés dynamiques des graviers renforcés à la mousse de polyuréthane. Les résultats ont montré que la pression de confinement et le rapport des contraintes de consolidation ont eu un effet significatif sur le module de cisailment maximal. Le G_{max} des graviers non renforcés et renforcés à la mousse de polyuréthane a augmenté avec la pression de confinement. En outre, le frottement interparticulaire a augmenté lorsque la pression de confinement ou le rapport de contrainte de consolidation a augmenté, ce qui a entraîné une augmentation de la rigidité (Figure 1.42).

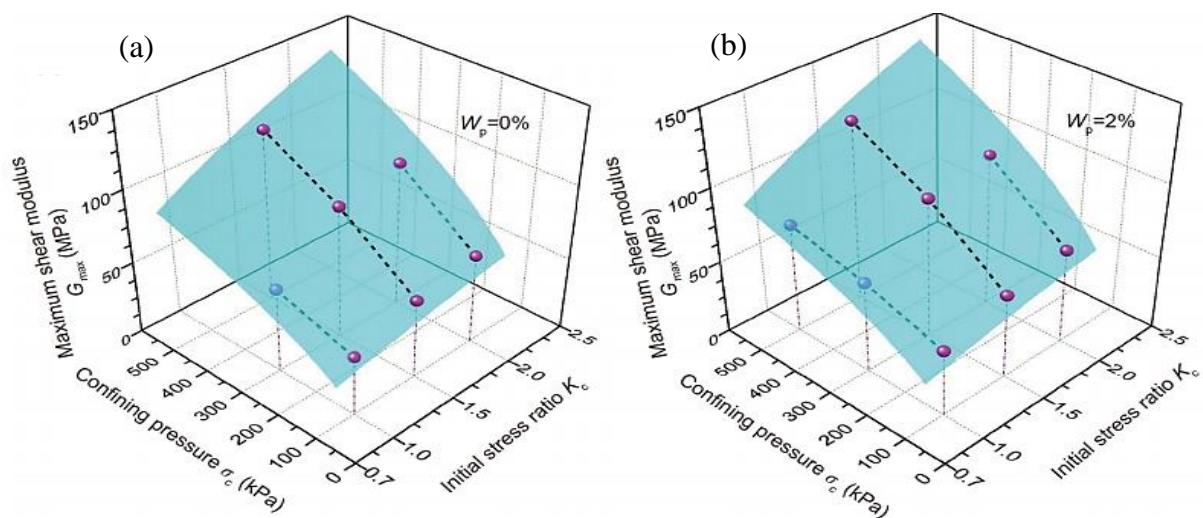


Figure 1.42 : Variation du module de cisailment maximal G_{max} : (a) $W_p = 0\%$; (b) $W_p = 2\%$ (Liu et al., 2021).

1.4 Conclusion

Un sol caractérisé par une instabilité particulière et par conséquent un ouvrage de génie civil ou de travaux publics fondé sur un tel sol est systématiquement instable. Pour éviter l'option coûteuse et traditionnelle d'une fondation profonde, une opération d'amélioration du sol est nécessaire. L'instabilité est la perte de résistance du sol due principalement à : l'excès d'eau, les types de sols médiocres, la décomposition, le mauvais compactage, le gel et le dégel...etc. Le sol doit être suffisamment stable pour le projet. Travailler sur un sol instable peut s'avérer difficile et faire échouer l'ensemble du projet. Les entreprises de construction peuvent être amenées à mettre en œuvre des solutions pour obtenir des conditions de sol plus favorables.

Ce chapitre comprend une revue bibliographique sur les différents comportements physiques et mécaniques des sols, et les paramètres influents tels que le ciment, la chaux, les fibres, les géotextiles pour objectif d'augmenter la résistance ou la stabilité du sol et réduire le coût de la construction en utilisant au mieux les matériaux localement disponibles.

Les différentes techniques d'amélioration et de modification des sols ont également été présentées dans ce chapitre comme le compactage dynamique, les colonnes ballastées, les inclusions rigides, et les drains verticaux présentant, ainsi, des avantages environnementaux et économiques.

L'utilisation de biopolymères pour améliorer le comportement des sols granulaires est un sujet qui a attiré beaucoup d'attention récemment en raison de ses avantages en termes de résistance, de son faible coût et de ses propriétés écologiques. Certaines propriétés du sol peuvent être modifiées par l'ajout de polymères, comme la stabilité du volume, la durabilité hydraulique, la conductivité et la résistance à la compression. Les polymères peuvent contribuer, aussi, à prévenir l'érosion du sol et à augmenter l'infiltration de l'eau en renforçant la structure du sol donnant lieu à de meilleures performances physiques, hydrauliques ou mécaniques.

Dans les chapitres suivants, les matériaux utilisés dans cette thèse sont présentés suivis par les essais mécaniques réalisés concernant l'influence de la taille et de la forme des grains sur le comportement physico-mécanique des mélanges de sable traités ou améliorés. En vue de leur valorisation quant à leur utilisation comme matériaux adéquats dans l'édification des infrastructures routières.

Chapitre 2

**Procédure expérimentale et matériaux
utilisés**

Ce chapitre présente les dispositifs expérimentaux, les procédures suivies pour réaliser les essais de compactage, de cisaillement à la boîte de Casagrande et de compression simple, afin d'étudier le comportement physico-mécanique de trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ayant différentes granulométries traitées ou améliorées par des fractions de cendres volantes et teneurs en polyuréthane. Des essais préliminaires ont été effectués sur les matériaux utilisés tel que : sable, cendres volantes et mousse de polyuréthane pour identifier leurs caractéristiques physico-chimiques. Des tests de répétabilité ont été réalisés pour vérifier la fiabilité des différents dispositifs et modes opératoire suivis.

2.1 Introduction

Les essais en laboratoire sont d'une importance vitale pour réaliser une caractérisation et par conséquent établir une classification des sols appelés à recevoir les ouvrages de génie civil, travaux publics et hydraulique. Cette caractérisation (résistance, rigidité, déformation, tassement, etc...) permettra l'identification et la détermination de toutes les caractéristiques physico-mécaniques qui sont à l'origine d'induire de bonnes performances au sol d'assise. Ils permettent, aussi, un meilleur contrôle des conditions initiales d'essai appliquées au sol en comparaison avec les essais in situ. Les essais en laboratoire peuvent être divisés en deux classes ; Classe (A) sont des essais visant à déterminer les propriétés physiques et les essais de classe (B) sont utilisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques.

Dans ce chapitre, nous présentons en détail les trois dispositifs expérimentaux utilisés (essai Proctor, essai de cisaillement à la boîte de Casagrande et l'essai de compression non confinée) et les procédures expérimentales considérées dans cette étude. Tout d'abord, nous présentons l'essai permettant l'étude en laboratoire du compactage dans le but de déterminer les caractéristiques de compactage des mélanges sable de Chlef-cendres volantes (la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale). Puis, on présente l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande en vue d'étudier le comportement mécanique des échantillons de sable de Chlef ayant des granulométries caractérisées par différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 4.00 \text{ mm}, 2.00 \text{ mm}$ et 0.63 mm) mélangés avec quatre fractions de cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%). Le but du troisième dispositif expérimental (l'essai de compression non confinée) est d'analyser l'impact de la mousse de polyuréthane (PFC) sur la réponse mécanique en termes de résistance à la compression non confinée de trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef considérant l'ajout des cendres volantes. On clôture ce chapitre par une description succincte des différents matériaux utilisés dans cette étude et leurs caractéristiques adoptées dans la réalisation de nos essais. Les essais ont été réalisés au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) à l'Université de Chlef, et au Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) de Chlef.

2.2 Dispositifs expérimentaux utilisés

2.2.1 Essais de compactage

L'essai du compactage est souvent utilisé pour caractériser le comportement physique des sols utilisés pour la construction des remblais destinés aux infrastructures de transport et hydrauliques. L'essai consiste à compacter dans un moule standard, à l'aide d'une dame

normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. Les caractéristiques de compactage d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, par contre différents dans les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée (Tableau 2.1). Pour les constructions de remblai en grande masse (barrages, remblais routiers...) on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal. Alors que, pour les couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie de compactage supérieure. Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à des teneurs en eau croissantes et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe illustrant la variation de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. On note que l'essai Proctor normal a été considéré dans cette investigation pour caractériser le sol en vue de son utilisation dans les infrastructures routières comme matériau de construction dans l'édification du remblai ou couches de forme. L'essai de compactage nous permet de :

- Augmenter la résistance au cisaillement du sol ;
- Réduire le tassement ;
- Empêcher l'accumulation de la pression d'eau ;
- Contrôler les mouvements de retrait-gonflement ;
- Réduire l'indice des vides.

Tableau 2.1 - Essai Proctor normal et modifié (NF P94-093, 1999)

Type	N° de couche	N° de cops	Volume de moule	Poids de la dame	Hauteur de chute	Energie de compactage
Normal	3	25	945 cm ³	2.490 kg	30.5 cm	587 kJ/m ³
Modifié	5	25	945 cm ³	4.535 kg	45.7 cm	2682 kJ/m ³

2.2.1.1 Préparation des échantillons

Les masses de sol (par exemple sable grossier $D_{max} = 4.00$ mm) ont été pesés, et manuellement mélangés avec les pourcentages des cendres volantes (0%, 5%, 10% et 15% de masse du sable sec) jusqu'à atteindre un mélange plus homogène (Figure 2.1a). Puis, une quantité d'eau (humidification) a été ajoutée ($4\% \leq w \leq 14\%$), les échantillons (sable + cendres volantes + eau) ont été mélangés à l'aide d'une pelle (Figure 2.1b). Après humidification, chaque quantité est conservée en boîtes ou sacs hermétiques durant un temps pour parfaire la diffusion de l'eau (Figure 2.1c).

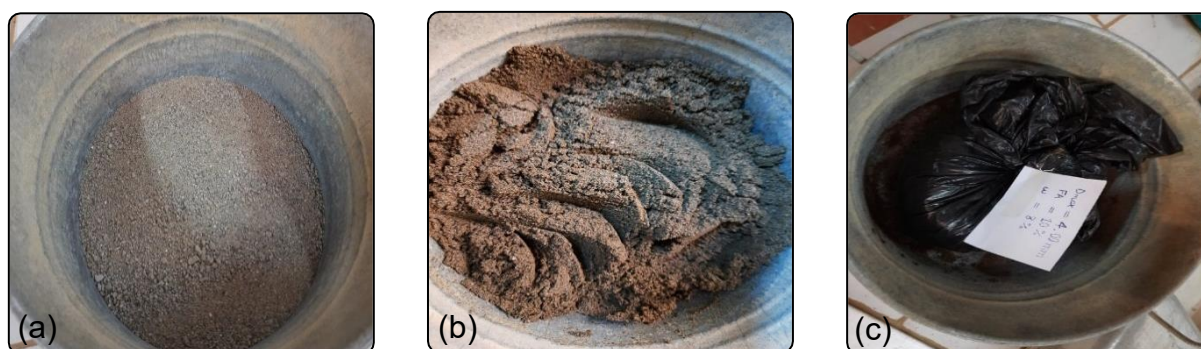


Figure 2.1 : Préparation des échantillons : (a) pesage, malaxage et homogénéisation à sec ; (b) malaxage après l'ajout de l'eau ; (c) conservation pour l'humidification dans des sacs hermétiques.

2.2.1.2 Déroulement de l'essai du compactage

Les essais de compactage des différents échantillons de sol ont été établis à l'aide d'un appareil Proctor normal. La dame utilisée est de forme cylindrique ayant un poids de 2.5 kg avec 50.8 mm de diamètre et 114.3 mm de hauteur. Le moule utilisé a un diamètre de 101.6 mm et une hauteur de 117 mm (Figure 2.2).

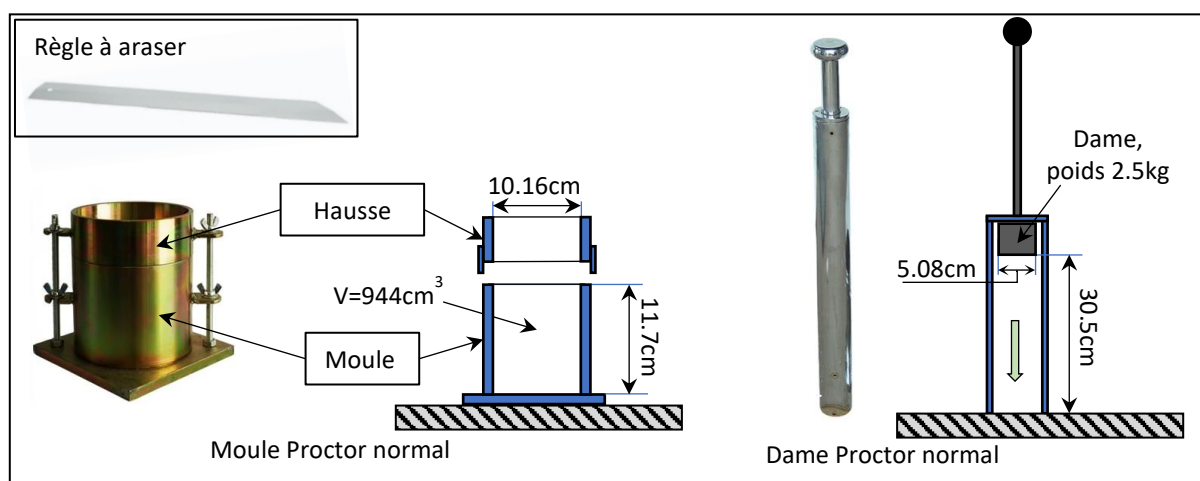


Figure 2.2 : Appareillage de l'essai Proctor normal.

L'essai Proctor normal suit les étapes suivantes :

- Peser le moule vide sans la hausse, P_1 ;
- Solidariser : moule, embase et hausse ;
- Mélanger soigneusement le sol sec avec des cendres volantes et de l'eau pour préparer des échantillons uniformes avec une teneur en eau calculée (comme mentionné précédemment) ;

- Verser la quantité du mélange préparé de façon que la hauteur de la première couche après compactage soit sensiblement égale au tiers dans un moule Proctor normal, comme le montre la Figure 2.3a;
- Compacter le mélange par 25 coups à partir d'une hauteur de 30.5 cm, comme le montre la Figure 2.3b. Le moule doit être placé sur un support rigide pour éviter une éventuelle perte d'énergie de compactage et répéter l'opération autant de fois que l'exige le nombre de couches à réaliser (3 couches) ;
- Enlever la hausse du moule et araser au niveau supérieur du moule pour obtenir un volume exact de 944 cm³ de l'échantillon (Figure 2.3c) ;
- Peser l'ensemble du moule avec le matériau (moule + échantillon humide); P₂ (Figure 2.3d) ;
- Prendre une quantité de l'échantillon qui a été arasé pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon (Figure 2.3e), et la sécher à l'étuve à 105°C pendant 24 h (Figure 2.3f).
- Répéter toutes les étapes pour chaque teneur en eau testée.

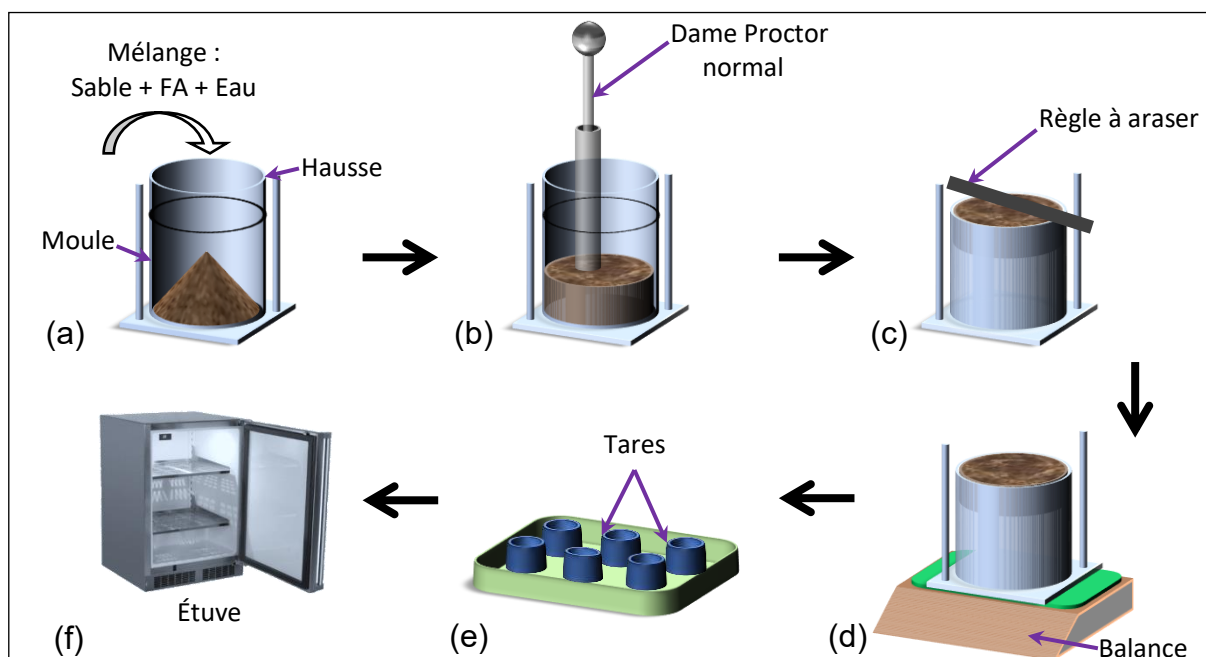


Figure 2.3 : Procédure de l'essai du compactage : (a) introduire le mélange dans le moule ; (b) compactage de chaque couche par 25 coups ; (c) arasage ; (d) pesage ; (e) prélèvement d'échantillons de sol pour mesurer la teneur en eau ; (f) séchage à l'étuve à 105°C.

2.2.2 Essais de cisaillement direct

La résistance au cisaillement des sols est une caractéristique d'une importance vitale dans de nombreux problèmes d'ingénierie des fondations, tels que la capacité portante des

fondations superficielles et des pieux, la stabilité des pentes, les barrages et remblais, et enfin la pression latérale des terres sur les murs de soutènement (Das & Sivakugan, 2016).

L'essai consiste à placer l'échantillon dans une boîte (60 mm × 60 mm × 25 mm), constituée de deux demi-boîtes, et puis le soumettre à une charge verticale N , qui représente la contrainte normale σ_n . A l'aide d'un moteur, une force horizontale de cisaillement (T) est appliquée sur l'une des demi-boîtes, ce qui entraîne un déplacement relatif des demi-boîtes (ΔH) jusqu'à ce que la rupture se produise (Figure 2.4). La variation de la hauteur d'échantillon (ΔV), le déplacement horizontal (DH) et la force de cisaillement (T) doit être mesurés au cours de cisaillement. L'angle de frottement interne, éventuellement la cohésion et par conséquent, la résistance au cisaillement sont calculés en considérant la géométrie de la boîte pendant le chargement. L'appareil utilisé dans cette étude est présenté dans la Figure 2.5.

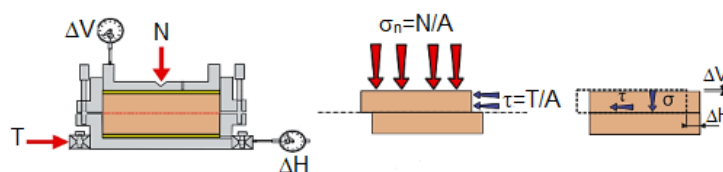


Figure 2.4 : Schéma de la boîte de cisaillement.

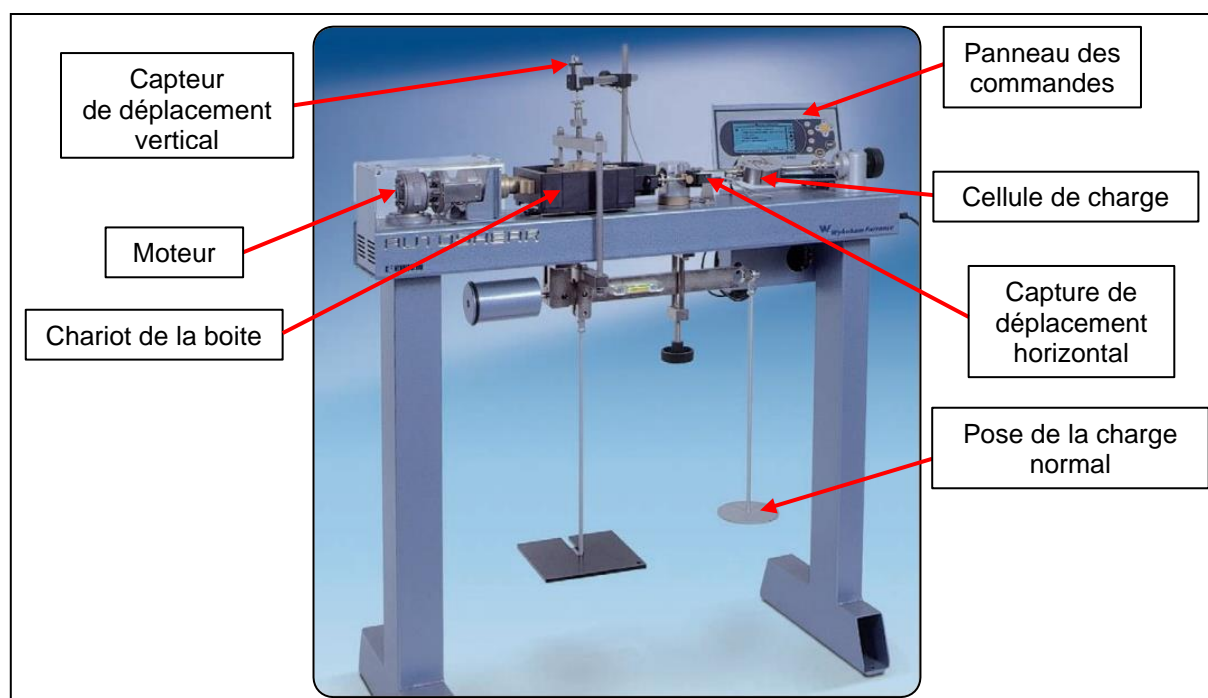


Figure 2.5 : Appareil de cisaillement utilisé dans cette étude.

La connaissance des contraintes normales et tangentielles permet de déterminer les points de la courbe intrinsèque. En répétant plusieurs fois l'expérience (plus de deux fois), on peut tracer une courbe intrinsèque du sol appelé droite de Coulomb ou Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

L'équation (2.1) est une relation linéaire entre σ et τ et est représentée par une ligne droite sur la Figure 2.6. Cette ligne est appelée l'enveloppe de rupture, ce qui implique que si n'importe quelle combinaison de contraintes de σ et τ sur n'importe quel plan arbitraire se situe en dessous de la ligne de l'enveloppe de rupture, il n'y a pas de rupture.

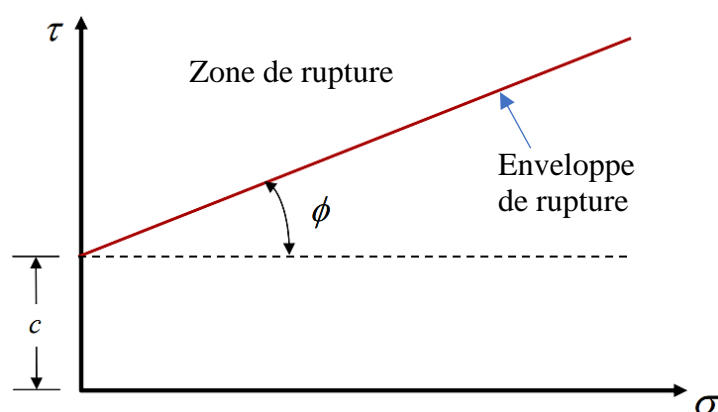


Figure 2.6 : Critères de défaillance.

2.2.2.1 Préparation des échantillons

Deux techniques ont été utilisées pour préparer les échantillons ; le damage humide et la pluviation à sec.

a) Damage humide

Une série d'essais de cisaillement direct a été effectuée sur trois classes granulaires différentes dérivées du sable naturel de Chlef mélangées à des fractions de cendres volantes allant de FA = 0% à FA = 15%. Les échantillons traités et non traités ont été préparés selon les coordonnées à l'optimum Proctor (teneur en eau optimale et densité sèche maximale) obtenues lors des différents essais de compactage. Cette méthode consiste à humidifier les mélanges avec une teneur en eau (teneur en eau optimale) et subdiviser le poids de l'échantillon en trois parties égales, puis placer délicatement couche par couche successive, en appliquant la même énergie (25 coups/couche) (Figure 2.7a et 2.8). Les mélanges testés ont été soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100\text{kPa}$, 200 kPa , 300 kPa) (Figure 2.7b). Après la mise en place du mélange et l'application de la contrainte normale σ_n , l'échantillon a été cisailé à une vitesse constante de 1mm par minute jusqu'à ce qu'un déplacement horizontal

de 7 mm soit atteint (Figure 2.7c). Les résultats obtenus de cette série d'essais seront présentés dans le 3^{ème} chapitre.

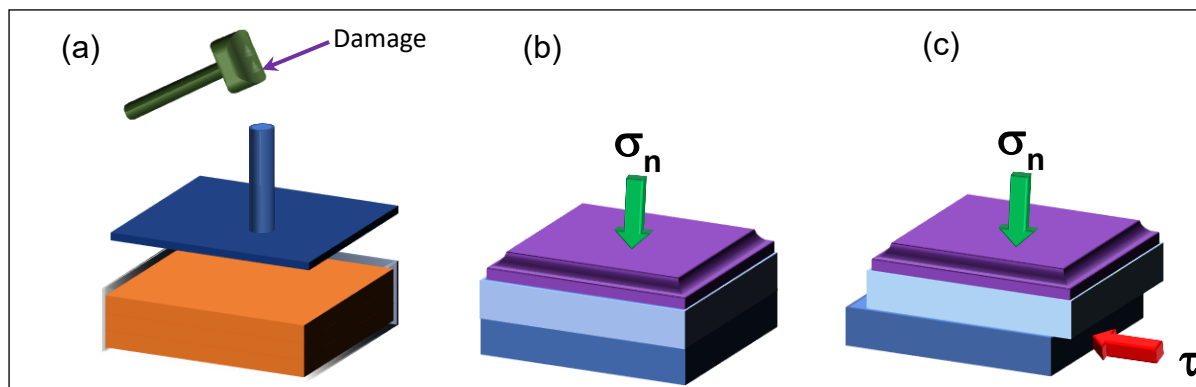


Figure 2.7 : Etapes de l'essai de cisaillement direct : (a) damage humide en trois couches ; (b) application de la contrainte normale ; (c) cisaillement de l'échantillon.



Figure 2.8 : Exemple d'échantillon préparé par la technique de damage humide (FA = 0%).

b) Pluviation à sec

Les trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ont été tamisées, lavées et séchées à l'étuve à 105°C avant d'être tester. Les échantillons de mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués par cette méthode avec une densité relative initiale de ($D_r = 90\%$). Ensuite, les mélanges sable-cendres volantes testés ont été placés dans la boîte de cisaillement et compacté (les échantillons secs ont été compactés avec la même technique que la méthode de damage humide) jusqu'à atteindre la densité relative initiale ciblée (Figure 2.9), puis soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa et 300 kPa), et cisailé avec une vitesse constante (1mm/min). Les résultats de ces essais seront présentés dans le chapitre 4.



Figure 2.9 : Exemple d'échantillon préparée par la méthode de pluviation à sec (FA = 0%).

2.2.2.2 Déroulement de l'essai du cisaillement direct

- Mettre en place la boîte contenant l'échantillon dans le chariot et placer la plaque de grille supérieure.
- Placer le piston de chargement et appliquer une force verticale (N) au sommet du piston en mettant les masses fendues en acier sur le plateau et retirer les deux vis de solidarisation de la boîte, et régler la position des capteurs chacun à sa place. Puis mettre les capteurs à zéro.
- Démarrer l'essai de cisaillement de l'échantillon à une vitesse constante de 1mm/min. Au cours du cisaillement, les lectures des comparateurs illustrant la force de cisaillement, le déplacement horizontal et déplacement vertical, sont prises simultanément à chaque augmentation du déplacement horizontale jusqu'à la fin d'essai.
- Lorsque le déplacement horizontal atteint une valeur de 7 mm, arrêter l'essai et tracer les courbes de cisaillement.

2.2.3 Essais de résistance à la compression non confinée

L'essai de compression non confinée est utilisé couramment pour la caractérisation du comportement uni-axial des géo-matériaux. La procédure est effectuée sur des échantillons cylindriques (diamètre D, hauteur H). Le diamètre D est généralement de l'ordre de dix fois la taille caractéristique de la microstructure et l'élancement H/D est compris entre 2 et 2.5. Cet élancement joue un rôle important parce qu'aux extrémités de l'éprouvette des forces de frottement apparaissent entre l'éprouvette et les plateaux de la presse, induisant un frettage. Ce frettage se traduit par la présence de régions coniques où l'état des contraintes n'est pas homogène et le sol est partiellement confiné. Généralement, il existe deux types d'allures typiques de comportement en compression non confinée : courbe de sol ductile et courbe de

sol fragile (Figure 2.10). Figure 2.11 présente les différentes réponses obtenues en termes de courbes contrainte-déformation à partir d'un essai de compression non confinée.

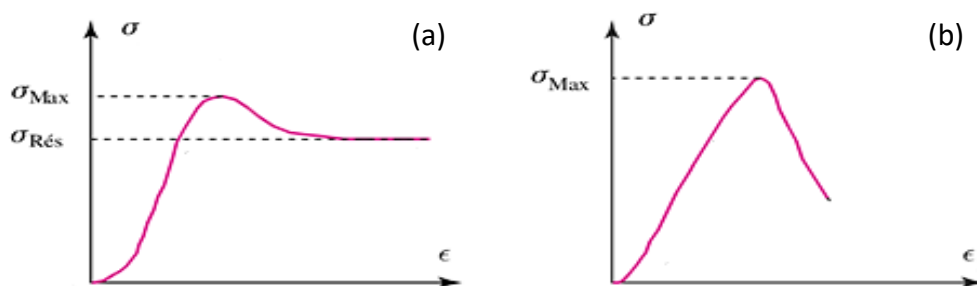


Figure 2.10 : Allures typiques de comportement en compression simple : (a) sol ductile ; (b) sol fragile (Berthaud et al., 2013).

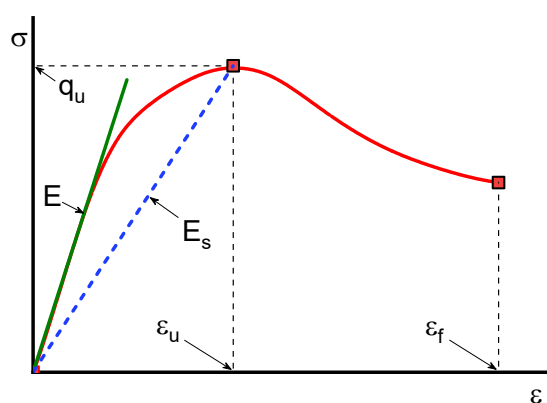


Figure 2.11 : Différents paramètres obtenus de la courbe de contrainte-déformation.

2.2.3.1 Préparation des échantillons

Trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ayant différentes tailles maximales de particules ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm, 0.63 mm) ont été mélangées avec différents pourcentages de cendres volantes et mousse de polyuréthane afin d'étudier les paramètres de résistance à la compression non confinée des échantillons stabilisés. Les sols sableux ont été séchés avant d'être utilisés dans les mélanges. Tout d'abord, les quantités requises de cendres volantes en pourcentage (0%, 5%, 10%, 15%) ont été ajoutées aux sols secs et mélangées jusqu'à obtention d'un mélange homogène (Figure 2.12a). Ensuite, les quantités de mousse de polyuréthane ont été choisies comme 2%, 4%, 6% et 8% du poids total de la quantité du mélange. Ces quantités de mousse de polyuréthane ont été mélangées avec les échantillons de sol. Comme les sols avaient tendance à s'agglutiner, une attention particulière et un temps considérable ont été consacrés en vue d'obtenir une distribution homogène du mélange (Figure 2.12b). La méthode du sous-compactage proposée par (Ladd, 1978) a été utilisée pour préparer les échantillons. Le mélange a été subdivisé en trois

quantités et compacté jusqu'à atteindre approximativement une densité cible de 90% (2.12c). Les éprouvettes cylindriques (Diamètre = 40 mm, Hauteur = 80 mm) ont été stockées dans des boîtes plastiques à la température de 25°C (Figures 2.12d et e), puis testées après 24 heures de cure à l'aide de l'appareil présenté en Figure 2.13.

2.2.3.2 Déroulement de l'essai de compression non confinée

Afin de déterminer les paramètres de résistance à la compression non confinée des échantillons sable-cendres volantes-mousse de polyuréthane, une série d'essais de compression simple a été réalisée conformément à la norme (ASTM D2166, 2016), suivant les étapes ci-dessous :

- Placer l'échantillon préparé dans le dispositif de chargement de manière à ce qu'il soit centré sur le plateau inférieur. Ajuster soigneusement le dispositif de chargement de manière à ce que le plateau supérieur entre tout juste en contact avec l'échantillon.
- Mettre à zéro l'indicateur de déformation ou enregistrer la lecture initiale du dispositif de déformation électronique. Appliquer la charge de manière à produire une déformation axiale à un taux de 1.25%/min (1 mm/min).
- Enregistrer les valeurs de charge, de déformation et de temps à des intervalles suffisants pour définir la forme de la courbe contrainte-déformation (10 à 15 points sont généralement suffisants).
- Continuer l'essai jusqu'à ce que les valeurs de charge diminuent avec l'augmentation de la déformation, ou jusqu'à ce que la fracture de l'échantillon soit atteinte. La déformation axiale et la contrainte axiale sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_a = F / A \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_a = \Delta L / L_0 \times 100 \quad (2.3)$$

$$A = A_0 / \left(1 - \frac{\varepsilon_a}{100} \right) \quad (2.4)$$

Où : A est la surface corrigée de la section transversale de l'échantillon en mm² ;

A₀ est la surface initiale de la section transversale de l'échantillon en mm² ;

L₀ est la longueur initiale de l'échantillon en mm ;

F est la force appliquée en kN ;

ΔL est le changement de longueur de l'éprouvette en mm ;

σ_a est la contrainte axiale en MPa ;

ε_a est la déformation axiale pour la charge donnée en %.

La Figure 2.14 Présente quelques échantillons avant et après l'essai de compression.

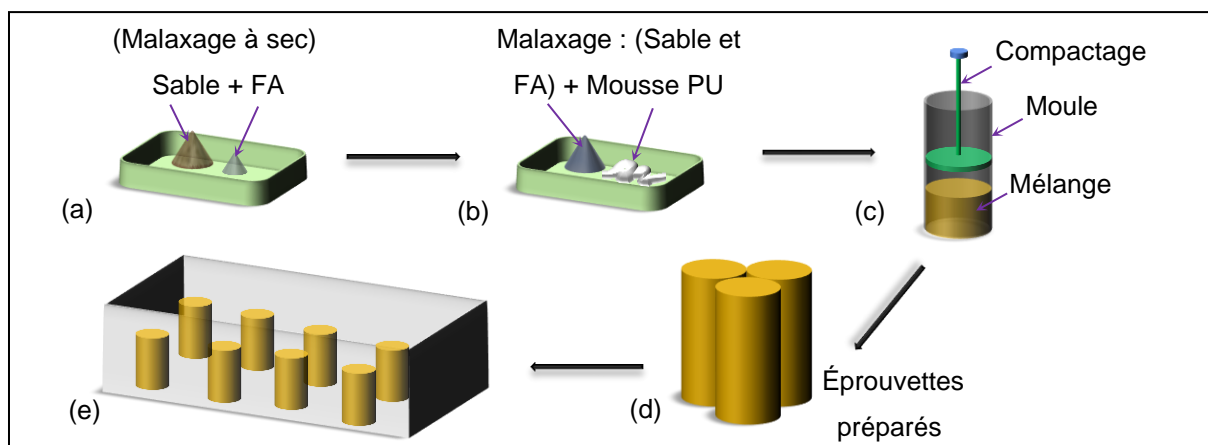


Figure 2.12 : Préparation d'éprouvettes : (a) malaxage à sec ; (b) malaxage avec l'ajout de la mousse PU ; (c) compactage à ($D_r = 90\%$) ; (d) éprouvettes préparés ; (e) conservation des échantillons à endroit sec.

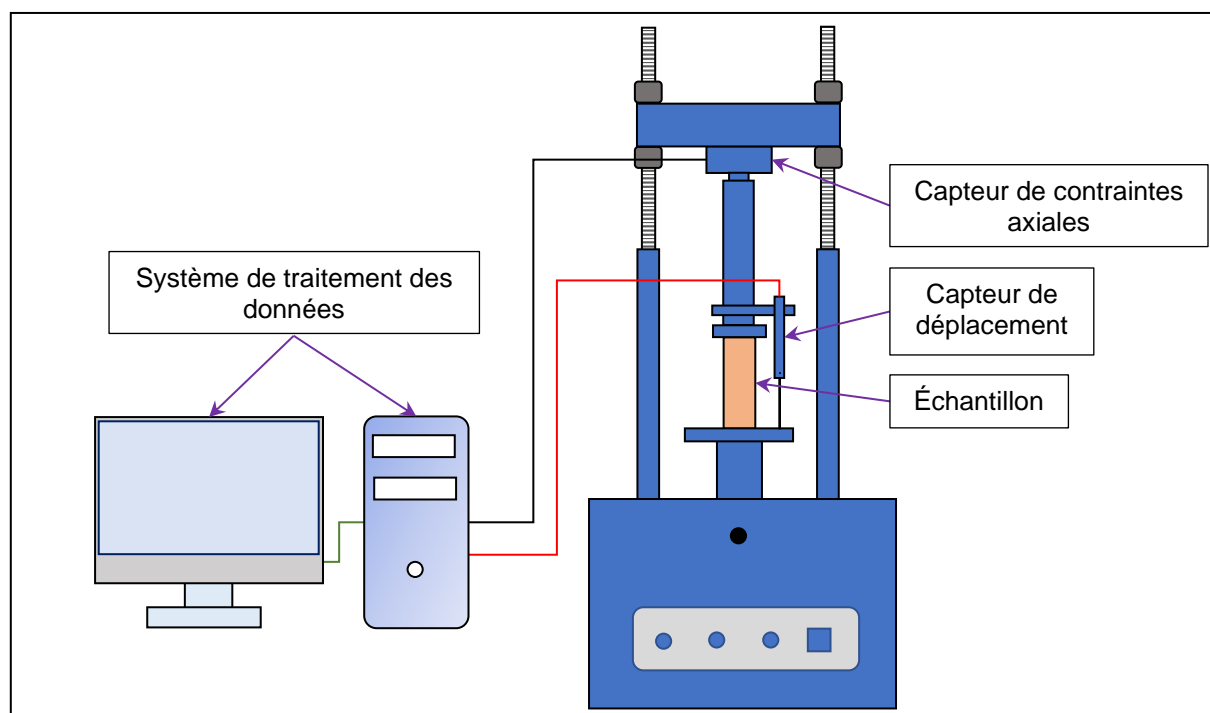


Figure 2.13 : Schématisation de l'appareil de l'essai de compression non confinée.

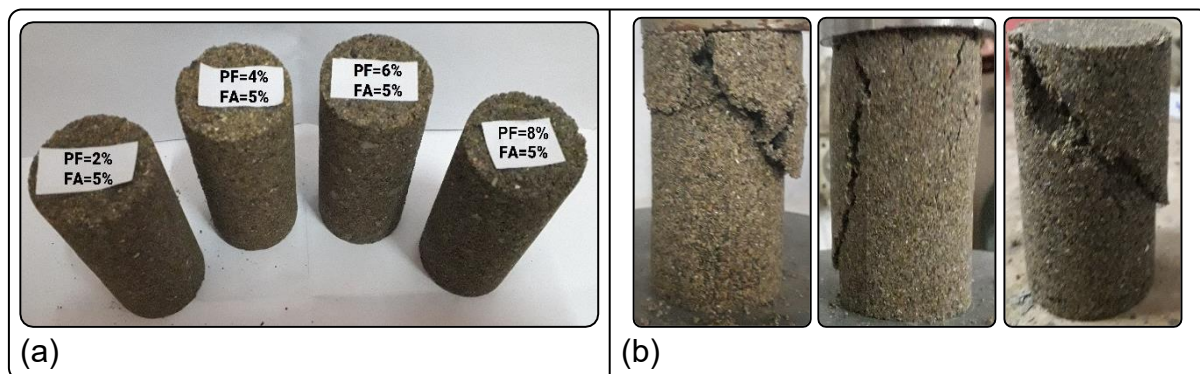


Figure 2.14 : Quelques échantillons : (a) avant l'essai ; (b) après l'essai de compression.

2.3 Matériaux utilisés

2.3.1 Mélanges sable-cendres volantes

Le sable testé dans cette étude a été extrait des zones de dépôt de sol le long des berges de la rivière de Chlef situé approximativement à 33 km à l'Ouest de la ville de Chlef. Le matériau a été prélevé à partir de 2 m de profondeur, les coordonnées géographiques du site de prélèvement sont (36° 06' 33" Nord, 1° 06' 35" Est) (Figure 2.15). Tandis que la cendre volante « Fly Ash » a été mis à notre disposition par la cimenterie de Chlef. Les échantillons des classes granulaires testés ont été préparés selon les tailles extrêmes des grains ($D_{max} = 0.63 \text{ mm}$, 2.00 mm, 4.00 mm) et ($D_{min} = 0.08 \text{ mm}$). Chaque classe a été tamisée, lavée (tamis 0.08 mm), et séchée à l'étuve à 105°C pendant 24 h (Figure 2.16). Le sable utilisé dans cette étude a été classé comme sable mal gradué (SP) selon le système unifié de classification des sols (ASTM D2487, 2017). La Figure 2.17 montre les différents échantillons à l'étude. Les cendres volantes sont des déchets issus de la combustion du charbon dans les grandes chaudières industrielles. Les cendres volantes sont des matériaux non-plastiques (NP), constituées principalement de particules sphériques. Il existe deux classes de cendres volantes à savoir la cendre volante silico-alumineuse (Classe F) et la cendre sulfo-calcique (Classe C). Le Tableau 2.2 indique la composition chimique des cendres volantes (Classe C) utilisées dans cette étude (Figure 2.18). Les caractéristiques physiques des mélanges sable-cendres volantes sont présentées dans les Tableaux 2.3 à 2.5. Les courbes granulométriques sont représentées sur la Figure 2.19.

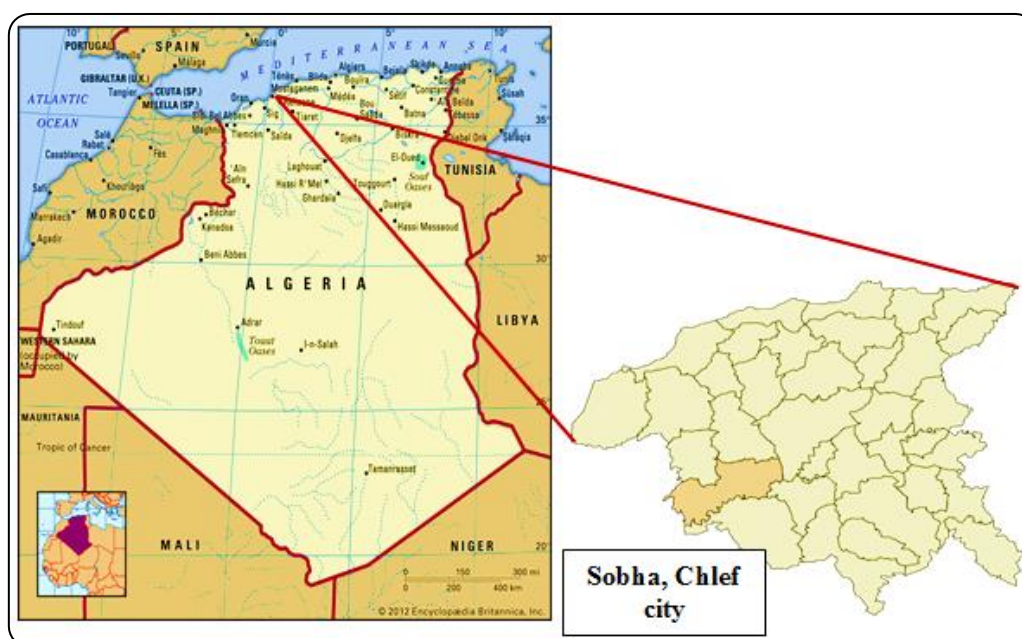


Figure 2.15 : Localisation de site de prélèvement.



Figure 2.16 : Préparation des échantillons : (a) tamisage ; (b) lavage ; (c) séchage.

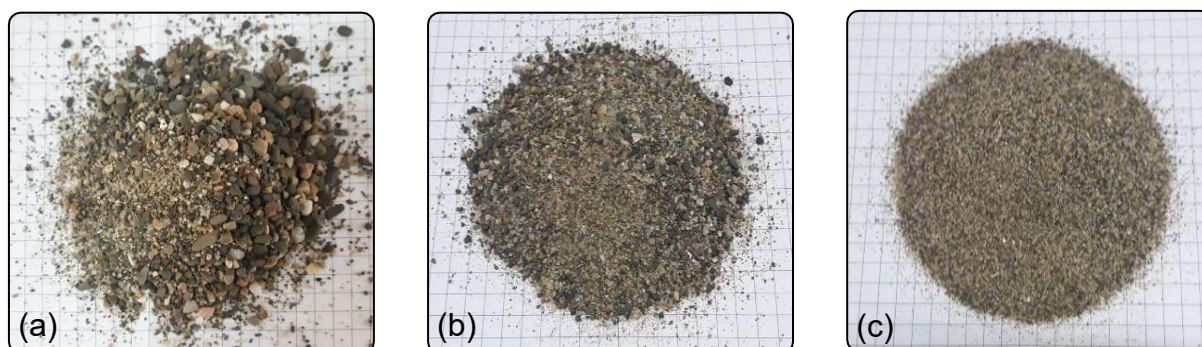


Figure 2.17 : Classes de sable utilisées : (a) $D_{\max} = 4.00$; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.



Figure 2.18 : Cendres volantes utilisées.

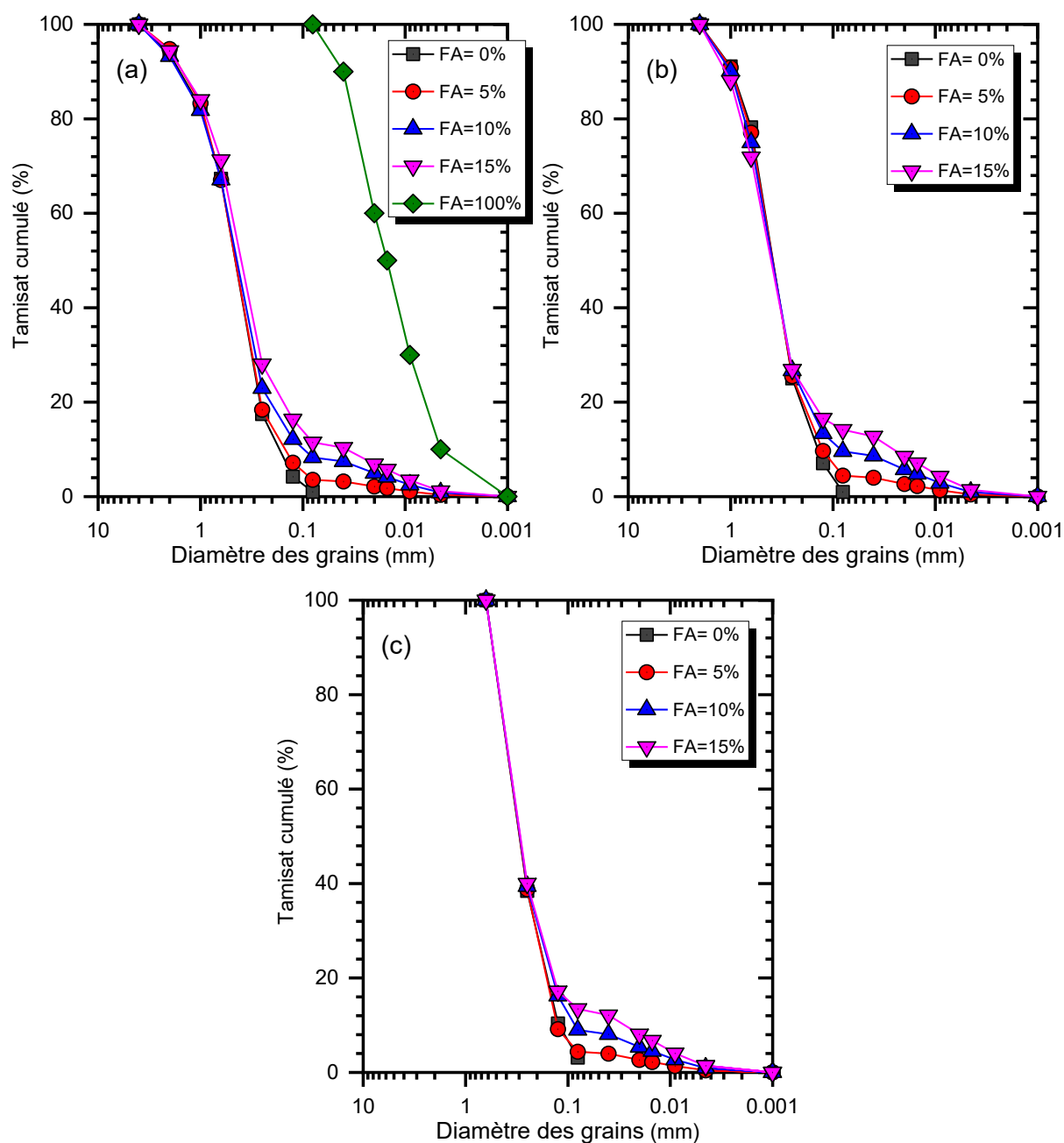


Figure 2.19 : Courbes granulométriques des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

Tableau 2.2 - Composition chimique des cendres volantes utilisées

Composants	(Al ₂ O ₃)	(CaO)	(Fe ₂ O ₃)	(MgO)	(LOI)	(SiO ₂)	(TiO ₂)
Percentage (%)	5.13	66.67	3.78	0.47	0.5-3	22.3	0.5

Tableau 2.3 - Propriétés physiques des mélanges Sable-Cendres volantes ($D_{\max} = 4.00$ mm)

Propriétés physiques	Mélanges sable-cendres volantes				
	FA = 0%	FA = 5%	FA = 10%	FA = 15%	FA = 100%
D_{\max} (mm)	4.00	4.00	4.00	4.00	0.08
G_s	2.660	2.680	2.700	2.720	3.08
D_{10} (mm)	0.180	0.157	0.100	0.038	0.0045
D_{30} (mm)	0.345	0.341	0.311	0.267	0.009
D_{50} (mm)	0.498	0.497	0.483	0.443	0.015
D_{60} (mm)	0.574	0.575	0.569	0.531	0.02
C_u (-)	3.199	3.674	5.674	13.928	4.444
C_c (-)	1.158	1.290	1.692	3.530	0.9
e_{\max} (-)	0.750	0.724	0.704	0.683	2.114
e_{\min} (-)	0.521	0.444	0.397	0.371	0.914
USCS	SP	-	-	-	Classe C
Forme des grains	Arrondie	-	-	-	Sphérique

Tableau 2.4 - Propriétés physiques des mélanges Sable-Cendres volantes ($D_{\max} = 2.00$ mm)

Propriétés physiques	Mélanges sable-cendres volantes			
	FA = 0%	FA = 5%	FA = 10%	FA = 15%
D_{\max} (mm)	2.00	2.00	2.00	2.00
G_s	2.640	2.662	2.684	2.710
D_{10} (mm)	0.145	0.128	0.085	0.027
D_{30} (mm)	0.285	0.283	0.276	0.276
D_{50} (mm)	0.430	0.427	0.425	0.419
D_{60} (mm)	0.499	0.504	0.512	0.530
C_u (-)	3.441	3.950	6.012	19.511
C_c (-)	1.126	1.247	1.747	5.311
e_{\max} (-)	0.757	0.723	0.713	0.697
e_{\min} (-)	0.468	0.432	0.413	0.395
USCS	SP	-	-	-
Forme des grains	Arrondie	-	-	-

Tableau 2.5 - Propriétés physiques des mélanges Sable-Cendres volantes ($D_{\max} = 0.63$ mm)

Propriétés physiques	Mélanges sable-cendres volantes			
	FA = 0%	FA = 5%	FA = 10%	FA = 15%
D_{\max} (mm)	0.63	0.63	0.63	0.63
G_s	2.630	2.653	2.675	2.700
D_{10} (mm)	0.123	0.116	0.086	0.030
D_{30} (mm)	0.212	0.206	0.199	0.195
D_{50} (mm)	0.321	0.319	0.316	0.313
D_{60} (mm)	0.383	0.381	0.379	0.376
C_u (-)	3.121	3.284	4.407	2.701
C_c (-)	0.960	0.960	1.215	3.146
e_{\max} (-)	0.813	0.806	0.792	0.781
e_{\min} (-)	0.532	0.518	0.504	0.486
USCS	SP	-	-	-
Forme des grains	Arrondie	-	-	-

De plus, les variations des indices des vides maximal (" e_{\max} " est celui qui correspond à l'état le plus lâche) et l'indice des vides minimal (" e_{\min} " est celui qui correspond à l'état le plus dense de l'échantillon) des classes granulaires mélangées avec la fraction des cendres volantes sont présentées dans la Figures 2.20. Selon ces Figures, les indices des vides (e_{\max} et e_{\min}) diminuent avec l'augmentation de fraction des cendres volantes. Cette diminution pourrait être expliquée par le fait que les particules des cendres volantes occupent dans un premier temps les vides disponibles entre les grains de sable induisant ainsi une diminution des indices des vides des mélanges. On note aussi que la porosité diminue avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (Figure 2.21a) et la taille maximale des grains (Figure 2.21b).

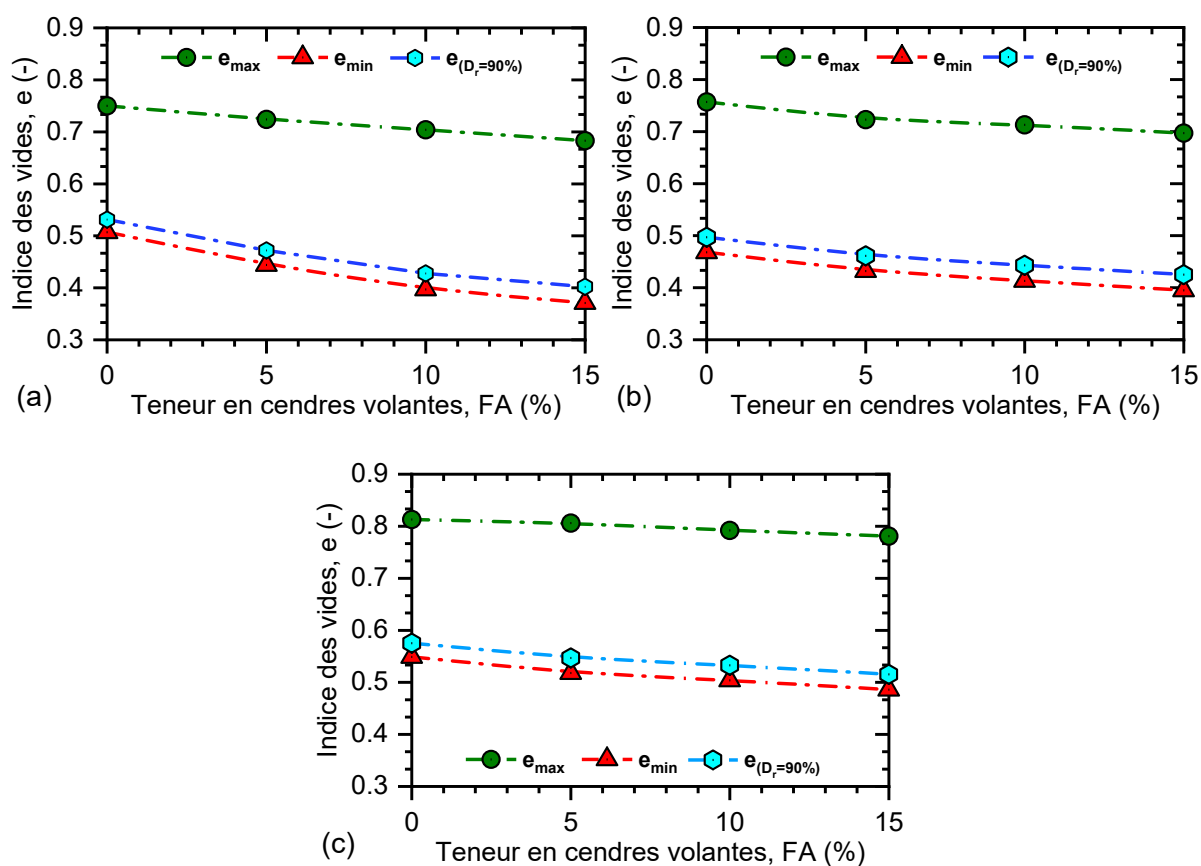


Figure 2.20 : Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en cendres volantes : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

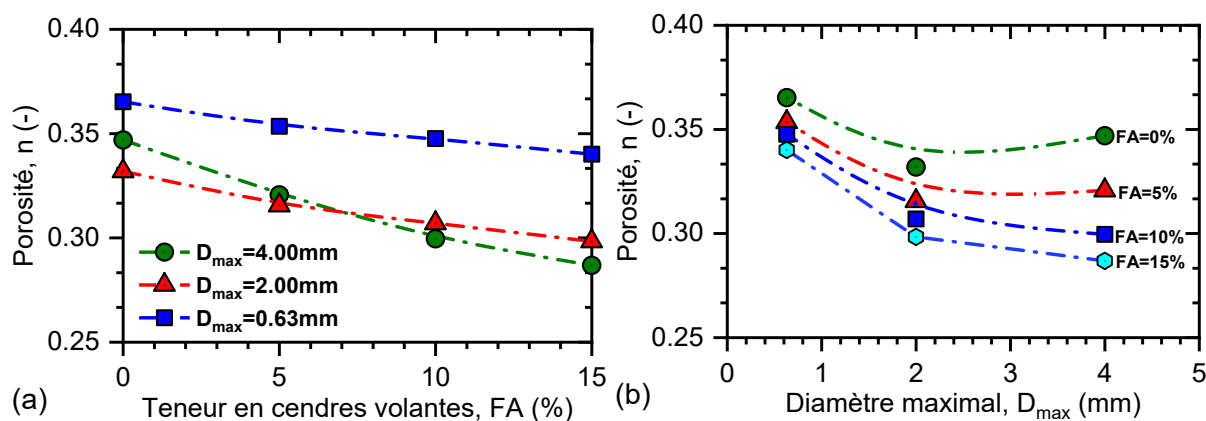


Figure 2.21 : Variation de la porosité en fonction de : (a) teneur en cendres volantes ; (b) taille maximale des grains.

2.3.2 Mousse de polyuréthane

2.3.2.1 Définitions

L'une des méthodes les plus rentables consiste à utiliser un produit de coulis de polyuréthane, qui convient à la construction et améliore les performances de la résistance à la compression du sol. La mousse de polyuréthane a une durée de vie infinie, non toxique, et n'est pas nuisible à l'environnement. Le polyuréthane est un composé chimique souvent utilisé dans l'industrie des polymères, comme les sièges en mousse résiliente et les panneaux isolants en mousse rigide (Sidek et al., 2015).

Les mousses de polyuréthane sont utilisées dans de nombreuses applications en raison de leurs bonnes propriétés d'isolation thermique, de leur légèreté, de leur flottabilité et de leur capacité à remplir tous les vides.

2.3.2.2 Types de mousse de polyuréthane

Les mousses de polyuréthane peuvent être rigides, semi-rigides ou flexibles (Artavia & Macosko, 1994 ; Mitani & Hamada, 2003). Les propriétés mécaniques de la mousse de polyuréthane sont principalement affectées par la densité et la structure de la résine durcie (Saha et al., 2005 ; Buzzi et al., 2010). (Mohamed Jais, 2017) a étudié les propriétés mécaniques de la mousse de polyuréthane, les propriétés techniques de la mousse de polyuréthane qui peuvent être utilisées dans la construction sont résumées dans le Tableau 2.6.

Tableau 2.6 - Propriétés techniques de la mousse de polyuréthane (Mohamed Jais, 2017)

Propriété	Symbol	Valeur	Unité
Poids unitaire	γ	0.8-1.5	KN/m ³
Module de rigidité	E	10000-15000	KN/m ³
Rapport de Poisson	ν	0.3	-
Résistance à la compression	σ	2.2-16	MPa
Perméabilité	K	$1 \cdot 10^{-12}$	m/s

**Figure 2.22** : Mousse de polyuréthane utilisée.

2.4 Forme des grains des matériaux utilisés

Dans la littérature publiée, de nombreux chercheurs ont discuté les méthodes appropriées pour la détermination, la description et la quantification des caractéristiques de la forme des grains (Cho et al., 2006 ; Cherif Taiba et al., 2018). De plus, le Tableau 2.7 présente quatre définitions des propriétés de forme des grains proposées par (Yang & Luo, 2015). Ces caractéristiques sont illustrées dans la Figure 2.23.

Tableau 2.7 - Propriétés de la forme des grains (Yang & Luo, 2015)

Propriété	Symbole	Formule	Désignation
Sphéricité	S	P_{eq}/P_r	P_{eq} : Périmètre équivalent de la sphère. P_r : Périmètre du grain.
Rapport d'aspect	AR	D_{min}^F/D_{max}^F	D_{min}^F : Diamètre minimum du Feret. D_{max}^F : Diamètre maximal du Feret.
Convexité	Cx	$A/(A+B)$	A : Surface du grain. A+B : Surface de la coque convexe du grain.
Régularité globale	OR	$(S+AR+Cx)/3$	-

En outre, l'évaluation des propriétés de la forme des grains des matériaux testés a été mesurée à l'aide d'un microscope électronique doté d'un logiciel qui examine la géométrie de grain de sol (SEM "Scanning Electron Microscope"). Cette opération a été utilisée uniquement pour la deuxième classe granulaire ($D_{max} = 2$ mm) considérant l'ajout des cendres volantes et de mousse de polyuréthane. En effet, de nouvelles corrélations ont été introduites dans le 5^{ème} chapitre sur la base des relations combinées entre les propriétés de forme des particules du sable propre ($A_{hs} = 0.453$, $S_{hs} = 0.753$, $AR_{hs} = 0.816$, $Cx_{hs} = 0.908$ et $OR_{hs} = 0.826$) et celles des propriétés de forme des particules de cendres volantes (A_f , S_f , AR_f , Cx_f et

$OR_f = 1$) dans le but de développer les relations entre ces paramètres et la résistance à la compression non confinée des matériaux testés selon les équations suivantes :

$$A_{com} = A_{hs} \times (1 - FA) + R_f \times FA \quad (2.5)$$

$$S_{com} = S_{hs} \times (1 - FA) + S_f \times FA \quad (2.6)$$

$$AR_{com} = AR_{hs} \times (1 - FA) + AR_f \times FA \quad (2.7)$$

$$Cx_{com} = Cx_{hs} \times (1 - FA) + Cx_f \times FA \quad (2.8)$$

$$OR_{com} = OR_{hs} \times (1 - FA) + OR_f \times FA \quad (2.9)$$

Avec : A_{hs} = Angularité du sable ; S_{hs} = Sphéricité du sable ; AR_{hs} = Rapport d'aspect du sable ; Cx_{hs} = Convexité du sable ; OR_{hs} = Régularité globale du sable ; A_f = Angularité de FA ; S_f = Sphéricité de FA ; AR_f = Rapport d'aspect de FA ; Cx_f = Convexité de FA ; OR_f = Régularité globale de FA.

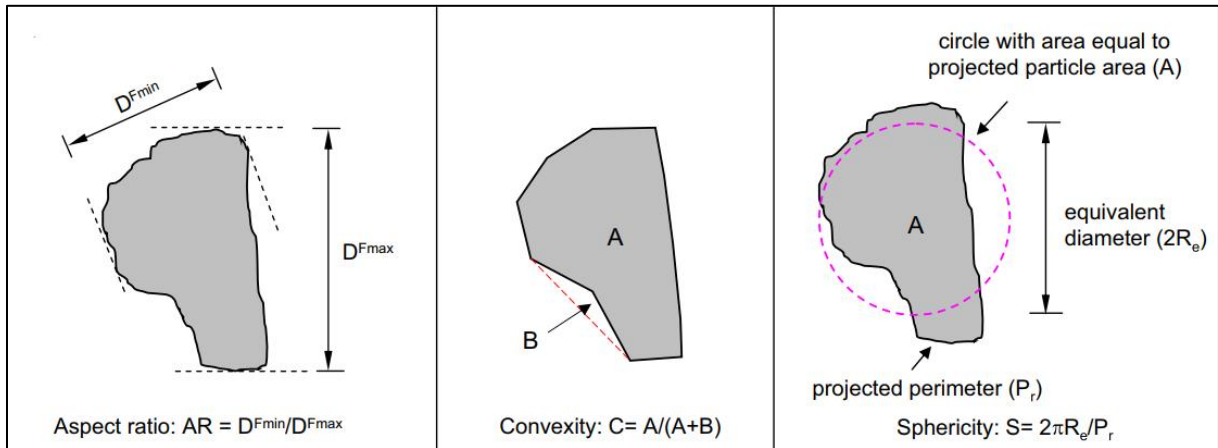


Figure 2.23 : Evaluation des propriétés de la forme des grains (Yang & Luo, 2015).

2.5 Essais de répétabilité

Afin de tester le bon fonctionnement et la fiabilité de nos dispositifs expérimentaux (boite cisaillement direct et le dispositif de compression non confinée), nous avons réalisé quatre essais de cisaillement direct (deux essais sur des échantillons du sable propre reconstitués par la méthode de pluviation à sec et deux essais sur des échantillons reconstitués par la méthode de damage humide) et deux essais de compression non confinée (avec teneur en mousse de polyuréthane : $PFC = 4\%$; et teneur en cendres volantes : $FA = 0\%$). Les résultats de ces essais ont été présentés dans les Figures 2.24 et 2.25. On constate une très

bonne répétabilité de ces essais pour les deux dispositifs, ce qui confirme la fiabilité des dispositifs expérimentaux utilisés et le mode opératoire suivi.

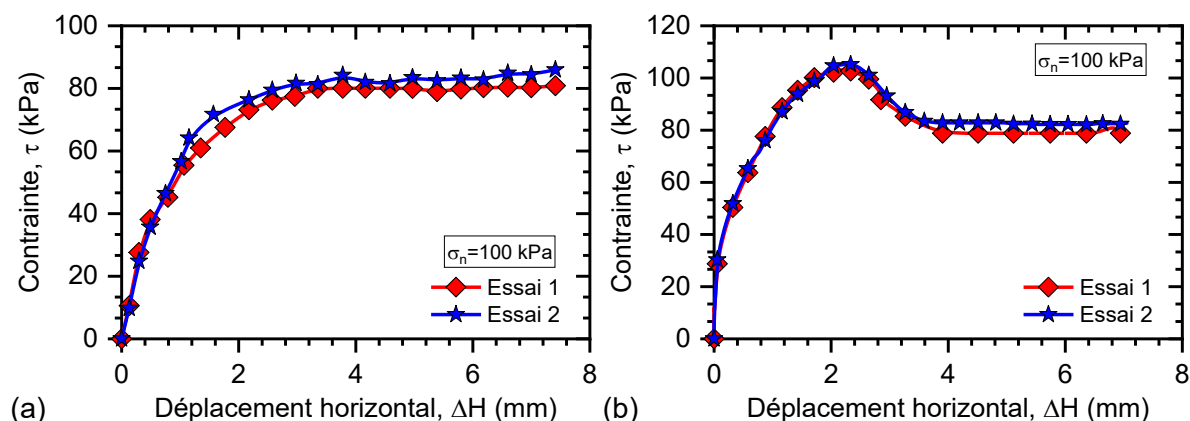


Figure 2.24 : Essais de répétabilité de l'appareil de cisaillement direct : (a) échantillons préparés par la méthode de damage humide ; (b) échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec.

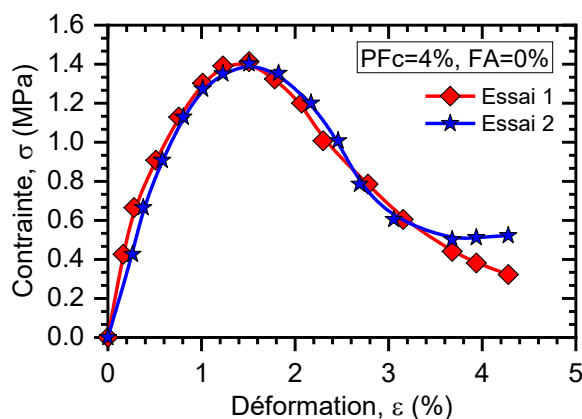


Figure 2.25 : Essais de répétabilité de l'appareil de compression non confinée.

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude, les méthodes de préparations d'échantillons ainsi que les matériaux utilisés et leurs caractéristiques ont été discutés. Tout d'abord, nous avons présenté les appareils utilisés dans cette étude : essai du compactage (Proctor normal), essai de cisaillement direct (boite de Casagrande) et l'essai de compression non confinée. Nous avons présenté ensuite les différents matériaux testés et leurs propriétés physiques (le sable, les cendres volantes et la mousse de polyuréthane) et le mode de préparation des échantillons. La forme des grains a été aussi discutée dans ce chapitre pour évaluer son influence sur la résistance à la compression non confinée.

La fiabilité des différents dispositifs expérimentaux et modes opératoires suivis ont été vérifiés par des essais de répétabilité. Les résultats obtenus confirment la fiabilité des dispositifs expérimentaux utilisés et modes opératoires suivis.

Chapitre 3

**Influence de la taille des grains sur le
comportement des sables traités aux
cendres volantes**

Ce chapitre comporte une étude en laboratoire sur le comportement des sables traités aux cendres volantes dans le but de valoriser leur utilisation comme matériaux locaux dans les applications d'infrastructures routières et autoroutières. Dans ce contexte, une série d'essais Proctor et de cisaillement à la boîte de Casagrande a été réalisée sur trois classes dérivées du sable naturel de Chlef ayant différentes granulométries mélangées à des fractions de cendre volante selon des pourcentages allant de 0% à 15%. Les échantillons de mélange sable-cendres volantes ont été reconstitués avec une teneur en eau variant entre 4% et 14% pour l'ensemble des essais du programme expérimental.

3.1 Introduction

L'évaluation des différentes caractéristiques des sols améliorés ou traités utilisés comme matériaux de construction pour les infrastructures routières et autoroutières est devenu un véritable défi pour la communauté des chercheurs dans le domaine de la géotechnique routière, où l'objectif principal est d'améliorer leur performance mécanique en terme de résistance au cisaillement et par conséquent assurer la longévité de leur stabilité en tenant compte de l'aspect économique du projet par l'utilisation avantageuse des matériaux locaux disponibles (Akacem et al., 2019). En effet, l'amélioration ou le traitement des matériaux granulaires peut se faire en agissant sur leurs propriétés physico-mécaniques (Gu & Lee, 2002 ; Bo et al., 2009 ; Feng et al., 2011), chimiques (Latifi et al., 2017 ; Galaa al., 2018 ; Liu et al., 2019a), en mélangeant ces sols avec d'autres matériaux (Kim et al., 2018 ; Sabbar et al., 2017), particulièrement, avec du bitume et du ciment (Ayininuola & Abidoye, 2018), de pouzzolane et de chaux (Abbasi & Mahdieh., 2018). La procédure de compactage d'une part est la méthode la plus courante qui a été envisagée dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour améliorer les caractéristiques des sols à utiliser dans de nombreux travaux de construction tels que les remblais routiers et ferroviaires, les barrages, les décharges, les aéroports, les fondations et les barrières hydrauliques. Cette méthode peut être considérée comme une procédure qui entraîne une réduction des vides et par conséquent du volume du sol sans variation de sa teneur en eau ou de sa masse ; il s'agit donc d'un processus qui modifie essentiellement la structure du sol.

D'autre part, le comportement mécanique en termes de résistance au cisaillement des sols est l'un des aspects les plus importants utilisés pour analyser les problèmes de stabilité des sols, tels que les chaussées et les remblais, la capacité portante des fondations peu profondes et profondes (Cherif Taiba et al., 2014). La littérature publiée indique que de nombreuses études ont été réalisées pour étudier les impacts de différents paramètres sur la réponse de la résistance au cisaillement des sols granulaires comme : (technique de préparation des échantillons, taille des échantillons, pression de confinement, histoire des contraintes, conditions de pré-cisaillement et de chargement) (Yilmaz et al., 2008 ; Janalizadeh et al., 2013 ; Belkhatir et al., 2014 ; Mahmoudi et al., 2016 a, b). Ainsi, la forme et la taille des particules ont été largement considérées comme des paramètres communs influant sur les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols. (Wei & Yang, 2014 ; Borhani & Fakharian, 2016 ; Alshibli & Cil, 2018 ; Cherif Taiba et al., 2018, 2019 a, b ; Xiao et al., 2019) ont constaté que ces deux paramètres semblaient être des facteurs appropriés pour

caractériser et prévoir le comportement mécanique des sols granulaires étudiés. Ce chapitre présente les résultats d'une étude expérimentale pour évaluer les effets des fractions de cendre volante (FA) sur la réponse en termes de compactage et de caractéristiques mécaniques des sols sableux dans le but de valoriser leur utilisation comme matériaux locaux dans des applications d'infrastructures routières et autoroutières. Les résultats des essais Proctor et cisaillement à la boîte de Casagrande ont été présentés et interprétés.

3.2 Résultats des essais Proctor

Afin d'étudier l'influence de la taille des grains sur l'aspect qualitatif du compactage des mélanges de sable-cendres volantes, une série d'essais Proctor normal a été réalisée sur trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef ayant différentes tailles maximales ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) mélangées à des cendres volantes dans une proportion comprise entre 0% et 15% avec un pas de 5%. Les mélanges de sable et de cendres volantes ont été préparés dans une gamme de teneur en eau ($w = 4\%$ à $w = 14\%$). La Figure 3.1 montre l'évolution de la densité sèche (γ_d) en fonction de la teneur en eau (w) pour les matériaux étudiés. Selon la Figure 3.1, on peut voir que la densité sèche augmente avec l'augmentation de la teneur en eau, puis elle atteint un pic pour les teneurs en eau allant de $w = 8\%$ à 10% pour les sables purs (FA = 0%), de $w = 7\%$ à $w = 11\%$ pour les mélanges de (FA = 5% et FA = 10%) et de $w = 6\%$ à $w = 9\%$ pour les mélanges de (FA = 15%) respectivement. Par la suite, la densité sèche diminue avec l'augmentation de la teneur en eau pour tous les échantillons de mélanges sable-cendres volantes.

De plus, il est également noté dans la Figure 3.1 que la tendance obtenue reliant la densité sèche à la teneur en eau augmente à partir des mélanges de sable-cendres volantes ayant une taille de grain maximale ($D_{\max} = 0.63$ mm), puis des mélanges ayant une taille de grain maximale ($D_{\max} = 2.00$ mm) et enfin, le binaire de sable-cendres volantes ayant une taille de grain maximale ($D_{\max} = 4.00$ mm). Ce comportement peut être expliqué par le fait que les grosses particules jouent un rôle déterminant dans l'amélioration des caractéristiques de compactage des mélanges de sable-cendres volantes par rapport aux particules de taille inférieure.

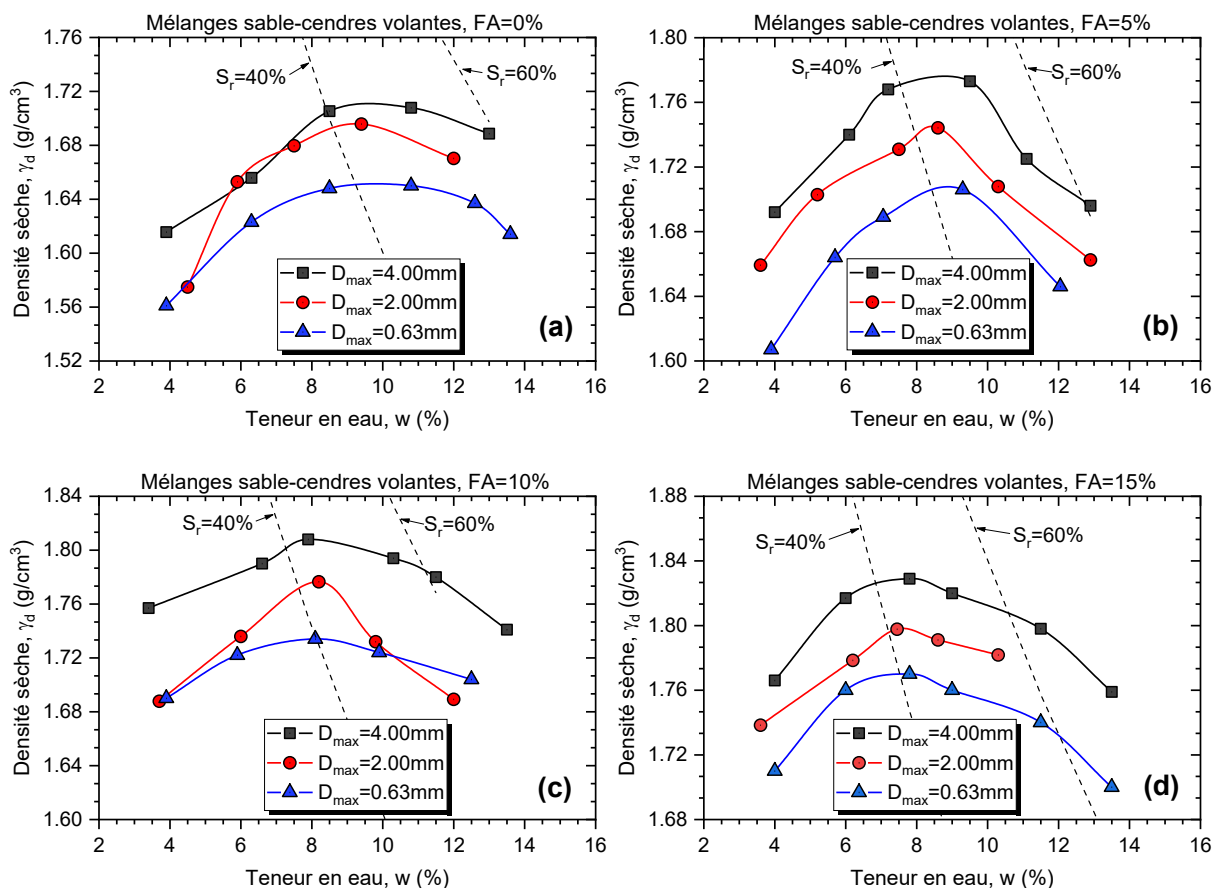


Figure 3.1 : Evolution de la densité sèche en fonction de teneur en eau des mélanges sable-cendre volantes testés : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.

En outre, la Figure 3.2 présente l'effet de la teneur en cendres volantes sur les coordonnées à l'optimum Proctor des matériaux utilisés. Il est clair, d'après la Figure 3.2, que la fraction des cendres volantes a un impact significatif sur la densité sèche maximale des échantillons de mélanges testés ; où les valeurs les plus élevées de la teneur en cendres volantes (FA = 15%) induisent des valeurs plus importantes des caractéristiques à l'optimum Proctor des matériaux étudiés par rapport aux faibles valeurs de la fraction de cendres volantes (FA = 0%). En outre, il semble, d'après ces graphes, que les différents mélanges sable-cendres volantes ont tendance à déplacer les coordonnées à l'optimum Proctor (teneur en eau optimale et densité sèche maximale) vers la droite dans l'intervalle 40% à 60% du degré de saturation.

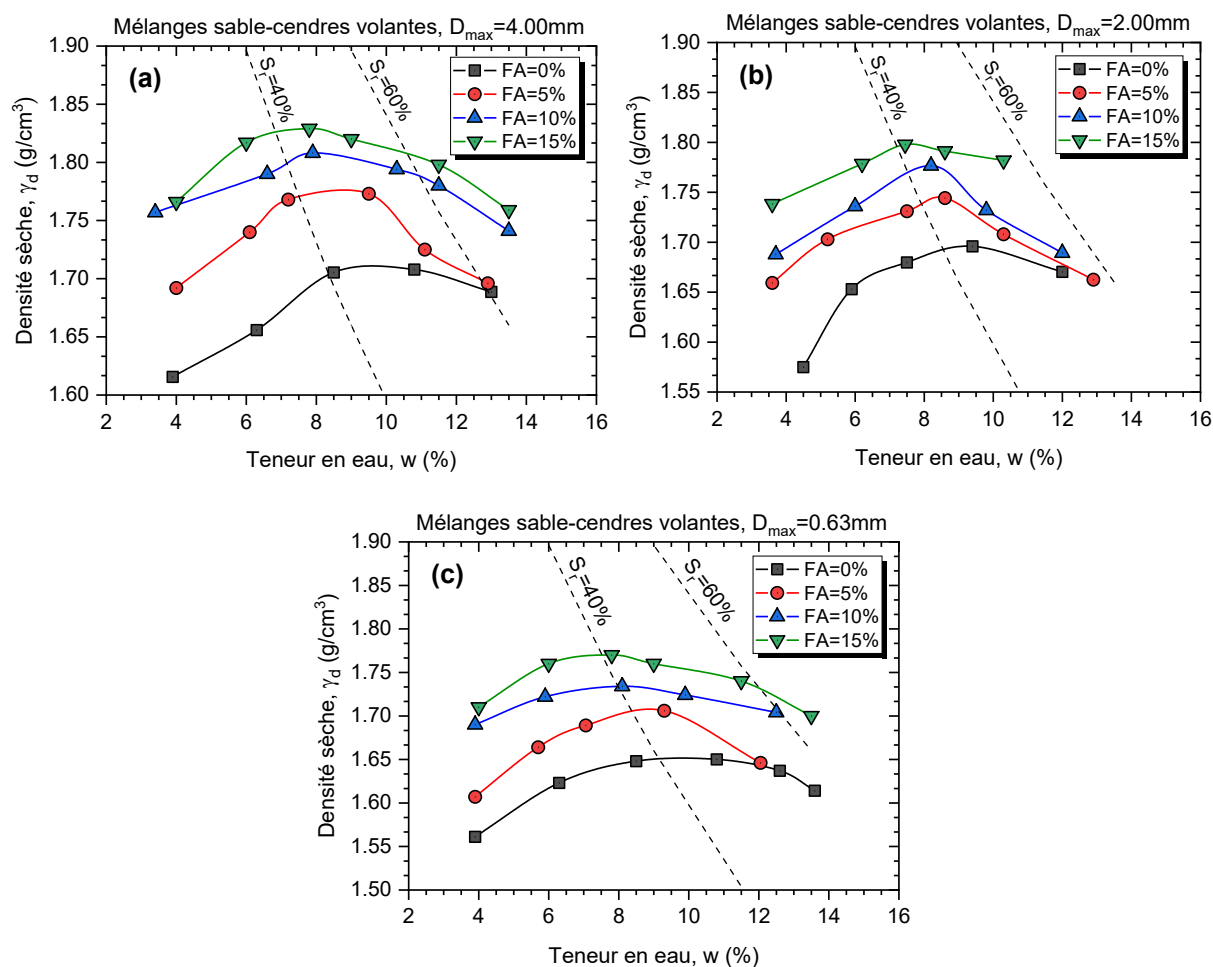


Figure 3.2 : Densité sèche en fonction de teneur en eau des mélanges sable-cendres volantes testés : (a) $D_{max} = 4.00 mm$; (b) $D_{max} = 2.00 mm$; (c) $D_{max} = 0.63 mm$.

3.3 Evolution des caractéristiques à l'optimum Proctor (γ_{dmax} , w_{opt}) en fonction de la taille maximale des grains (D_{max}) et du degré de saturation (S_r)

Dans le contexte d'évaluation de la réponse de compactage en termes de caractéristiques à l'optimum Proctor (γ_{dmax} , w_{opt}) en fonction de D_{max} et S_r des matériaux testés, la Figure 3.3 reproduit les résultats de la présente étude. Comme on peut l'observer sur cette Figure, la taille maximale des grains (D_{max}) a une influence significative sur les coordonnées à l'optimum Proctor normal [densité sèche maximale (γ_{dmax}) et teneur en eau optimale (w_{opt})] des matériaux étudiés. En effet, l'augmentation de la taille maximale des grains D_{max} de 0.63 mm à 4.00 mm pour une teneur en cendres volantes donnée, entraîne une augmentation remarquable de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et une diminution de la teneur en eau optimale (w_{opt}) des mélanges sable-cendres volantes. La tendance obtenue pourrait s'expliquer par le fait que les gros grains sont à l'origine de l'augmentation de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) des matériaux considérés. De plus, il semble, d'après le graphique 3D, qu'une tendance

inversée ait été observée pour la variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale des matériaux étudiés ; en effet, la densité sèche maximale augmente avec la diminution de la teneur en eau optimale des différents mélanges de sable-cendres volantes. Ce comportement est dû au fait que les fines particules des cendres volantes mélangées avec de faibles teneurs en eau remplissent les vides entre les gros grains provoquant, ainsi, une augmentation de la densité sèche maximale, et par conséquent, amplifient l'état de densité des matériaux étudiés. Cependant, l'ajout progressif de proportions d'eau aux mélanges sable-cendres volantes réduit le rôle des particules de cendres volantes dans l'augmentation des coordonnées à l'optimum Proctor normal en termes de densité sèche maximale des matériaux étudiés.

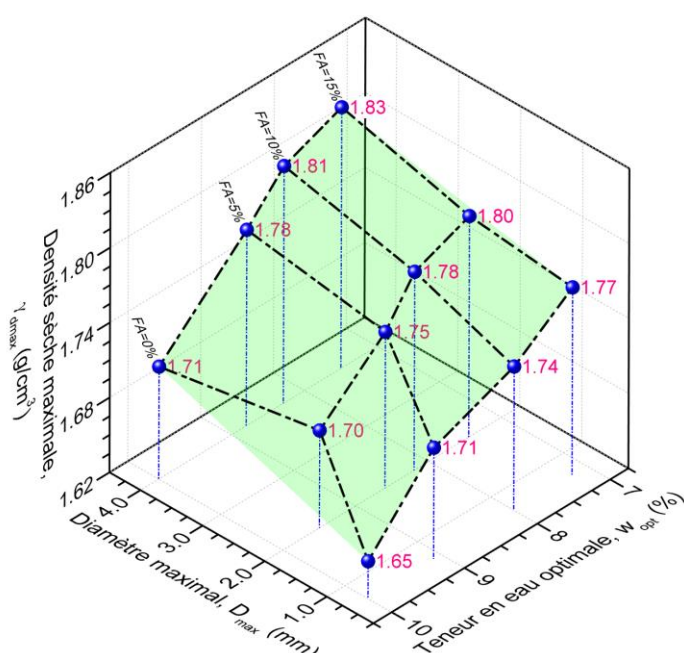


Figure 3.3 : Variation de la densité sèche maximale en fonction du diamètre maximal et teneur en eau optimale.

En outre, la relation entre la densité sèche maximale (γ_{dmax}) avec la taille maximale des grains (D_{max}) et le degré de saturation ($S_r = w \times \gamma_s / e \times \gamma_w$) est illustrée dans la Figure 3.4, dans laquelle une diminution du degré de saturation à une taille maximale des grains donnée, entraîne une augmentation significative de la densité sèche maximale pour les différents échantillons de mélanges pour la gamme de pourcentages de cendres volantes (FA = 0% à FA = 15%). Cette tendance confirme qu'un bon accord a pu être établi entre la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et le degré de saturation (S_r) pour les différentes tailles maximales ($D_{max} = 0.63 \text{ mm}$ à $D_{max} = 4.00 \text{ mm}$) avec un coefficient de détermination acceptable ($R^2 = 0.76$) pour tous les matériaux testés.

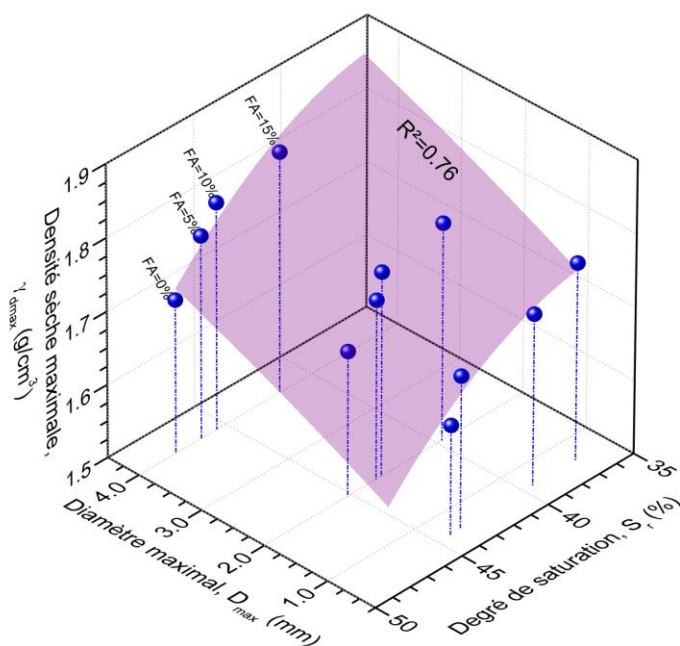


Figure 3.4 : Variation de la densité sèche maximale en fonction du diamètre maximal et degré de saturation.

3.4 Variation de la densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains, teneur en cendres volantes et indice des vides

La Figure 3.5 illustre l'évolution de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) avec la taille maximale des grains (D_{max}) et la fraction de cendres volantes (FA) de trois mélanges granulaires binaires [sable ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, sable ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et sable ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes]. Les résultats obtenus indiquent que l'augmentation de la taille maximale des grains de $D_{max} = 0.63$ mm à $D_{max} = 4.00$ mm et de la teneur en cendres volantes de $FA = 0\%$ à $FA = 15\%$ induit une augmentation significative de la densité sèche maximale des mélanges étudiés de ($\gamma_{dmax} = 1.65$ g/cm³ à $\gamma_{dmax} = 1.71$ g/cm³) pour $FA = 0\%$ et de ($\gamma_{dmax} = 1.77$ g/cm³ à $\gamma_{dmax} = 1.83$ g/cm³) pour $FA = 15\%$. En attendant, les valeurs de la densité sèche maximale des matériaux testés en fonction des tailles de grain maximales utilisées ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) sont : ($\gamma_{dmax} = 1.71$ g/cm³, 1.70 g/cm³ et 1.65 g/cm³) pour les sables purs ($FA = 0\%$), ($\gamma_{dmax} = 1.78$ g/cm³, 1.75 g/cm³ et 1.71 g/cm³) pour le mélange de ($FA = 5\%$), ($\gamma_{dmax} = 1.81$ g/cm³, 1.78 g/cm³ et 1.74 g/cm³) pour le mélange de ($FA = 10\%$) et ($\gamma_{dmax} = 1.83$ g/cm³, 1.80 g/cm³ et 1.77 g/cm³) pour le mélange de ($FA = 15\%$) respectivement. Le comportement de compactage obtenu des différents assemblages binaires peut être attribué à l'augmentation du pourcentage de cendres volantes facilitant l'orientation et le mouvement des particules de taille adéquate induisant une diminution notable des vides conduisant à un état plus dense des mélanges testés. En outre,

ces observations montrent clairement que les cendres volantes (FA) et la taille maximale des grains (D_{max}) jouent un rôle majeur dans l'amélioration des caractéristiques de compactage des mélanges étudiés, par conséquent, dans l'amplification de la densification du sol. Le résultat de cette étude est en bon accord avec les conclusions de (Saied et al., 2012 ; Phanikumar & Nagaraju, 2018 ; Nawagamuwa & Wijesooriya, 2018). L'équation (3.1) est proposée pour représenter la variation de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) en fonction de la taille maximale des grains (D_{max}) et de la teneur en cendres volantes (FA) des matériaux testés :

$$\gamma_{dmax} = 0.004 \times (D_{max})^2 + 0.04 \times (D_{max}) - 0.0003 \times (FA)^2 + 0.01 \times (FA) + 1.63 \quad (3.1)$$

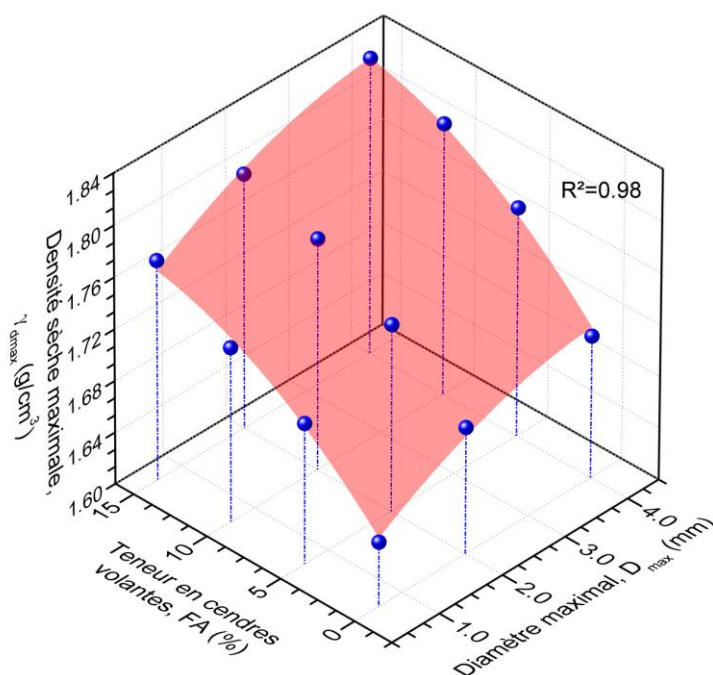


Figure 3.5 : Densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains et teneur en cendres volantes.

D'autre part, la Figure 3.6 montre la relation entre la densité sèche maximale et l'indice des vides pour une taille maximale des grains donnée des mélanges de sable et de cendres volantes testés pour la gamme de teneur en cendres volantes allant de 0% à 15%. Il semble que la surface d'ajustage pourrait bien représenter la relation entre la densité sèche maximale et l'indice des vides ($R^2 = 0.97$) pour tous les matériaux considérés. En effet, elle augmente avec la diminution de l'indice des vides pour les différentes tailles maximales. Ce comportement indique que l'augmentation de la densité sèche maximale conduit à minimiser les espaces vides entre les particules grossières et fines, et par conséquent, augmente l'état de densification des échantillons de mélange étudiés.

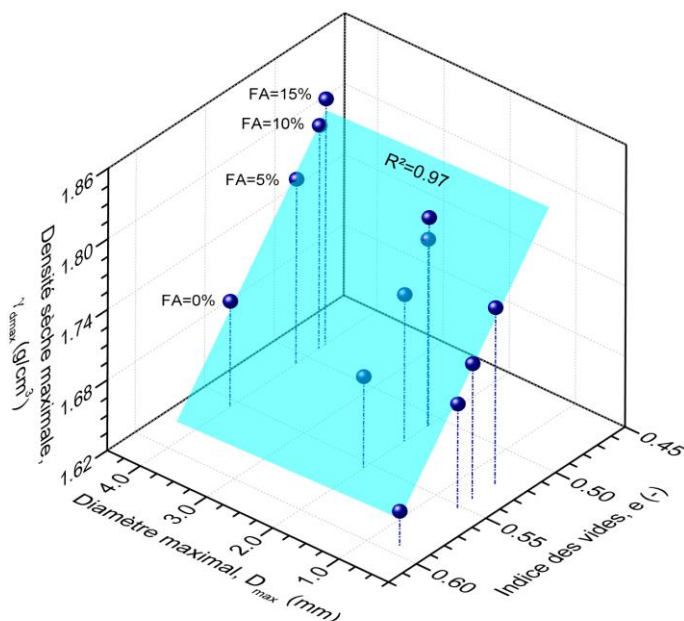


Figure 3.6 : Densité sèche maximale en fonction de la taille maximale des grains et l'indice des vides.

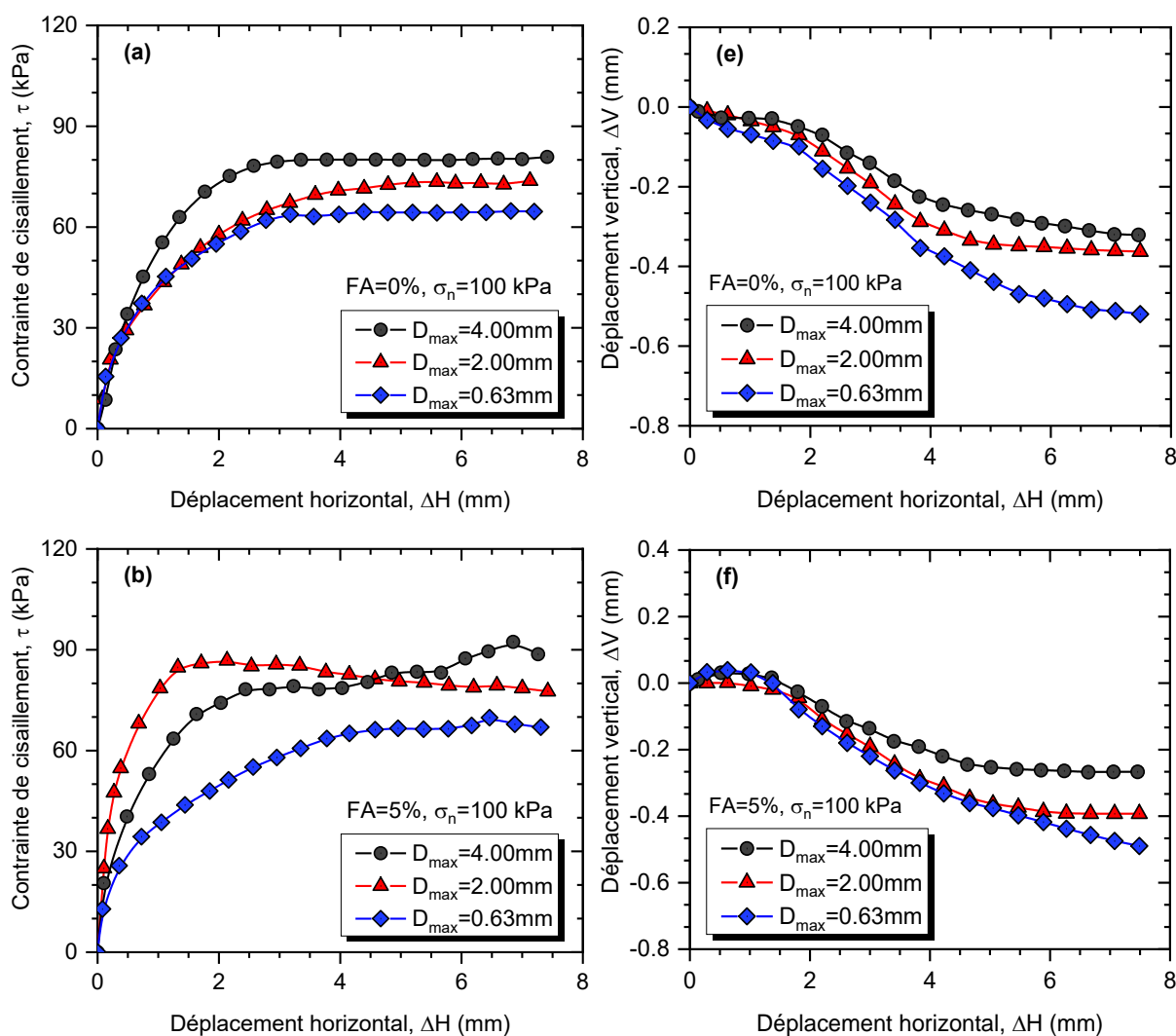
3.5 Résultats des essais de cisaillement

Une série d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande a été réalisée sur différents échantillons de mélanges sable-cendres volantes reconstitués avec les coordonnées à l'optimum Proctor obtenues (γ_{dmax} & w_{opt} à l'OPN) comme suit : $w_{opt} = 9.5\%$ à 10% pour les sables propres $FA = 0\%$, de $w_{opt} = 8\%$ à 9.1% pour les mélanges $FA = 5\%$, de $w_{opt} = 8\%$ à 8.29% pour les mélanges $FA = 10\%$, et de $w_{opt} = 7.2\%$ à 7.5% pour les mélanges $FA = 15\%$ respectivement. De plus, les échantillons ont été placés dans une boîte de cisaillement direct de $60\text{ mm} \times 60\text{ mm} \times 25\text{ mm}$, reconstitués avec les caractéristiques de l'optimum Proctor et soumis à trois contraintes normales : $\sigma_n = 100\text{ kPa}$, 200 kPa et 300 kPa .

3.5.1 Contrainte normale $\sigma_n = 100\text{ kPa}$

La Figure 3.7 illustre le comportement mécanique de trois classes granulaires dérivées de sable de Chlef ayant trois différentes tailles maximales ($D_{max} = 4.00\text{ mm}$, 2.00 mm et 0.63 mm) mélangées avec fractions en cendres volantes comprise entre ($FA = 0\%$ et $FA = 15\%$), et soumis à une contrainte normale de 100 kPa . Il ressort clairement que la taille des particules en termes de taille maximale a un effet considérable sur la résistance au cisaillement des matériaux testés. En effet, les mélange gros sable ($D_{max} = 4.00\text{ mm}$)-cendres volantes présentent une résistance au cisaillement plus élevée ($\tau_{max} = 80.05\text{ kPa}$, 92.33 kPa , 105.22 kPa et 112.22 kPa) que celle des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.0\text{ mm}$)-cendres volantes ($\tau_{max} = 73.45\text{ kPa}$, 86.77 kPa , 91.39 kPa et 96.48 kPa) et sable fin ($D_{max} = 0.63\text{ mm}$)-cendres volantes

($\tau_{\max} = 64.97$ kPa, 69.78 kPa, 73.97 kPa et 77.90 kPa) pour (FA = 0%, FA = 5%, FA = 10% et FA = 15%) respectivement. Ce comportement peut être attribué à l'impact du paramètre de la taille maximale des grains permettant aux particules de cendres volantes d'augmenter les contacts intergranulaires, ce qui entraîne une augmentation de l'enchevêtrement de la première catégorie de mélanges par rapport aux deux autres classes granulaires de mélanges considérées. Ces résultats sont en parfaite concordance avec les résultats obtenus par (Kermatikerman et al., 2017 ; Kermatikerman et al., 2018 ; Kolay et al., 2019). En outre, la représentation graphique du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal montre clairement le rôle de la taille maximale des grains (D_{\max}) dans la réduction du caractère contractant et l'amplification de la dilatance du sol sous l'effet des paramètres testés et par conséquent conduire à l'augmentation de la résistance au cisaillement due à l'augmentation de l'enchevêtrement des grains des matériaux testés comme illustré dans les Figures 3.7(e, f, g, h).



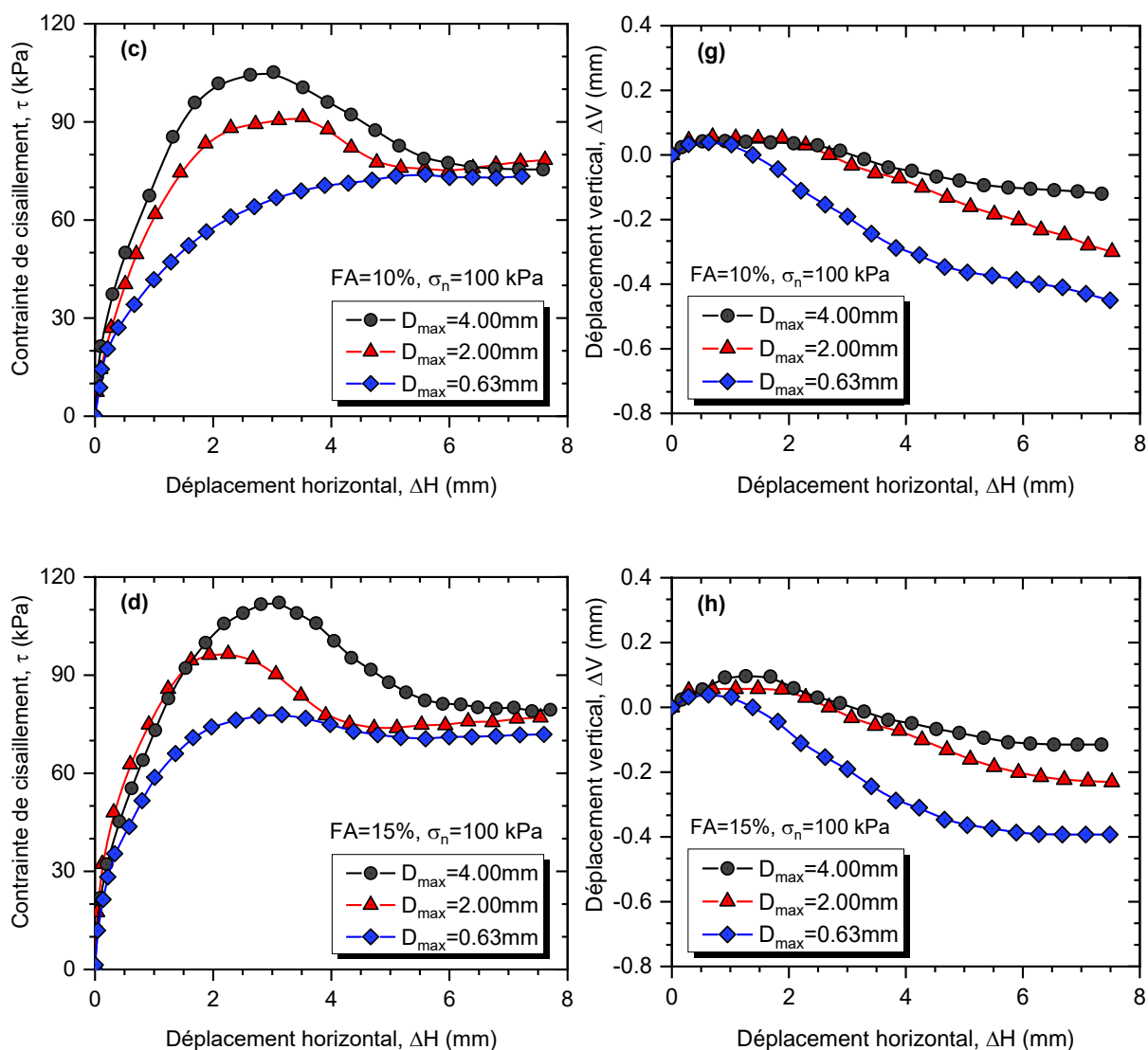
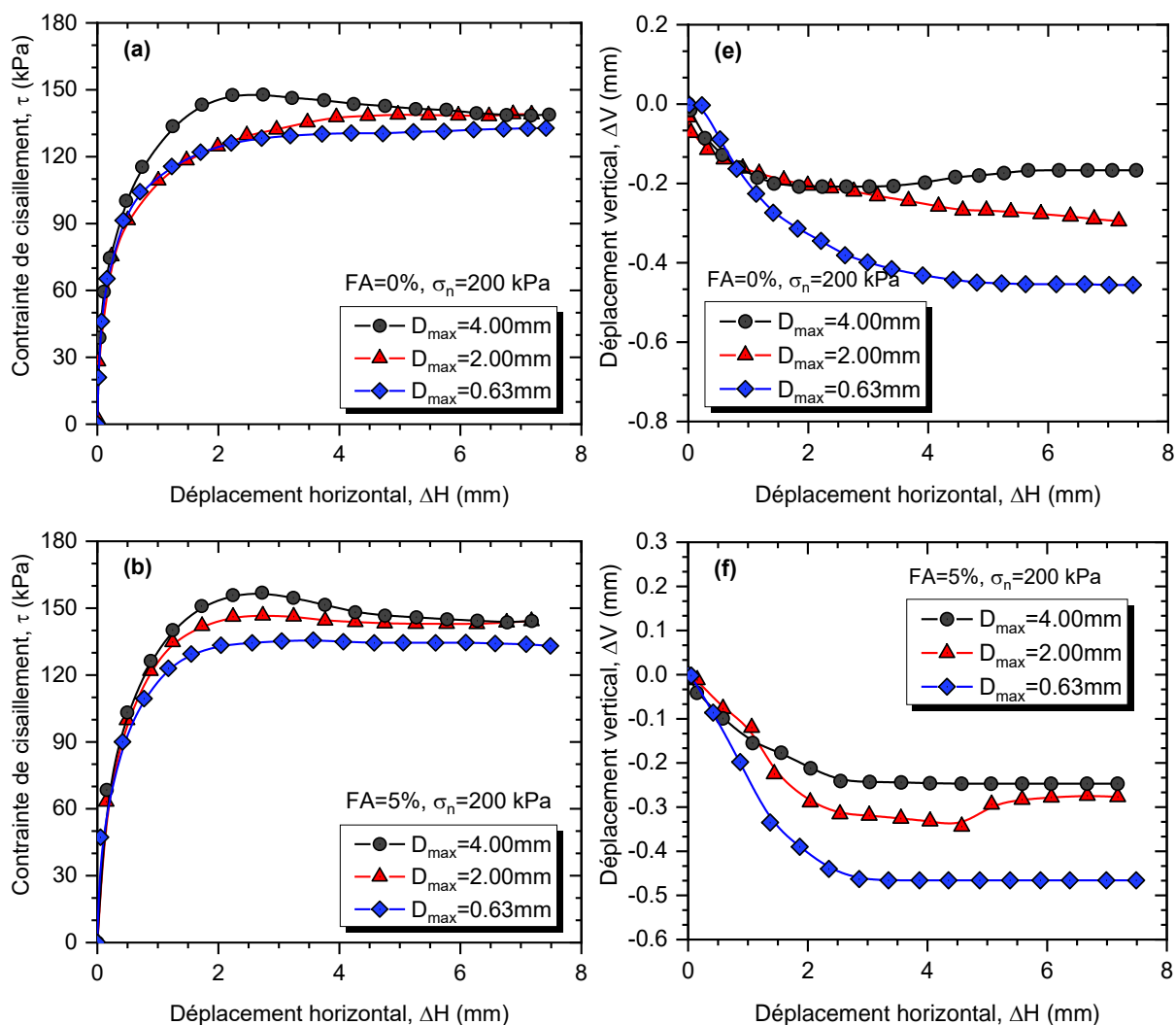


Figure 3.7 : Influence du D_{\max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 100$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

3.5.2 Contrainte normale $\sigma_n = 200$ kPa

Le comportement de contrainte de cisaillement-déplacement horizontal de trois classes granulaires dérivées du sable Chlef ayant trois différentes tailles maximales des grains ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) mélangées avec pourcentages de cendres volantes comprise entre ($FA = 0\%$ et $FA = 15\%$) sous l'effet de la contrainte normale de 200 kPa, a été présenté dans la Figure (3.8). Il est clairement vu que la résistance au cisaillement des matériaux testés a été affectée considérablement par la taille des particules en termes de diamètre maximal. En effet, la résistance au cisaillement augmente par (5.57% , 13.45% , et 10.05%) quand la teneur en cendres volantes augmente de 0% à 5% , de 5% à 10% et de 10% à 15% respectivement, pour les mélanges de gros sable ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, et qui est considérée la

plus élevée que celle des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes qui augmente par (5.49%, 6.48%, et 10.84%) et par (2.09%, 6.64%, et 8.05%) dans le cas de mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes avec l'augmentation des teneurs en cendres volantes de (FA = 0% à 5% , de 5% à 10%, et de 10% à 15%) respectivement. Ce comportement montre bien que la taille maximale des grains est un paramètre efficace dans l'augmentation de la résistance au cisaillement maximale des sols sableux traités aux cendres volantes.



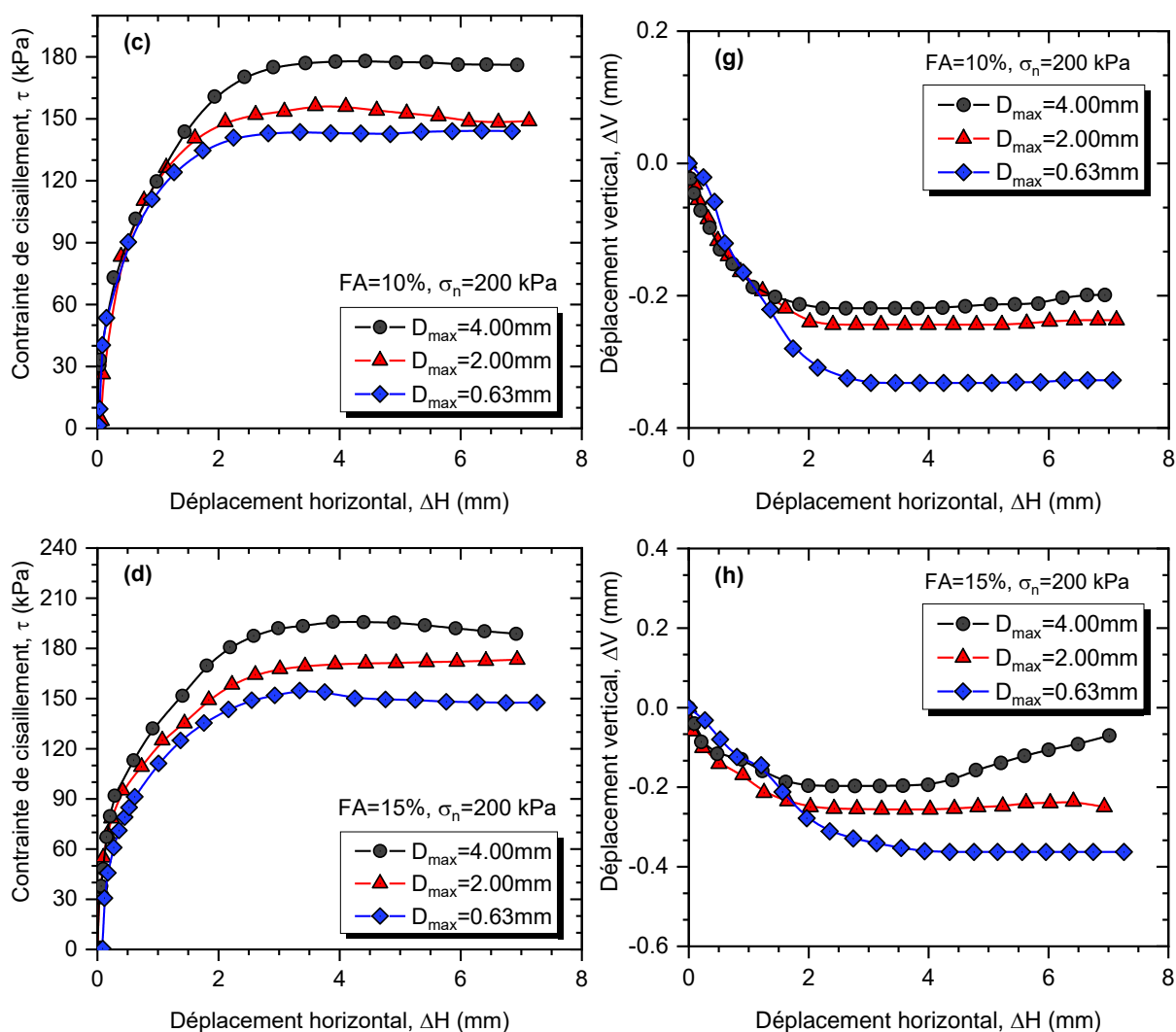
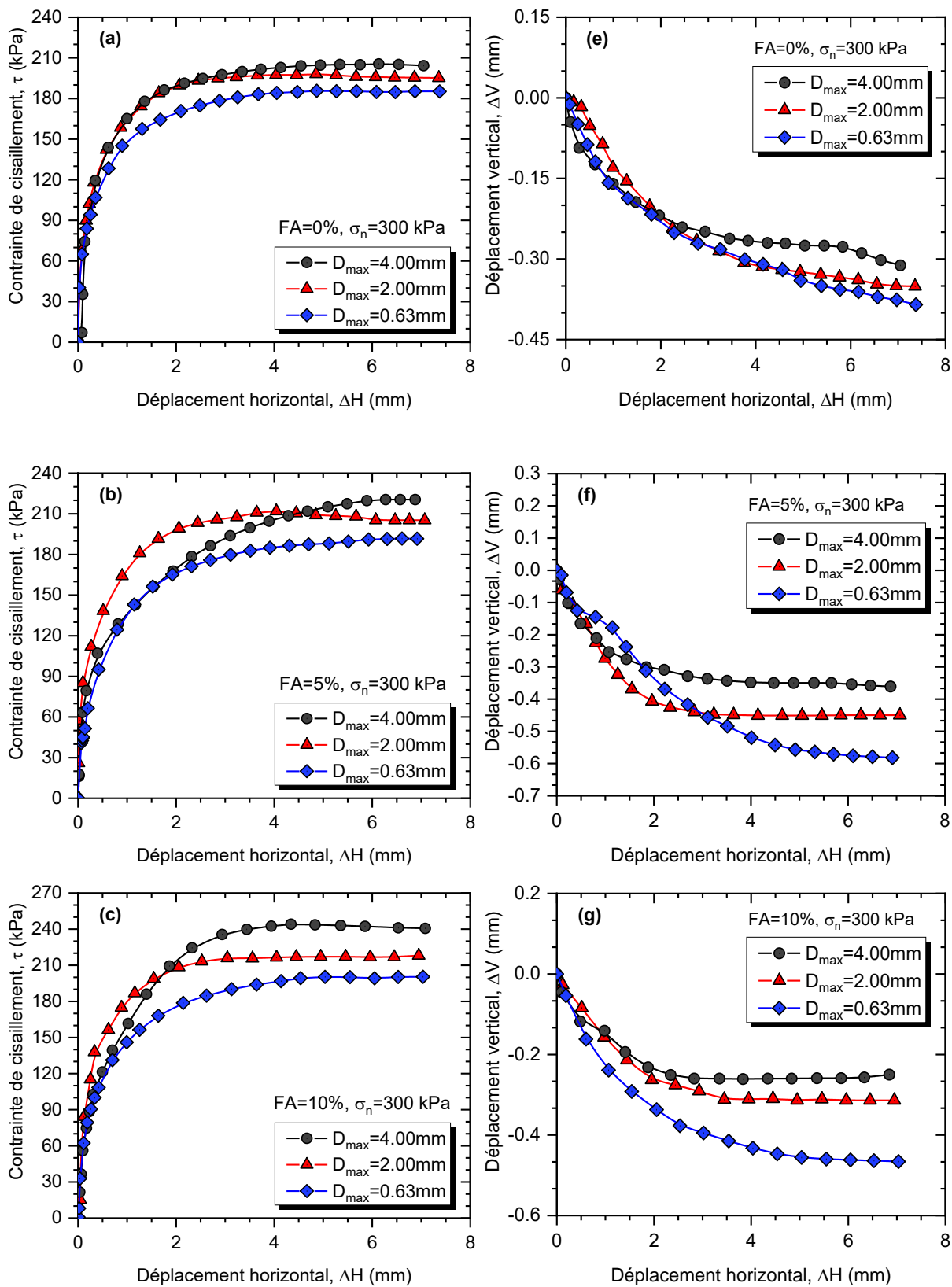


Figure 3.8 : Influence du D_{\max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 200$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

3.5.3 Contrainte normale $\sigma_n = 300$ kPa

Dans cette section, les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande sur sable traité aux cendres volantes (0-15%) et soumis à une contrainte normale de 300 kPa ont été présentés. Il est évident d'après la Figure 3.9 que l'augmentation de la taille des particules de 0.63 mm à 4.00 mm ainsi que l'augmentation de la teneur en cendres volantes de 0% à 15% induit une augmentation notable de la réponse au cisaillement des mélanges binaires examinés. De plus, quand la fraction des cendres volantes augmenté de 0% à 5%, de 5% à 10% et de 10% à 15% la résistance au cisaillement maximale augmente par (1.073 fois, 1.109 fois, et 1.092 fois) pour $D_{\max} = 4.00$ mm, et par (1.068 fois, 1.029 fois, et 1.053 fois) pour les mélanges de $D_{\max} = 2.00$ mm, et par (1.032 fois, 1.046 fois, et 1.057 fois) pour les mélanges ayant taille maximale de 0.63 mm.



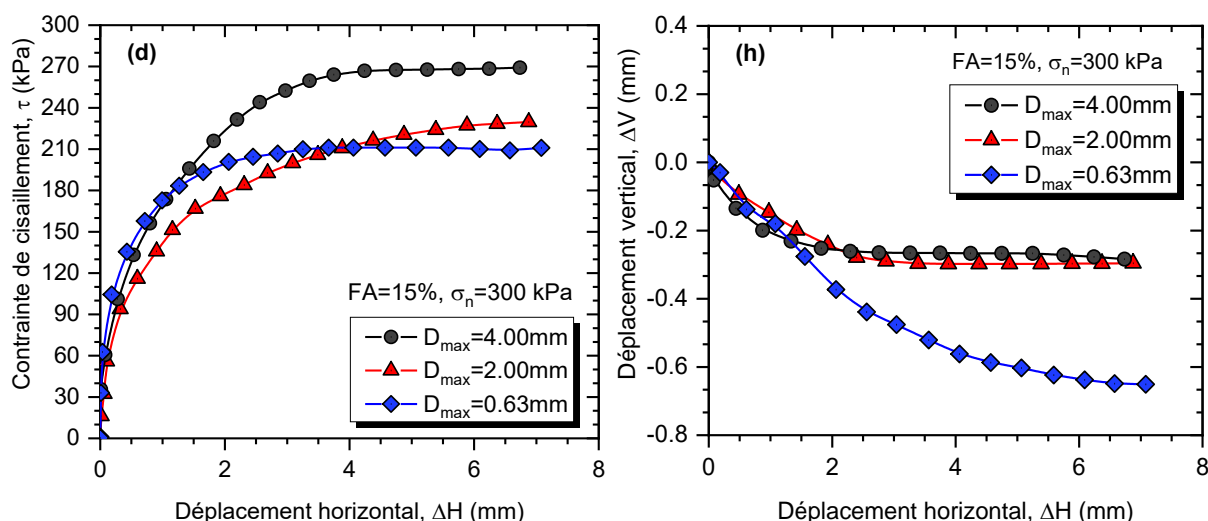


Figure 3.9 : Influence du D_{max} sur le comportement mécanique des mélanges sable cendres volantes, $\sigma_n = 300$ kPa : (a-d) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (e-h) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

3.6 Effets combinés de D_{max} et de w_{opt} sur la réponse mécanique en termes de résistance au cisaillement maximale

Les effets combinés de la taille maximale des grains (D_{max}) et de la teneur en eau optimale (w_{opt}) sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) de trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef mélangées à divers pourcentages de cendres volantes (FA= 0%, 5%, 10% et 15%) sont illustrés dans les Figures 3.10(a, b et c). Comme on peut le voir, les résultats obtenus indiquent que la teneur en eau optimale et la taille maximale des grains ont des effets notables sur la résistance au cisaillement maximale de la matrice binaire de sable-cendres volantes. En effet, la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) augmente de manière linéaire avec la diminution de la teneur en eau optimale dans l'intervalle de ($w_{opt} = 10\%$ à $w_{opt} = 7\%$) pour tous les matériaux testés. Ce comportement confirme que l'amplification de la teneur en eau conduit à élargir les écarts au sein de la texture de la structure de la matrice du mélange sable-cendres volantes et donc à donner lieu à des échantillons beaucoup plus instables. En d'autres termes, le paramètre de taille des particules a un impact remarquable sur la résistance au cisaillement maximale des matériaux sélectionnés. Cette tendance est clairement observée pour les mélanges gros sable ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes par rapport à celle des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. En outre, il ressort clairement du graphique 3D qu'il existe une bonne corrélation entre la taille maximale des particules et teneur en eau optimale des échantillons de mélange sable-cendres volantes. Où, la teneur en eau optimale diminue de

manière linéaire avec l'augmentation de la taille maximale des grains pour tous les matériaux testés.

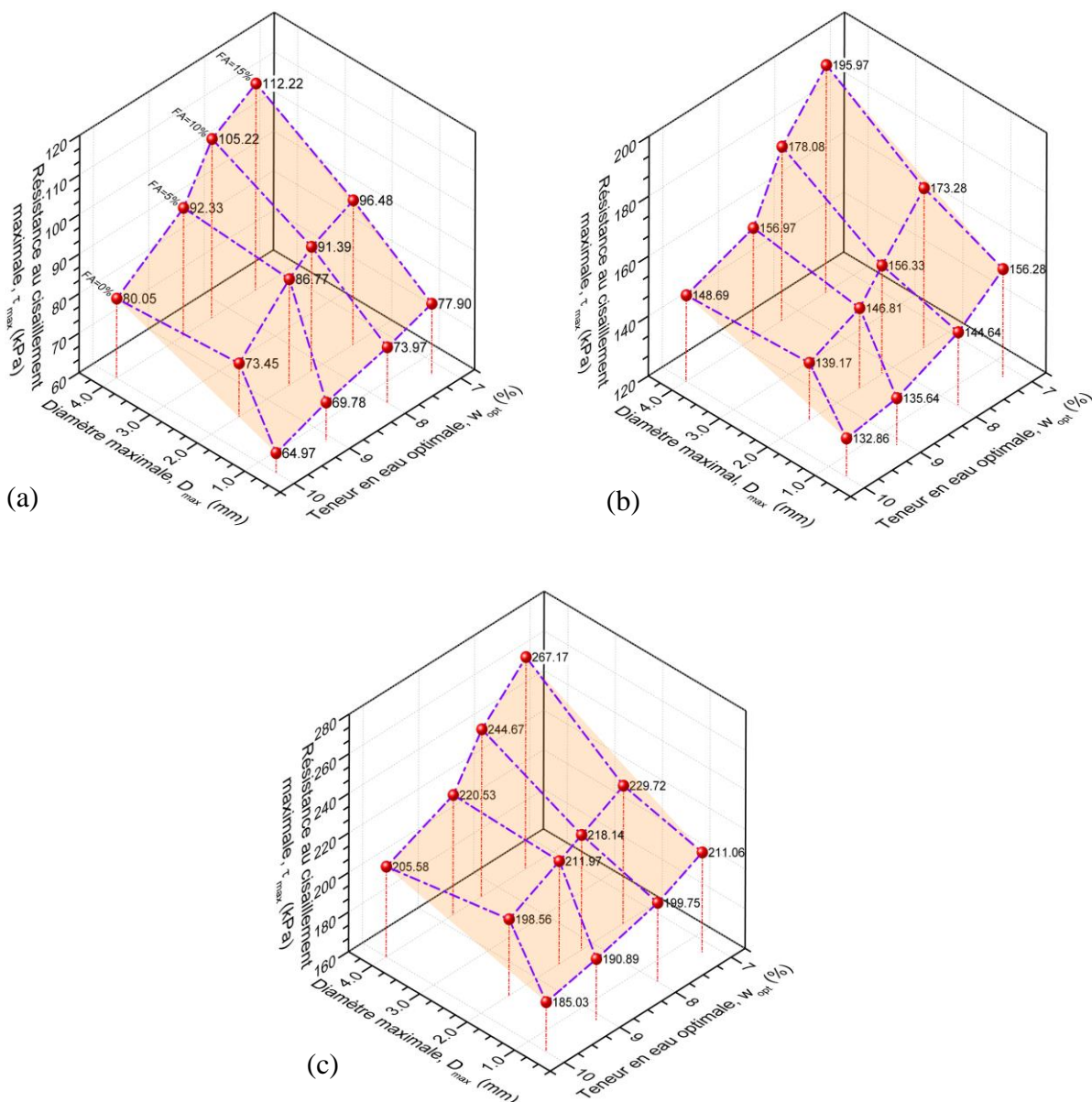
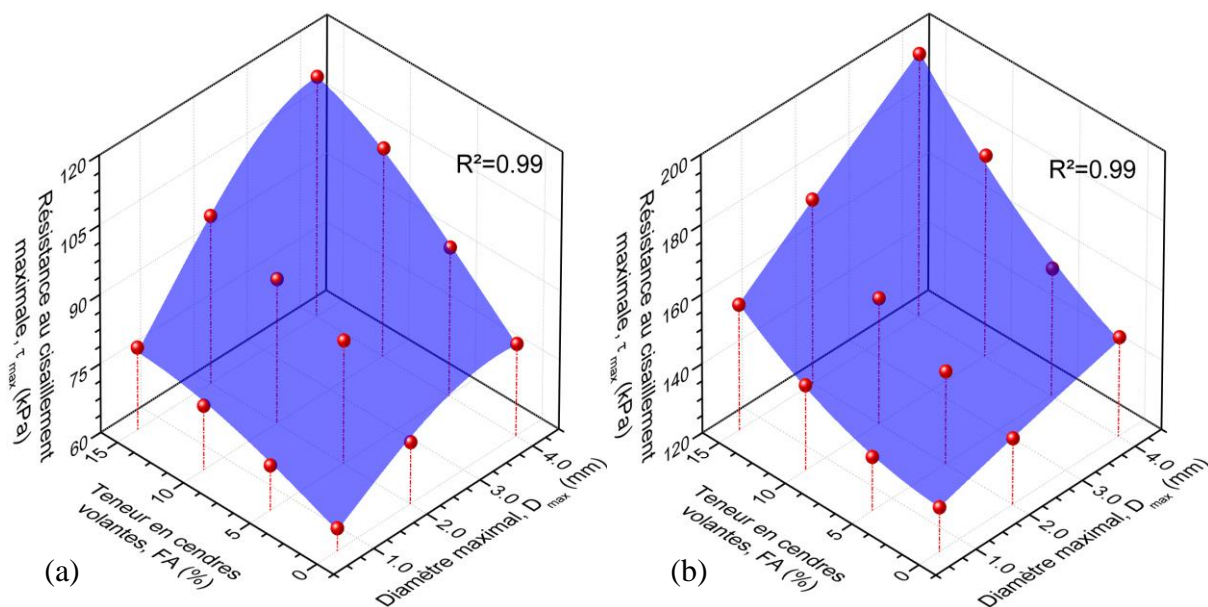


Figure 3.10 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et de la teneur en eau optimale des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

3.7 Variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et teneur en cendres volantes

Les Figures 3.11(a, b et c) illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) en fonction de la taille maximale des grains (D_{max}) et de la teneur en cendres volantes (FA) pour les trois contraintes normales 100, 200 et 300 kPa respectivement. Comme on peut le voir sur les graphiques 3D, la taille maximale des grains et la teneur en cendres

volantes sont des facteurs importants qui améliorent la résistance au cisaillement des sols sableux traités aux cendres volantes. En effet, la résistance au cisaillement maximale diminue avec la diminution de la taille maximale des grains ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) et des teneurs en cendres volantes testées ($FA = 0\%$, $FA = 5\%$, $FA = 10\%$ et $FA = 15\%$) pour les mélanges de cendres volantes étudiés : ($\tau_{max} = 80.05$ kPa, 73.45 kPa et 64.97 kPa) pour les sables purs ($FA = 0\%$), ($\tau_{max} = 92.33$ kPa, 86.77 kPa et 69.78 kPa) pour le mélange ($FA = 5\%$), ($\tau_{max} = 105.22$ kPa, 91.39 kPa et 73.97 kPa) pour le mélange ($FA = 10\%$) et ($\tau_{max} = 112.22$ kPa, 96.48 kPa et 77.90 kPa) pour le mélange ($FA = 15\%$) respectivement. Ce comportement est dû à l'existence effective de fines de cendres volantes entre les particules de sable grossier, ce qui favorise le caractère dilatant des mélanges, et permet d'obtenir une structure plus stable de la matrice de sable-cendres volantes étudiée. Les résultats obtenus confirment le rôle de la taille des particules et la fraction de cendres volantes dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des matériaux granulaires destinés à être utilisés dans des applications d'infrastructure routière et autoroutières. Les résultats ainsi obtenus confirment ceux obtenus par (Kermatikerman et al., 2017 ; Kermatikerman et al., 2018 ; Kolay et al., 2019).



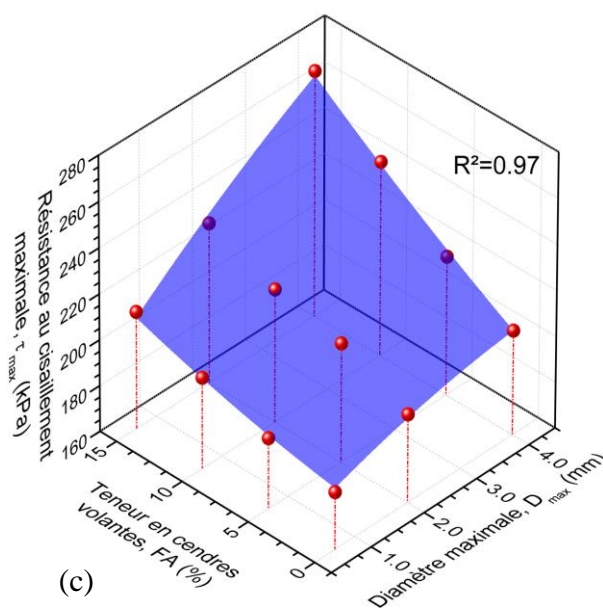


Figure 3.11 : Variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la taille maximale des grains et de la teneur en cendres volantes des matériaux testés : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

3.8 Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de D_{max} et FA

Les Figures 3.12(a à e) montrent la variation de l'angle de frottement en fonction de la taille maximale des grains et de la teneur en cendres volantes des échantillons soumis à trois contraintes normales $\sigma_n = 100$ kPa, $\sigma_n = 200$ kPa et $\sigma_n = 300$ kPa. Comme est illustrée dans ces graphes, la taille des grains maximale et la teneur en cendres volantes ont un effet notable sur l'angle de frottement interne des mélanges binaires étudiés. En effet, une augmentation de la teneur en cendres volantes de FA = 0% à FA = 15% à une taille maximale des grains donnée, entraîne une augmentation significative de l'angle de frottement interne des mélanges sable-cendres volantes testés. Ce comportement pourrait s'expliquer par le rôle des particules de cendres volantes présentes entre des grains de sable grossiers dans l'augmentation des forces intergranulaires, induisant une augmentation de l'enchevêtrement des grains, et par conséquent, une amélioration de la réponse des caractéristiques de cisaillement des sols testés. De plus, l'augmentation de la taille des grains maximale de $D_{max} = 0.63$ mm à 4.00 mm contribue de manière significative à l'augmentation de l'angle de frottement interne par 3.7%, 4.7%, 8.5% et 12.2% pour les teneurs en cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) respectivement.

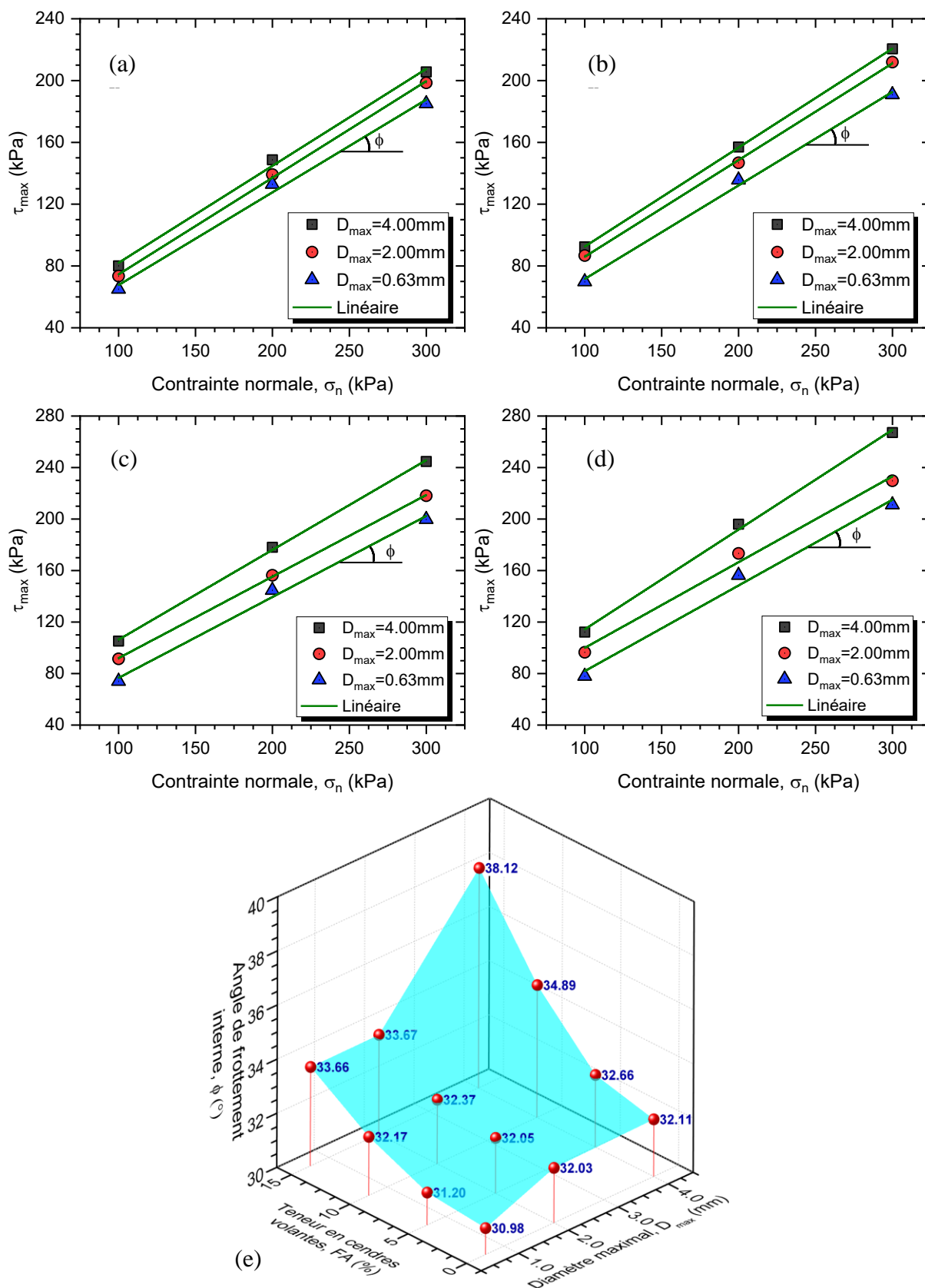


Figure 3.12 : Evolution de l'angle de frottement interne des mélanges en fonction des conditions initiales : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15% ; (e) D_{max} et FA.

3.9 Corrélations de (γ_{dmax}) , (τ_{max}) et (ϕ) avec les rapports granulométriques

Afin de clairement identifier l'influence de la taille des particules sur les coordonnées à l'optimum Proctor et résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-cendres volantes, deux nouveaux paramètres appelés : rapport granulométrique efficace (P_{R10}) et rapport granulométrique moyen (P_{R50}) ont été introduits selon les deux équations suivantes :

$$P_{R10} = \frac{D_{10s} - D_{10m}}{D_{10s}} \quad (3.2)$$

$$P_{R50} = \frac{D_{50s} - D_{50m}}{D_{50s}} \quad (3.3)$$

Où, D_{10s} est le diamètre efficace du sable, D_{50s} est la taille moyenne des grains du sable, D_{10m} est le diamètre efficace des mélanges, D_{50m} est la taille moyenne des grains des mélanges sable-cendres volantes.

3.9.1 Corrélation entre la densité sèche maximale et les rapports granulométriques

3.9.1.1 Influence du rapport granulométrique efficace (P_{R10})

La Figure 3.13 montre la variation de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) en fonction du rapport granulométrique efficace de trois classes granulaires dérivées de sable Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 0.63$ mm, 2.00 mm, 4.00 mm) mélangées à 0%, 5%, 10% et 15% de cendres volantes. Les résultats obtenus indiquent que la densité sèche maximale pourrait être corrélée au rapport granulométrique efficace des mélanges de sable-cendres volantes testés. En effet, elle augmente selon une fonction polynomiale avec l'augmentation du rapport granulométrique efficace pour tous les matériaux testés. En outre, la Figure 3.13 montre que le rapport granulométrique efficace des mélanges sable-cendres volantes présente des valeurs plus élevées de la densité sèche maximale pour la classe granulaire caractérisée par le taille maximale ($D_{max} = 4.00$ mm) que celles des deux autres classes granulaires ($D_{max} = 2.00$ mm et $D_{max} = 0.63$ mm). Cette augmentation peut être due au rôle de la fraction de cendres volantes dans l'augmentation du rapport granulométrique efficace des différents mélanges examinés, entraînant une amplification du processus de l'état de densification des mélanges binaires pour les tailles maximales des grains considérées. En outre, les résultats obtenus montrent clairement que la densité sèche maximale est très bien corrélée ($0.88 \leq R^2 \leq 0.96$) avec le rapport granulométrique efficace (P_{R10}) selon les équations suivantes :

- Pour les mélanges ayant un $D_{\max} = 4.00$ mm :

$$\gamma_{d_{\max}} = -0.26 \times (P_{R10})^2 + 0.34 \times (P_{R10}) + 1.72; \text{ avec } R^2 = 0.94 \quad (3.4)$$

- Pour les mélanges ayant un $D_{\max} = 2.00$ mm :

$$\gamma_{d_{\max}} = -0.20 \times (P_{R10})^2 + 0.28 \times (P_{R10}) + 1.70; \text{ avec } R^2 = 0.97 \quad (3.5)$$

- Pour les mélanges ayant un $D_{\max} = 0.63$ mm :

$$\gamma_{d_{\max}} = -0.25 \times (P_{R10})^2 + 0.32 \times (P_{R10}) + 1.67; \text{ avec } R^2 = 0.88 \quad (3.6)$$

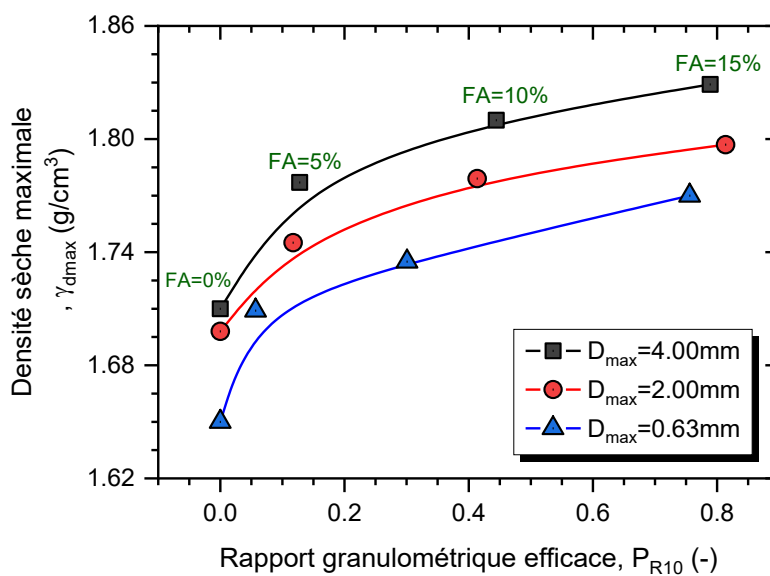


Figure 3.13 : Densité sèche maximale en fonction du rapport granulométrique efficace des mélanges sable-cendres volantes.

3.9.1.2 Influence du rapport granulométrique moyen (P_{R50})

L'effet du rapport granulométrique moyen (P_{R50}) sur la densité sèche maximale ($\gamma_{d_{\max}}$) des assemblages binaires de sable et de cendres volantes est présenté à la Figure 3.14. Il est observé à partir de cette Figure que la densité sèche maximale peut être corrélée ($0.77 \leq R^2 \leq 0.99$) avec le rapport granulométrique moyen selon une fonction polynomiale pour les matériaux testés. En effet, la densité sèche maximale augmente avec l'augmentation du rapport granulométrique moyen. D'autre part, la Figure 3.14 montre clairement que la tendance montrant la variation de la densité sèche maximale avec le rapport granulométrique moyen présente des valeurs plus élevées pour les mélanges gros sable ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes que celles des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.0$ mm)-cendres volantes et sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. Cette tendance s'explique par le fait que l'augmentation de la taille maximale des grains ($D_{\max} = 0.63$ mm à $D_{\max} = 4.00$ mm) est à l'origine d'une augmentation significative du rapport granulométrique moyen qui affecte considérablement l'amplification de la densité sèche maximale des matériaux étudiés. Les

expressions suivantes sont proposées pour évaluer la densité sèche maximale (γ_{dmax}) en fonction du rapport granulométrique moyen (P_{R50}) des mélanges examinés :

- Pour les mélanges ayant un $D_{max} = 4.0$ mm :

$$\gamma_{dmax} = -20.37 \times (P_{R50})^2 + 3.06 \times (P_{R50}) + 1.74 ; \text{ avec } R^2 = 0.77 \quad (3.7)$$

- Pour les mélanges ayant un $D_{max} = 2.0$ mm :

$$\gamma_{dmax} = -200.42 \times (P_{R50})^2 + 9.07 \times (P_{R50}) + 1.70 ; \text{ avec } R^2 = 0.97 \quad (3.8)$$

- Pour les mélanges ayant un $D_{max} = 0.63$ mm :

$$\gamma_{dmax} = -128.28 \times (P_{R50})^2 + 7.70 \times (P_{R50}) + 1.66 ; \text{ avec } R^2 = 0.99 \quad (3.9)$$

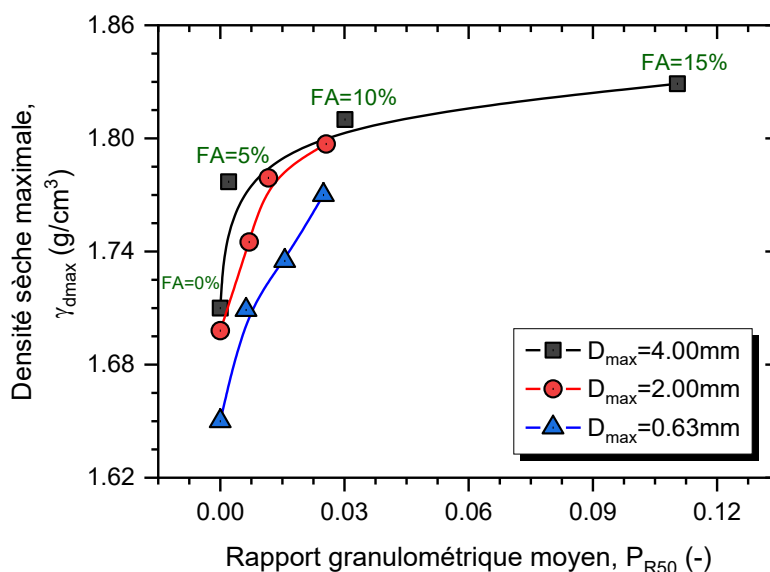


Figure 3.14 : Densité sèche maximale en fonction du rapport granulométrique moyen (P_{R50}) des mélanges sable-cendres volantes.

3.9.2 Corrélation entre la résistance au cisaillement maximale et les rapports granulométriques

3.9.2.1 Influence du rapport granulométrique efficace (P_{R10})

L'impact du rapport granulométrique efficace (P_{R10}) sur la résistance au cisaillement maximale de trois assemblages binaires distincts ayant des tailles des grains maximales différentes ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm, 0.63 mm) est présenté dans la Figure 3.15. Il ressort clairement de cette Figure que le rapport granulométrique efficace des particules a un effet remarquable sur la résistance au cisaillement maximale des matériaux testés. Où, la résistance au cisaillement maximale augmente de façon polynomiale avec l'augmentation du rapport granulométrique efficace des particules pour les mélanges gros sable ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et enfin, sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. En outre, il ressort clairement de la Figure 3.15 que, pour les

différents mélanges sable-cendres volantes, le rapport granulométrique efficace le plus élevé (teneur en cendres volantes plus élevée "FA = 15 %") présente une résistance au cisaillement maximale plus importante que celle correspondant à un faible rapport granulométrique efficace (teneur en cendres volantes plus faible "FA = 0 %"), ce qui indique une résistance au cisaillement maximale plus faible. Les résultats obtenus confirment l'existence d'une relation fiable entre la résistance au cisaillement maximale et le rapport granulométrique efficace des échantillons de mélange sable-cendres volantes considérés. Les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la résistance au cisaillement maximale (τ_{\max}) en fonction du rapport granulométrique efficace (P_{R10}) des matériaux testés :

$$\text{Pour } \sigma_n = 100 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R10})^2 + b \times (P_{R10}) + c \quad (3.10)$$

$$\text{Pour } \sigma_n = 200 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R10})^2 + b \times (P_{R10}) + c \quad (3.11)$$

$$\text{Pour } \sigma_n = 300 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R10})^2 + b \times (P_{R10}) + c \quad (3.12)$$

Les Tableaux 3.1 à 3.3 indiquent les coefficients a, b, c et le coefficient de détermination (R^2) correspondant pour les matériaux considérés :

Tableau 3.1 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.10)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 100 \text{ kPa}$	4.00	0.001	-50.66	78.96	81.18	0.99
	2.00	0.001	-43.96	60.31	76.06	0.90
	0.63	0.001	-26.41	35.35	66.21	0.95

Tableau 3.2 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.11)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 200 \text{ kPa}$	4.00	0.001	-16.68	73.59	148.37	0.99
	2.00	0.001	-1.45	41.57	140.23	0.99
	0.63	0.001	-17.78	44.23	133	0.99

Tableau 3.3 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.12)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 300 \text{ kPa}$	4.00	0.001	-32.40	102.2	206.48	0.99
	2.00	0.001	-29.025	58.07	201.22	0.94
	0.63	0.001	-30.174	55.57	186.23	0.98

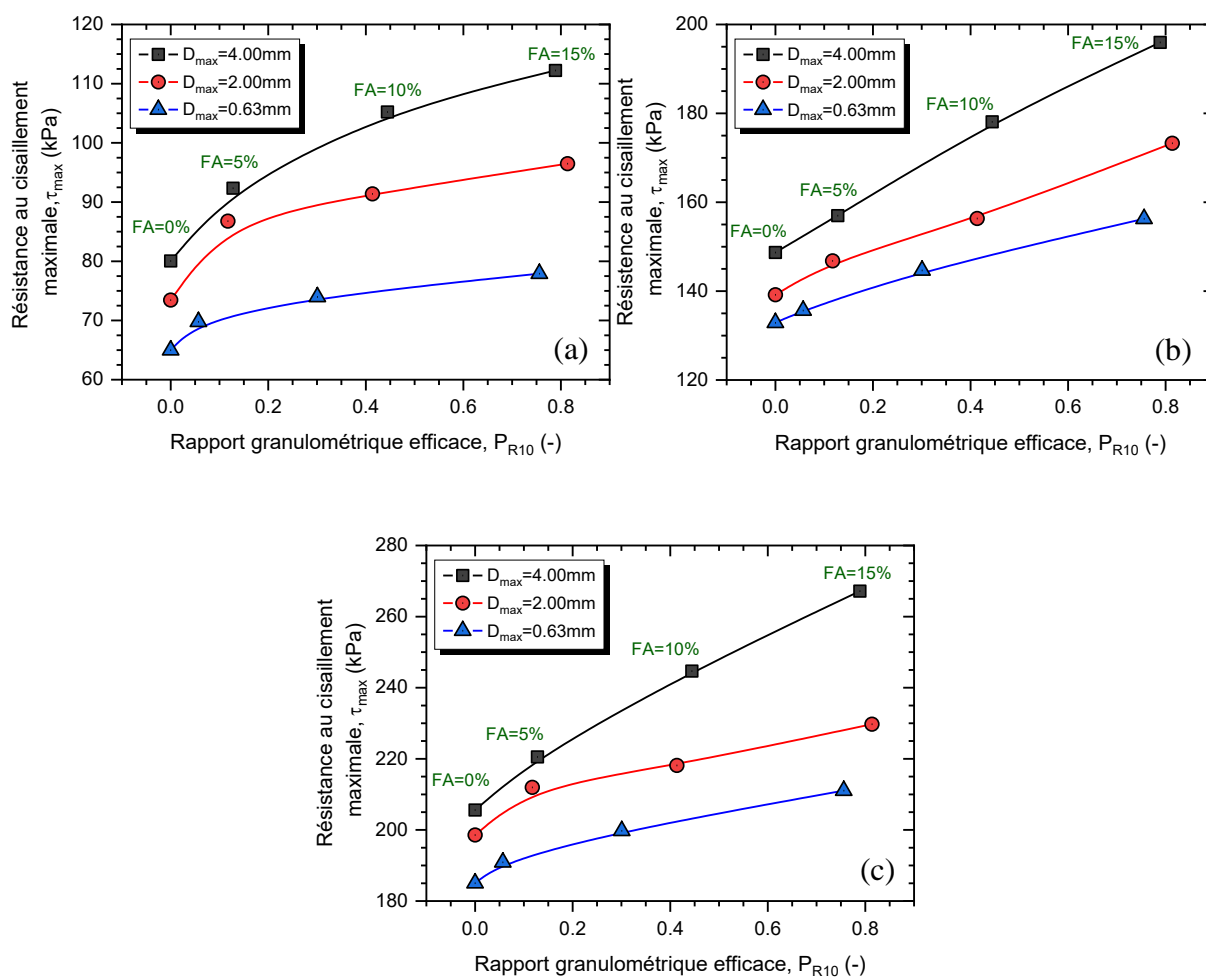


Figure 3.15 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport granulométrique efficace (P_{R10}) des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

3.9.2.2 Influence du rapport granulométrique moyen (P_{R50})

L'influence du rapport granulométrique moyen [$P_{R50} = (D_{50s} - D_{50m}) / D_{50s}$] sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) de trois classes différentes de mélanges sable Chlef-cendres volantes ($0 \leq FA \leq 15\%$) est présentée dans la Figure 3.16. Comme on peut le voir, la tendance illustrée sur ce graphique indique que le rapport granulométrique moyen des tailles de particules (P_{R50}) pourrait être considéré comme paramètre approprié pour prédire la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) à travers une bonne relation polynomiale ($R^2 \geq 0.91$). En effet, la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation du rapport granulométrique moyen pour les matériaux testés. En outre, les résultats des essais montrent que les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes présentent des valeurs plus élevées de la résistance au cisaillement maximale et du rapport granulométrique moyen des particules que celles des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres

volantes et sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. La tendance confirme que les particules de gros sable ($D_{\max} = 4.00$ mm) mélangées aux cendres volantes ont été à l'origine de l'augmentation du rapport granulométrique moyen des particules, induisant une amplification de la résistance au cisaillement maximale de ces mélanges par rapport à ceux reconstitués avec le sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes considérés. Les équations suivantes sont proposées pour corréler la résistance au cisaillement maximale (τ_{\max}) au rapport granulométrique moyen (P_{R50}) des matériaux testés :

$$\text{Pour } \sigma_n = 100 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R50})^2 + b \times (P_{R50}) + c \quad (3.13)$$

$$\text{Pour } \sigma_n = 200 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R50})^2 + b \times (P_{R50}) + c \quad (3.14)$$

$$\text{Pour } \sigma_n = 300 \text{ kPa : } \tau_{\max} = a \times (P_{R50})^2 + b \times (P_{R50}) + c \quad (3.15)$$

Les Tableaux 3.4 à 3.6 indiquent les coefficients a, b, c et les coefficients de détermination (R^2) correspondant pour les matériaux considérés :

Tableau 3.4 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.13)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 100$ kPa	4.00	0.001	-54.64	84.86	85.12	0.91
	2.00	0.001	-48.61	21.34	73.63	0.99
	0.63	0.001	-86.95	72.31	65.17	0.99

Tableau 3.5 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.14)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 200$ kPa	4.00	0.001	-6055.2	1070	151.63	0.98
	2.00	0.001	-2950.6	1434.6	138.67	0.99
	0.63	0.001	21870	406.32	132.67	0.99

Tableau 3.6 - Coefficients a, b, c et R^2 pour l'équation (3.15)

	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R^2
	D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)				
$\sigma_n = 300$ kPa	4.00	0.001	-7694.5	1354	211.44	0.96
	2.00	0.001	-34788	2103	198.66	0.99
	0.63	0.001	8959.3	812.45	185.17	0.99

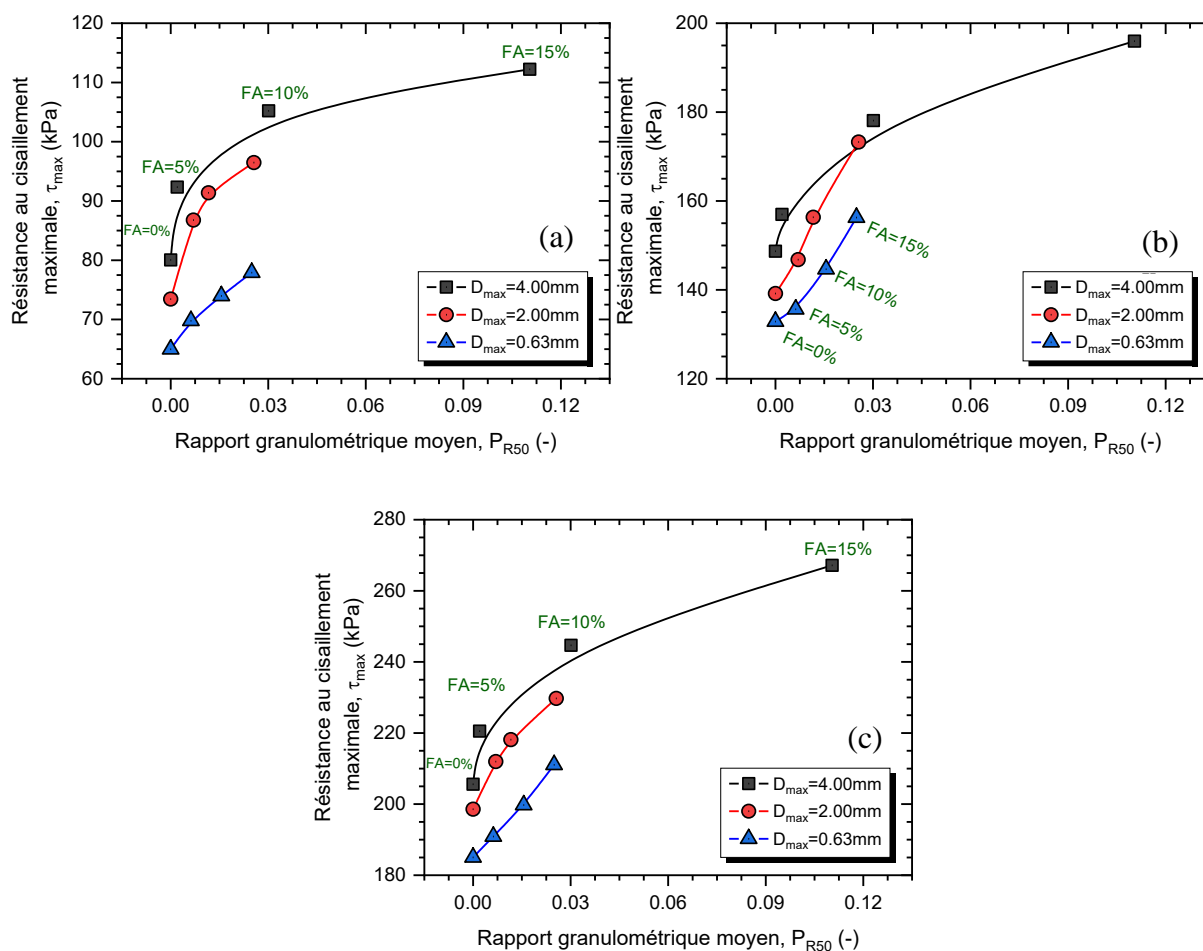


Figure 3.16 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport granulométrique moyen des particules des différentes classes de mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

3.9.3 Corrélation entre l'angle de frottement interne et les rapports granulométriques

La variation de l'angle de frottement interne (ϕ) avec les rapports granulométriques [efficace (P_{R10}) et moyen (P_{R50})] caractérisant les différents mélanges sable-cendres volantes ayant des tailles maximales de grains variant de 0.63mm à 4.00 mm et des teneurs en cendres volantes (0%, 5%, 10% et 15%) sont présentées dans la Figure 3.17. Comme on peut le constater sur cette Figure, les rapports granulométriques des particules ont un effet considérable sur l'angle de frottement interne des mélanges binaires étudiés. En effet, une augmentation des rapports granulométriques (P_{R10} ou P_{R50}) conduit à une augmentation significative de l'angle de frottement interne des différents mélanges sable-cendres volantes testés selon une relation polynomiale avec un coefficient de détermination ($R^2 = 0.99$). Les équations suivantes sont proposées pour corrélérer l'angle de frottement interne avec les rapports granulométriques (P_{R10} et P_{R50}) :

$$\phi = a \times (P_{R10})^2 + b \times (P_{R10}) + c \quad (3.16)$$

$$\phi = a \times (P_{R50})^2 + b \times (P_{R50}) + c \quad (3.17)$$

Tableau 3.7 - Coefficients a, b, c et R² pour l'équation (3.16)

P _{R10}	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R ²
	D _{max} (mm)	D _{min} (mm)				
	4.00	0.001				
2.00	0.001	-0.9109	4.2417	30.97	0.99	
0.63	0.001	2.9865	-0.427	32.04	0.99	

Tableau 3.8 - Coefficients a, b, c et R² pour l'équation (3.17)

P _{R50}	Mélanges sable-cendres volantes		a	b	c	R ²
	D _{max} (mm)	D _{min} (mm)				
	4.00	0.001				
2.00	0.001	2776.2	- 5.962	32.013	0.99	
0.63	0.001	3500.3	21.142	30.962	0.99	

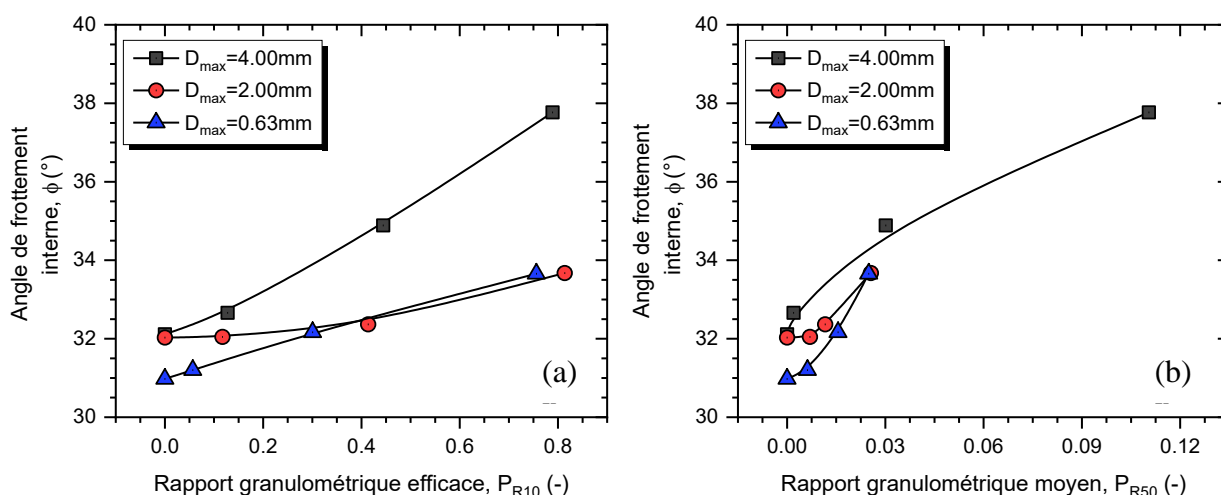


Figure 3.17 : Variation de l'angle de frottement interne avec les rapports granulométriques des mélanges examinés : (a) P_{R10} ; (b) P_{R50}.

3.10 Conclusion

Les caractéristiques des grains et leur distribution ainsi que la fraction des cendres volantes jouent un rôle très important dans l'évaluation des performances mécaniques des matériaux granulaires ; il convient donc de les inclure dans les modèles développés pour mieux prédire les effets combinés de ces paramètres sur le comportement physico-mécanique en terme de compactage et résistance au cisaillement des mélanges de sable-cendres volantes dans le but de les valoriser dans des applications d'infrastructures routières et autoroutières. Les principales conclusions sont résumées ci-dessous :

Les résultats des essais Proctor indiquent que la taille maximale des particules (D_{max}) et la teneur en cendres volantes (FA) ont des effets remarquables sur les coordonnées à l'optimum Proctor (densité sèche maximale " γ_{dmax} " et de teneur en eau optimale " w_{opt} ") des différents mélanges binaires sable-cendres volantes testés. De plus, l'ajout de la fraction de cendres volantes de FA = 0% à FA = 15% au sol granulaire induit une augmentation de la densité sèche maximale et une diminution de la teneur en eau optimale. En d'autres termes, l'augmentation la taille maximale des grains de $D_{max} = 0.63$ mm à $D_{max} = 4.00$ mm entraîne une augmentation significative de la densité sèche maximale des mélanges sable-cendres volantes testés. Cela signifie que la présence des grosses particules contribue d'une manière efficace à l'amplification de l'état de densification des mélanges sable-cendres volantes. Les résultats de cette étude expérimentale sont en bon accord avec ceux de (Saeid et al., 2012 ; Phanikumar & Nagaraju, 2018 ; Nawagamuwa & Wijesooriya, 2018).

Les résultats des essais mécaniques montrent que la prise en compte de la caractéristique de la taille maximale (D_{max}) des particules dans la distribution granulométrique des échantillons de matériaux granulaires traités avec différentes fractions de cendres volantes a un impact notable sur l'amélioration des performances mécaniques en termes de résistance au cisaillement maximale des matériaux testés. En effet, l'augmentation de la taille maximale (D_{max}) et de la teneur en cendres volantes (FA) induit une augmentation importante de la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) des mélanges binaires testés. Cependant, la résistance au cisaillement maximale montre une décline continue avec l'augmentation de la teneur en eau optimale des matériaux sélectionnés. Ce comportement confirme que les valeurs les plus élevées de la teneur en eau sont à l'origine de la reconstitution des mélanges sable-cendres volantes plus compressibles conduisant à des structures plus instables des échantillons. Ces résultats sont en parfaite concordance avec ceux obtenus par (Keramatikerman et al., 2017 ; Keramatikerman et al., 2018 ; Kolay et al., 2019).

Les résultats de cette recherche expérimentale indique que les nouvelles caractéristiques granulométriques introduites, appelées rapport granulométrique efficace $P_{R10} = (D_{10s} - D_{10m})/D_{10s}$ et rapport granulométrique moyen $P_{R50} = (D_{50s} - D_{50m})/D_{50s}$, semblent être des facteurs appropriés pour prédire les performances mécaniques des mélanges sable-cendres volantes en termes de réponse au compactage et de caractéristiques mécaniques dans le contexte de la valorisation de ces matériaux granulaires pour être utilisés dans des applications d'ingénierie d'infrastructures de transport. En outre, les données obtenues confirment que la fraction de cendres volantes et la taille maximale des grains ont un effet notable sur l'angle de frottement, et l'enchevêtrement des mélanges granulaires binaires testés.

Chapitre 4

**Effets des cendres volantes sur la
résistance au cisaillement des sols
sableux**

Ce chapitre présente les résultats d'une étude en laboratoire sur le comportement mécanique en termes de résistance au cisaillement des sables traités aux cendres volantes dans le but d'évaluer l'influence de la teneur en cendres volantes sur la relation contrainte-dilatance des mélanges sable de Chlef-cendres volantes. Dans ce contexte, une série d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande a été réalisée sur échantillons préparés à partir de trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ayant différentes granulométries mélangées à des fractions de cendres volantes selon des pourcentages allant de 0 % à 15%. Les échantillons sont préparés avec la technique de pluviation à sec à l'état dense.

4.1 Introduction

Les matériaux granulaires sont souvent utilisés dans la réalisation de couche de forme de routes, de remblais, de constructions de sol, de murs de soutènement et de fondations profondes, en raison de leurs avantages en tant que matériaux de construction disponibles, simples à utiliser et économiques. Cependant, l'évaluation des caractéristiques géotechniques des sols améliorés ou traités utilisés comme matériaux de construction a été considérée comme défi majeur pour les chercheurs en géotechnique routière ; où l'objectif fondamental est d'augmenter la résistance au cisaillement et/ou la stabilité du sol et de réduire le coût du projet en tenant compte des avantages environnementaux des matériaux locaux disponibles (Abdou Lawane et al., 2014 ; Cherrak et al., 2015 ; García-Díaz et al., 2016 ; Liu et al., 2018 ; Akacem et al., 2019). En effet, la contrainte de cisaillement des sols granulaires est l'un des aspects recommandés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour analyser les problèmes de stabilité comme les fondations profondes et les remblais (Wang et al., 2013), en particulier, sous le fond de la surface de rupture circulaire sous le remblai (Figure 4.1) (Lini Dev et al., 2016).

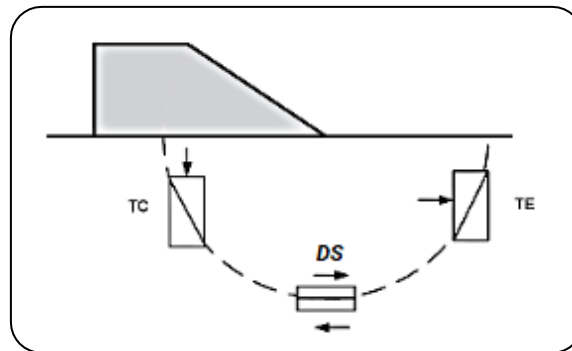


Figure 4.1 : Conditions de cisaillement dans la surface de rupture sous le remblai : (TC) compression triaxiale ; (DS) cisaillement direct ; (TE) extension triaxiale (Lini Dev et al., 2016).

D'autre part, la relation contrainte-dilatance est une caractéristique intrinsèque des matériaux granulaires (Schanz & Vermeer, 1996 ; Lo & Wardani, 2002 ; Nimbalkar et al., 2012 ; Kong et al., 2016). (Bolton, 1986) a proposé l'équation empirique suivante pour bien mettre en évidence l'impact de l'ampleur de l'état de contrainte sur l'évolution du caractère dilatant d'un matériau granulaire :

$$\phi_{\max} = \phi_{\text{res}} + \alpha \times \psi_{\max} \quad (4.1)$$

Où ϕ_{\max} , ϕ_{res} et ψ_{\max} sont l'angle de frottement maximum, l'angle de frottement résiduel, l'angle de dilatance maximal, et α est l'indice de dilatance de Bolton impliquant la

contribution de la dilatance à la contrainte de cisaillement maximale. (Reynolds, 1885) a été le premier à découvrir le caractère dilatant (augmentation du volume) pour les sables denses lorsque la contrainte de cisaillement atteint l'état de pic des sols. (Ayorloo et al., 2011) ont trouvé que l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal augmentaient avec l'augmentation de la teneur en ciment pour les mélanges sable-ciment. (Indraratna & Salim, 2002 ; Ma et al., 2014 ; Xiao et al., 2017) ont montré que l'évolution de la pression de confinement était à l'origine d'une variation significative de la résistance au cisaillement et le caractère dilatant des sols granulaires. (Salgado et al., 2000) ont constaté que l'angle de frottement à l'état critique, l'angle de frottement à l'état maximal et l'angle de dilatance maximale augmentaient avec la teneur en fines peu plastiques pour les différents mélanges sable d'Ottawa-limon traités. (Chang & Yin, 2011) ont également démontré que l'angle de frottement à l'état critique augmentait avec l'augmentation de la teneur en fines pour les mélanges testés. (Guzman et al., 2014) ont trouvé qu'une diminution de la pression de confinement conduisait à une augmentation significative de l'angle de dilatance maximale des sols granulaires étudiés. (Cherif Taiba et al., 2019b) ont confirmé que l'angle de frottement mobilisé aux états d'instabilité et d'équilibre diminue de façon linéaire avec la diminution des propriétés granulométriques et l'augmentation du coefficient d'uniformité pour les échantillons de sable limoneux testés.

Dans ce chapitre, une série d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a été réalisée sur trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ("classe A" $D_{\max} = 4.00$ mm ; "classe B" $D_{\max} = 2.00$ mm et "classe C" $D_{\max} = 0.63$ mm), mélangées avec des fractions de cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%). Les échantillons ont été préparés par la méthode de dépôt sec à une densité relative initiale ($D_r = 90\%$) et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). En outre, la validité des relations contrainte-dilatance de Bolton pour les mélanges de sable avec différentes fractions de cendres volantes a été présentée dans ce chapitre.

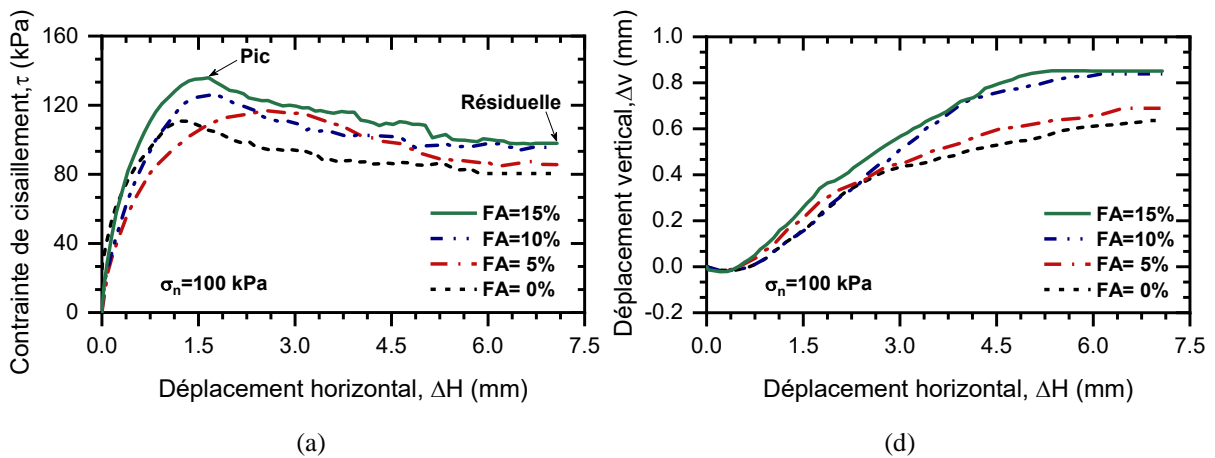
4.2 Comportement mécanique des sols testés

4.2.1 Sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)

Les Figures 4.2(a, b et c) présentent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal du sable traité aux cendres volantes avec différents pourcentages (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) et soumis à trois contraintes normales initiales (100, 200 et 300 kPa). Il apparaît que la contrainte de cisaillement de tous les échantillons à

une contrainte normale donnée augmente jusqu'à une valeur maximale correspondant au pic de la tendance obtenue, puis diminue légèrement suivant un déplacement horizontal relativement important, ce qui indique que tous les échantillons des mélanges préparés à un état initialement dense ont présenté un caractère dilatant. En outre, il est clair que le matériau de cendres volantes peut efficacement améliorer la réponse au cisaillement des sols à gros grains, dans lesquels la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les mélanges étudiés. En effet pour une contrainte normale de $\sigma_n = 300$ kPa, la contrainte de cisaillement maximale atteint une valeur de 310.42 kPa, 328.64 kPa, 338.47 kPa et 348.94 kPa pour les teneurs en cendres volantes considérées (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) respectivement. Ce comportement peut être expliqué par le fait que les particules fines de cendres volantes occupent les vides entre les gros grains, entraînant une amplification du phénomène de l'enchevêtrement dans la structure initiale des échantillons des différents mélanges lors du chargement en cisaillement.

En outre, les graphes illustrant la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal sont présentés dans les Figures 4.2(d, e et f). La tendance obtenue montre clairement le rôle des fractions de cendres volantes dans l'augmentation du caractère dilatant pour les mélanges sable-cendres volantes testés, conduisant alors à une augmentation des forces intergranulaires dans les matrices des assemblages binaires induisant ainsi une amélioration de la résistance au cisaillement des matériaux testés. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de (Kermatikerman et al., 2017), où ils ont trouvé que l'ajout de cendres volantes était à l'origine d'une augmentation significative de la résistance au cisaillement cyclique non drainée des mélanges sable-cendres volantes.



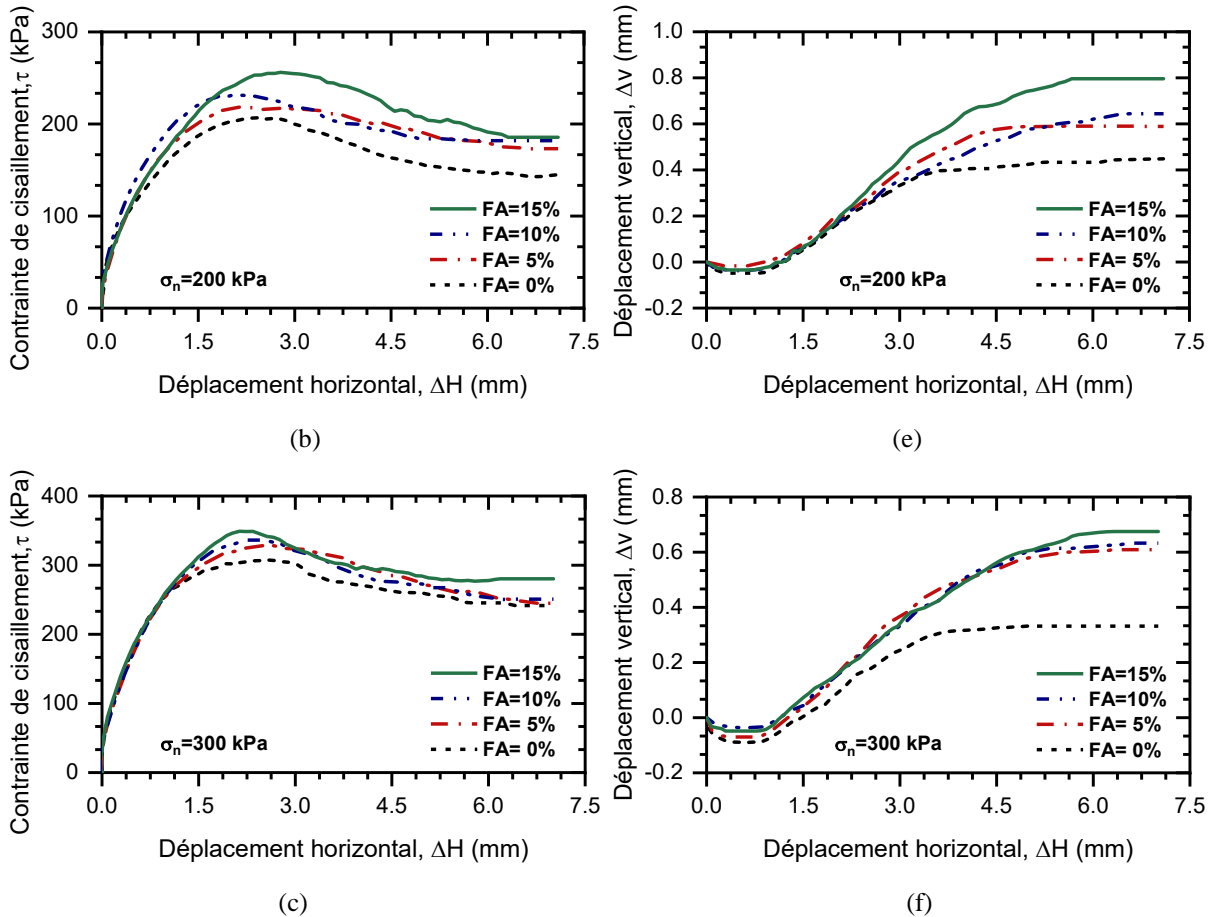


Figure 4.2 : Réponse mécanique des mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical vs. déplacement horizontal.

4.2.2 Sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)

Les effets des cendres volantes sur la résistance au cisaillement des différents échantillons reconstitués à partir du sable moyen de Chlef ($D_{max} = 2.00$ mm) traité par quatre fractions de cendres volantes à une densité relative initiale ($D_r = 90\%$), et soumis à trois contraintes normales est présenté dans la Figure 4.3. On note que l'augmentation de la teneur en cendres volantes et la contrainte normale induit une amplification de la résistance au cisaillement de sable moyen. En effet, l'ajout des fractions de cendres volantes de 0% à 15% augmente la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) par (19.8, 11.3, et 16.9%) pour les trois contraintes normales (100 kPa, 200 kPa, 300 kPa) respectivement. De plus, le graphe illustrant le déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal montre clairement le rôle de la fraction des cendres volantes, où, l'augmentation de teneur en cendres volantes est à l'origine d'une amplification de la phase de dilatance pour tous les paramètres testés, et par conséquent l'augmentation de résistance au cisaillement comme illustré sur les Figures 4.3(d, e et f).

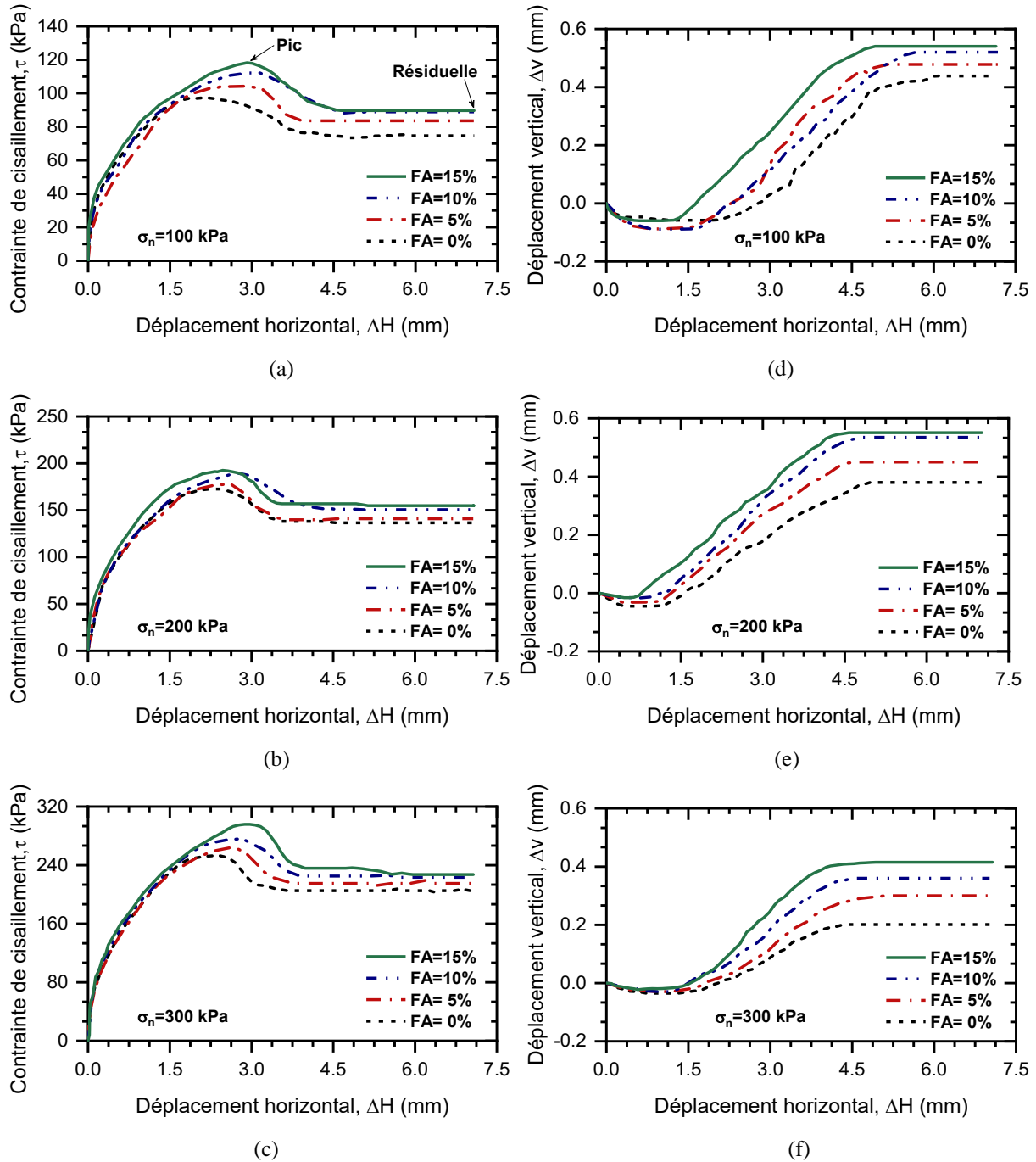


Figure 4.3 : Réponse mécanique des mélanges sable moyen ($d_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical vs. déplacement horizontal.

4.2.3 Sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)

La Figure 4.4 illustre la réponse mécanique des mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. Les échantillons de sable fin ayant une taille maximale des grains ($D_{max} = 0.63$ mm) sont mélangés avec des proportions de cendres volantes non plastiques (FA = 0, 5, 10 et 15%), et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa). On note que les

résultats obtenus montrent clairement que le sable traité aux cendres volantes avec (FA = 15%) présente une augmentation significative de la résistance au cisaillement de 106.78 kPa, 179.19 kPa et 267.17 kPa pour les contraintes normales testées $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa respectivement en comparaison avec le sable non traité (FA = 0 %) présentant une légère augmentation de la contrainte de cisaillement de 90.28 kPa, 162.53 kPa et 243.17 kPa pour les mêmes contraintes normales considérées. Dans l'ensemble, les pourcentages de cendres volantes ont une influence notable sur la réponse au cisaillement des mélanges étudiés. Il est noté que l'augmentation de la contrainte de cisaillement maximale peut être expliquée par le fait que la présence physique des particules de cendres volantes entre les grains de sable augmente l'ampleur de contact intergranulaire induisant ainsi une amélioration de la résistance au cisaillement des échantillons de mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63\text{mm}$)-cendres volantes considérés.

D'autre part, comme le montrent les Figures 4.4(d, e et f), illustrant la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, on constate que les résultats obtenus sont similaires à ceux des mélanges sable grossier-cendres volantes et sable moyen-cendres volantes indiquant clairement que l'augmentation des proportions de cendres volantes amplifie le caractère dilatant. La tendance obtenue peut être justifiée par la contribution des particules de cendres volantes, qui contribuent à rendre la structure du sol moins compressible et donc à augmenter la résistance au cisaillement des assemblages binaires considérés. Les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec ceux de (Kermatikerman et al., 2018), où ils ont constaté que l'ajout de pourcentages de cendres volantes dans les échantillons de sable modifiait complètement la réponse du sol en termes de contrainte déviatorique et caractéristiques de déformation. En effet, les mélanges des sols non traités ont montré une réponse effort-déformation caractérisée par un remarquable adoucissement tandis que les échantillons traités avec les cendres volantes ont montré une performance mécanique caractérisée par un durcissement résultant en une augmentation de la contrainte déviatorique ultime des matériaux testés.

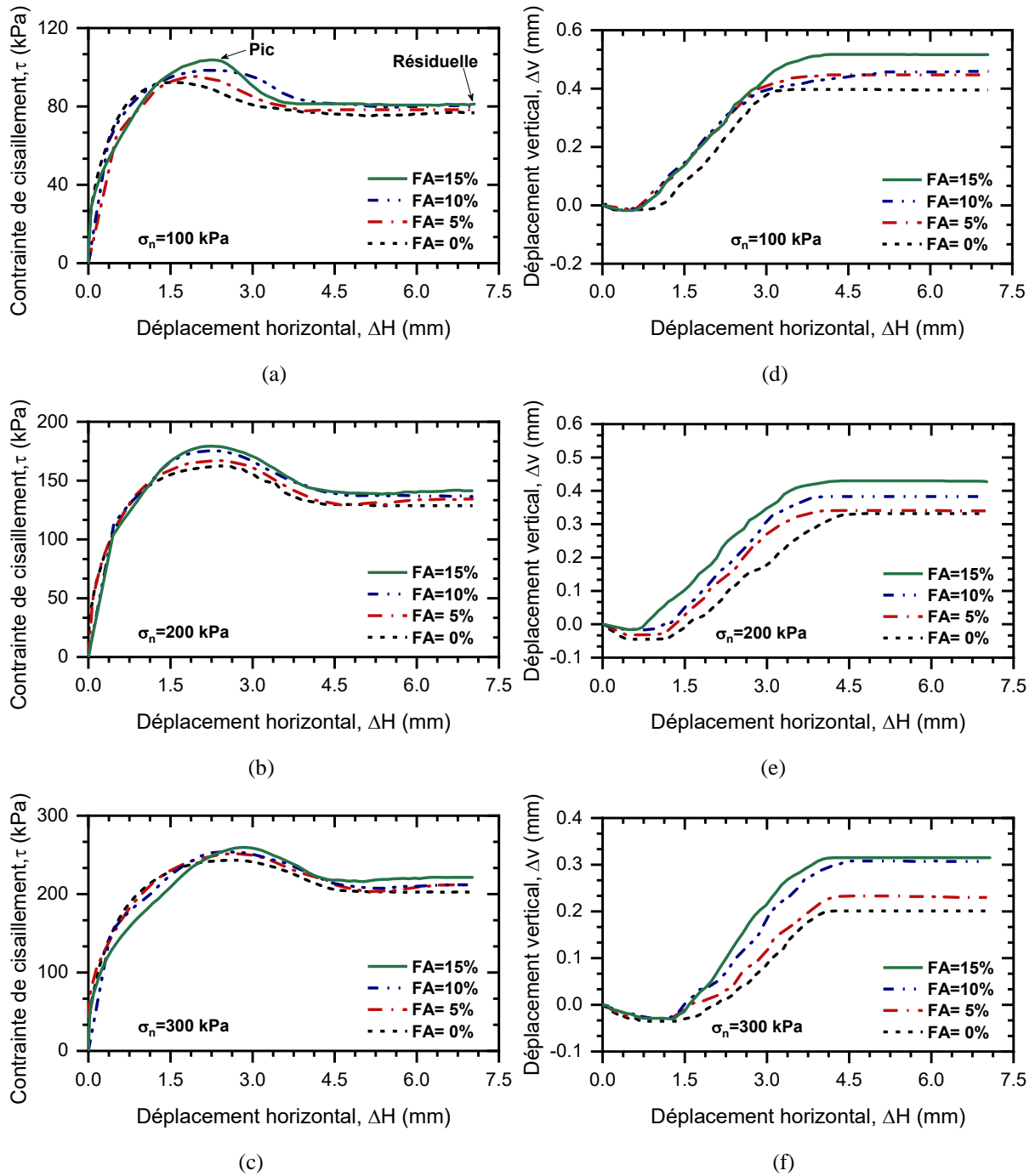


Figure 4.4 : Réponse mécanique des mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes : (a, b, c) contrainte de cisaillement vs. déplacement horizontal ; (d, e, f) déplacement vertical vs. déplacement horizontal.

4.3 Résistance au cisaillement maximale et résiduelle des sols testés

Les Figures 4.5 à 4.7 montrent la variation de la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) avec la teneur en cendres volantes (FA) et la contrainte normale (σ_n) de trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef caractérisées par différentes tailles maximales : $D_{max} = 4.00$ mm (Figure 4.5) ; $D_{max} = 2.00$ mm (Figure 4.6) ; et $D_{max} = 0.63$ mm (Figure 4.7)

mélangées à quatre fractions de cendres volantes (FA = 0%, 15%, 15% et 15%). On remarque, d'après ces diagrammes à barres 3D, que l'augmentation des cendres volantes de FA = 0% à FA = 15% pour une contrainte normale donnée entraîne une augmentation significative de la résistance au cisaillement maximale des sols en fonction de la taille maximale des particules du sable de base étudié. Par exemple, pour le mélange sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), la résistance au cisaillement maximale augmente par un taux de (9.9%, 10.3% et 18.3%) pour les contraintes normales testées 100, 200 et 300 kPa respectivement. Et par (19.8%, 11.3% et 16.9%) pour le sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15%). Alors que, pour le binaire du sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), il semble que le taux d'augmentation soit supérieur à celui du sable fin et sable moyen (pour $\sigma_n = 200$ kPa et 300 kPa) (c'est-à-dire 12.4%, 17.8% et 22.4%) pour $\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa respectivement. Cette constatation confirme probablement que la taille des grains maximale et la teneur en cendres volantes jouent un rôle majeur dans l'amélioration de la résistance et de la stabilité des mélanges. D'autre part, ce comportement des différents assemblages binaires peut être attribué au fait que l'augmentation du pourcentage de particules de cendres volantes facilite l'orientation et le mouvement des grosses particules (phénomène de l'enchevêtrement) de taille adéquate entraînant une diminution notable des vides dans la structure du sol donnant lieu à un état plus stable des différents mélanges sable-cendres volantes testés. Les tendances obtenues confirment les résultats rapportés par (Salgado et al., 2000 ; Keramatikerman et al., 2017 ; Keramatikerman et al., 2018).

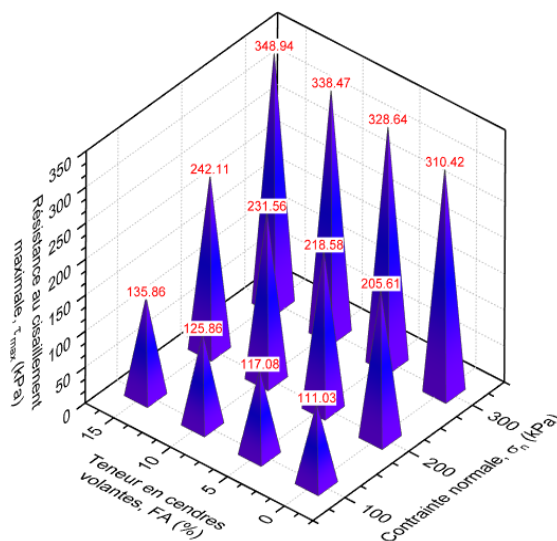


Figure 4.5 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 4.00$ mm).

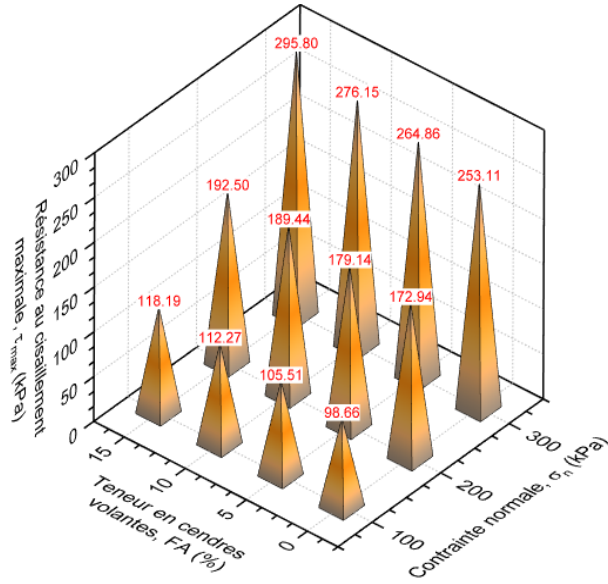


Figure 4.6 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{\max} = 2.00$ mm).

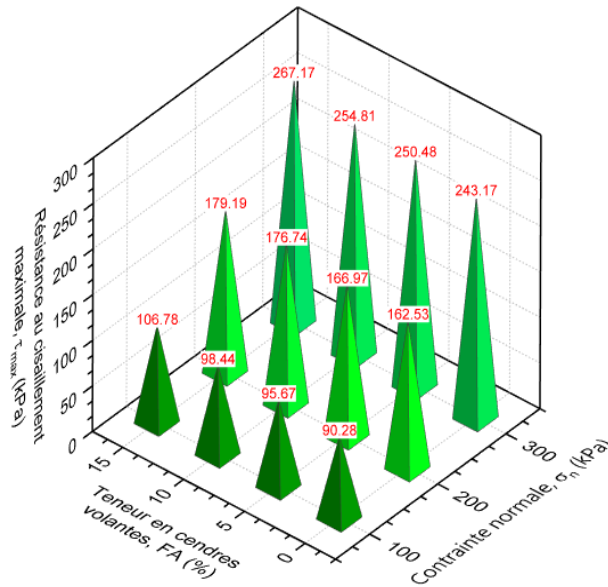


Figure 4.7 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{\max} = 0.63$ mm).

En outre, les Figures 4.8 à 4.10 comparent la résistance au cisaillement résiduelle (τ_{res}) des sols sableux : grossier, moyen et fin non traités et traités aux cendres volantes. Les résultats obtenus indiquent que la fraction des cendres volantes a un effet remarquable sur la résistance au cisaillement résiduelle des assemblages binaires testés qui se traduit par une augmentation de manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale initiale (σ_n) et des proportions de cendres volantes (FA). Par exemple, les mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes (FA = 10%) présentent des valeurs de résistance au cisaillement résiduelle plus élevées (95.61 kPa, 181.86 kPa et 250.86 kPa) que le sable grossier non traité

(80.44 kPa, 144.83 kPa et 241.61 kPa) pour les contraintes normales testées (100, 200 et 300 kPa) respectivement et par (88.94 kPa, 150.58 kPa et 223.36 kPa) que le sable moyen non traité (77.66 kPa, 136.57 kPa et 205.13 kPa). Cependant, pour l'assemblage sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes (FA = 10%), la résistance au cisaillement résiduelle atteint (79.75 kPa, 136.52 kPa et 211.86 kPa) par rapport à celle du sable fin non traité (76.75 kPa, 128.69 kPa et 202.55 kPa) pour les mêmes contraintes normales (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) appliquées. La tendance obtenue pour les différents mélanges indique clairement que la taille maximale des particules et la fraction des cendres volantes agissent comme paramètres pertinents induisant une amélioration de la résistance au cisaillement des échantillons binaires de sable-cendres volantes étudiés. Ces résultats confirment les observations rapportées par (Kermatikerman et al., 2017, 2018 ; Kolay et al., 2019).

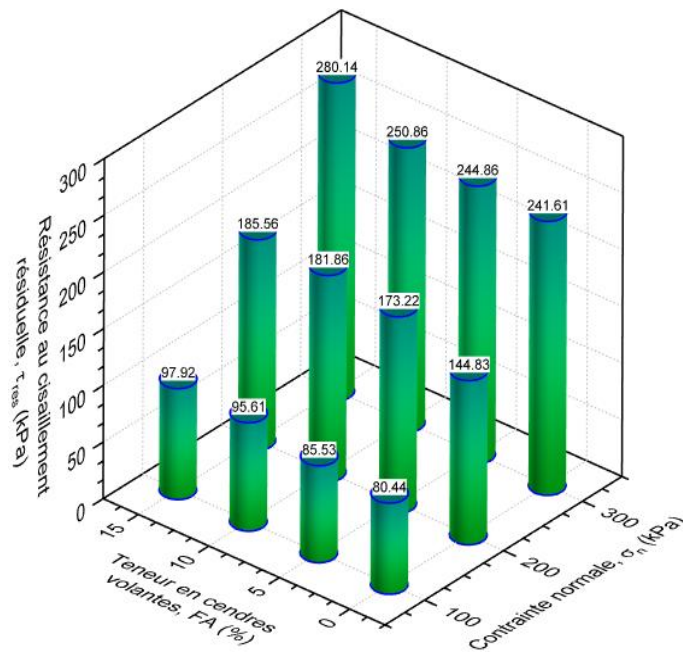


Figure 4.8 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 4.00$ mm).

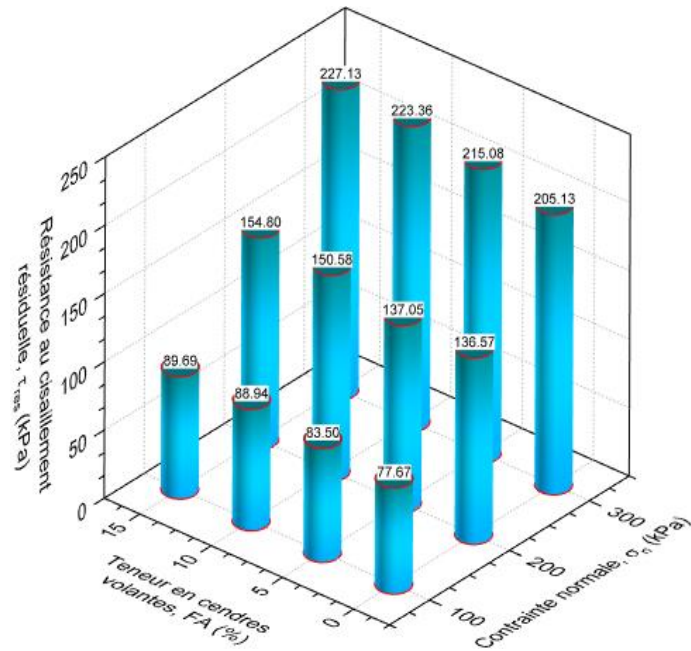


Figure 4.9 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 2.00\text{mm}$).

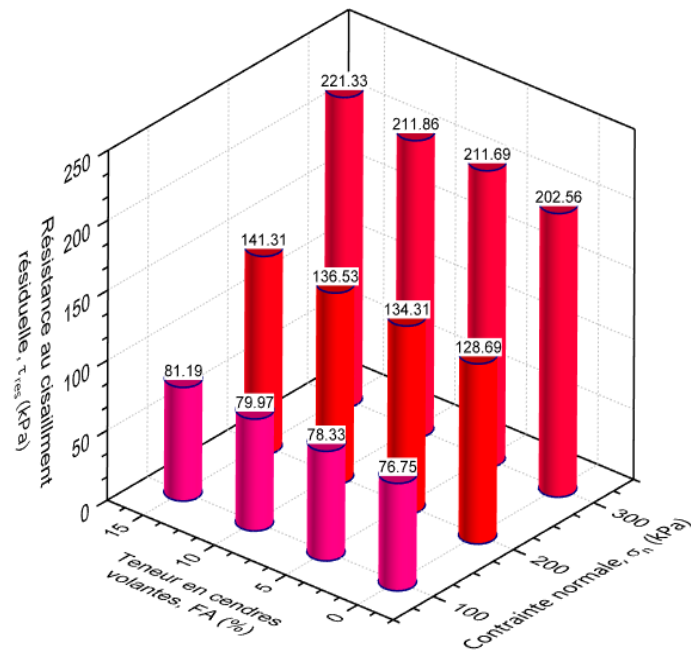


Figure 4.10 : Variation de la résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la teneur en cendres volantes et contrainte normale ($D_{max} = 0.63\text{mm}$).

4.4 Indice d'amélioration

Pour permettre d'établir une simple comparaison de l'impact de la teneur en cendres volantes sur la résistance au cisaillement maximale des sols non améliorés et améliorés, le paramètre de l'indice d'amélioration (R_{psi}) est proposé. Il est défini comme suit :

$$R_{psi} = \frac{\tau_{max}}{\tau_{ps}} \quad (4.2)$$

Où τ_{max} est la résistance au cisaillement maximale des sables traités aux cendres volantes, et τ_{ps} est la résistance au cisaillement maximale des sables non traités sous l'effet de la contrainte normale. Les Figures 4.11 à 4.13 illustrent la relation entre l'indice d'amélioration avec la contrainte normale et la teneur en cendres volantes des matériaux testés. Il est clairement observé sur les graphiques 3D qu'il existe une étroite corrélation entre l'indice d'amélioration et les proportions de cendres volantes ; où le R_{psi} augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (FA) pour les trois catégories de mélanges binaires étudiés, en effet, l'augmentation de la teneur en cendres volantes de 0% à 15%, induit une augmentation de l'indice d'amélioration de 0.224 pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)–cendres volantes, de 0.198 pour les mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)–cendres volantes et enfin de 0.183 pour les mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)–cendres volantes pour une contrainte normale de 100 kPa.

En outre, les valeurs maximales de R_{psi} sont obtenues pour 15% de teneur en cendres volantes à la contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa pour les trois classes. Par exemple, l'indice d'amélioration du sable traité aux cendres volantes passe de 1.099 à 1.183 (avec une augmentation de 7.6%) pour les mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)–cendres volantes (Figure 4.13), de 1.169 à 1.198 (avec une augmentation de 2.5%) pour les mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)–cendres volantes considérés (Figure 4.12) et de 1.124 à 1.224 (avec une augmentation de 8.9%) pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)–cendres volantes considérés (Figure 4.11).

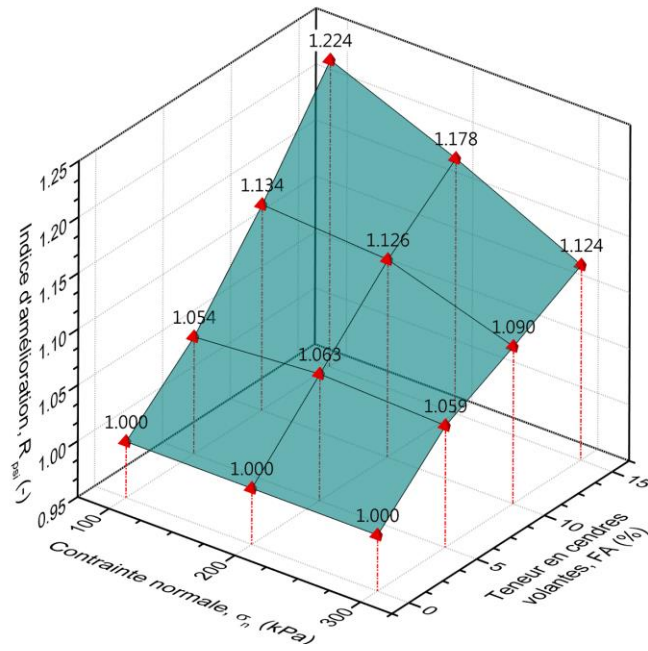


Figure 4.11 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 4.00$ mm).

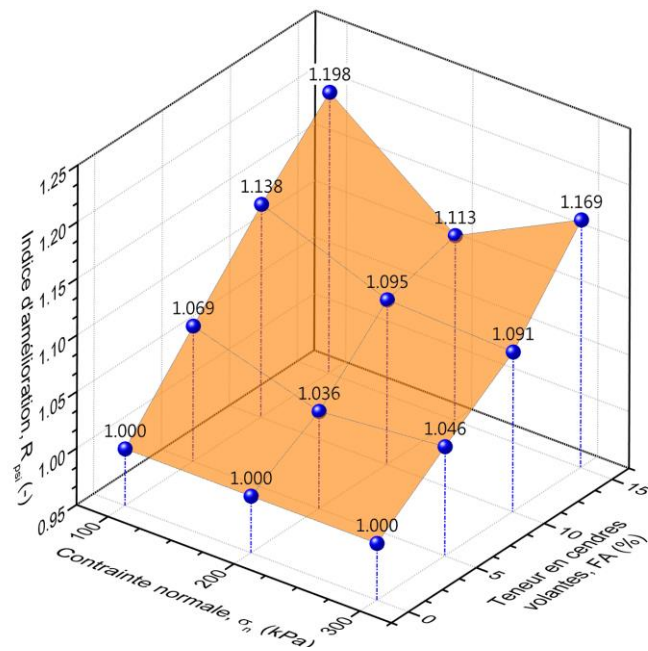


Figure 4.12 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 2.00$ mm).

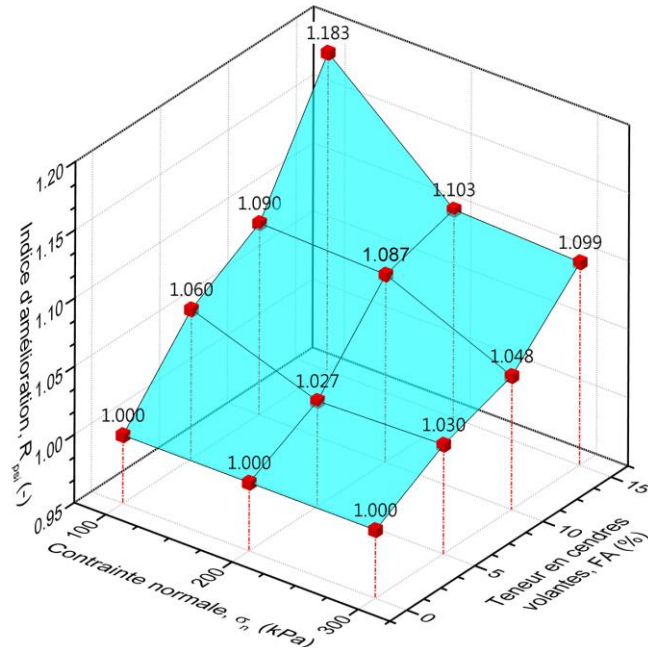


Figure 4.13 : Evolution de l'indice d'amélioration en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 0.63$ mm).

4.5 Etude des angles de frottement et de dilatance maximaux des sols testés

4.5.1 Angle de frottement maximal

La valeur maximale de l'angle de frottement est considérée comme l'une des propriétés techniques de base dans l'identification et la caractérisation mécanique des sols granulaires. Toute variation de cette propriété peut impacter la résistance au cisaillement et par conséquent, la stabilité de ces sols de manière considérable (Smitha et al., 2019). L'angle de frottement maximal (ϕ_{\max}) est défini et calculé par (Fioravante, 2002 ; Lings & Dietz, 2005) par la relation (4.3) :

$$\phi_{\max} = \tan^{-1}(\tau_{\max} / \sigma_n) \quad (4.3)$$

Où τ_{\max} est la résistance au cisaillement maximale, et σ_n est la contrainte normale appliquée. Les Figures 4.14 à 4.16 présentent une comparaison entre les trois classes d'assemblages binaires ayant trois tailles maximales de particules distinctes ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) en termes d'angle de frottement maximum en fonction de la teneur en cendres volantes et de la contrainte normale. Comme on peut le voir sur les graphiques 3D, l'angle de frottement maximal augmente avec l'augmentation des pourcentages de cendres volantes de 0% à 15 %, et selon les Figures 4.14 à 4.16, on peut considérer que, lorsque la contrainte normale augmente, l'angle de frottement maximal diminue, ce qui fait que la valeur maximale de l'angle de frottement se produit lorsque la contrainte normale est plus faible (100 kPa). En

fait, une valeur plus élevée de l'angle de frottement pourrait être estimée pour les mélanges sable grossier-cendres volantes plutôt que pour les mélanges de sable moyen et fin (c'est-à-dire $\phi_{\max} = 46.87^\circ$ pour le mélange sable ($D_{\max} = 0.63 \text{ mm}$)-cendres volantes (FA = 15%), $\phi_{\max} = 49.77^\circ$ pour le mélange sable ($D_{\max} = 2.00 \text{ mm}$)-cendres volantes (FA = 15%), et $\phi_{\max} = 53.64^\circ$ pour le mélange sable grossier ($D_{\max} = 4.00 \text{ mm}$)-cendres volantes (FA = 15%). En outre, on note l'existence d'une très bonne corrélation de l'angle de frottement maximal est fortement corrélée avec la contrainte normale et teneur en cendres volantes sur la base des surfaces d'ajustement, comme le montrent les valeurs du coefficient de détermination ($R^2 = 0.98, 0.97$ et 0.97) pour les mélanges sable grossier-FA, sable moyen-FA et sable fine-FA respectivement. La raison de cette augmentation d'angle de frottement maximal peut être attribuée à la microstructure du sable combiné avec les cendres volantes, à ses propriétés et à la contrainte normale appliquée sur les échantillons. Ces paramètres jouent un rôle majeur favorisant le phénomène de l'enchevêtrement des grains induisant la réduction des vides dans la texture des mélanges et par conséquent une augmentation de l'angle de frottement maximal. Ces résultats sont conformes à ceux rapportés par (Salgado et al., 2000 ; Carraro et al., 2009 ; Chang & Yin, 2011 ; Simatupang et al., 2020).

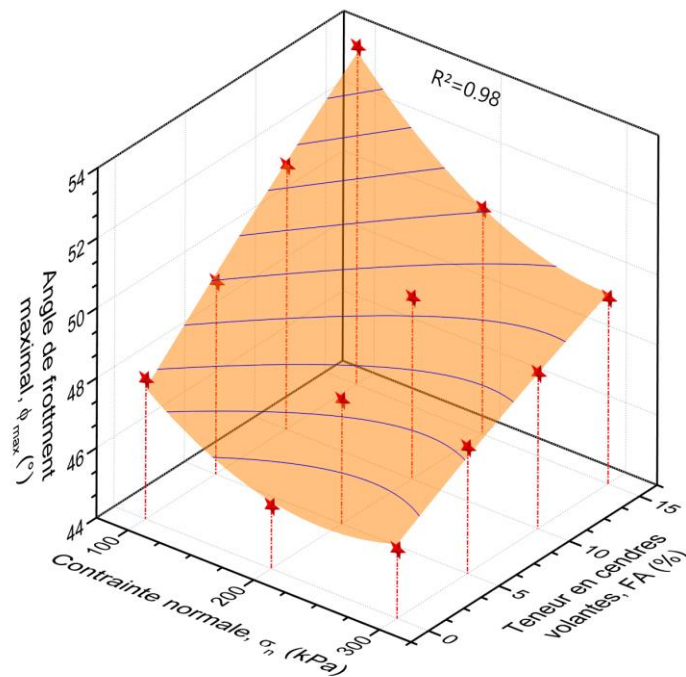


Figure 4.14 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 4.00\text{mm}$).

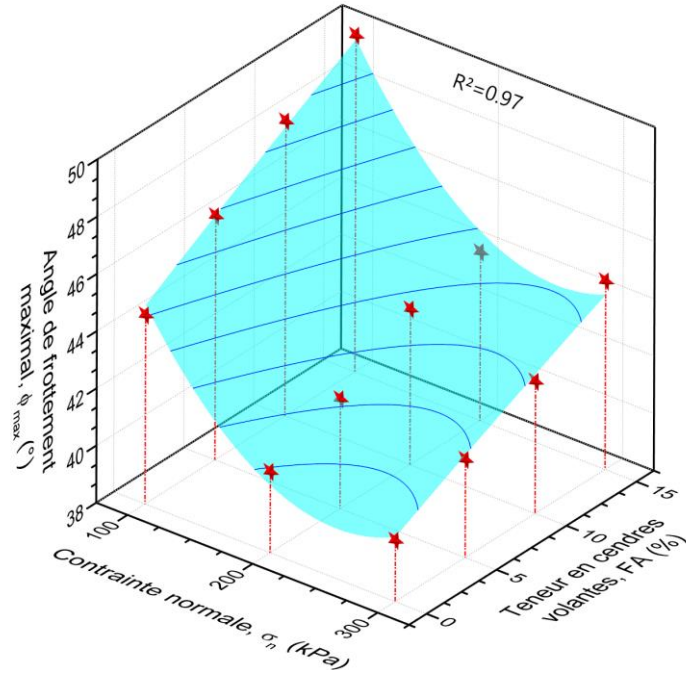


Figure 4.15 : Variation de l’angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 2.00\text{mm}$).

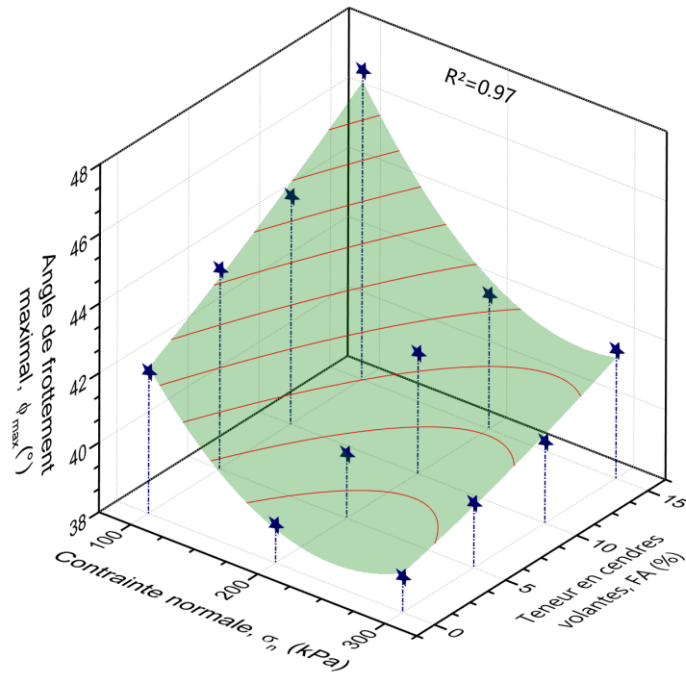


Figure 4.16 : Variation de l’angle de frottement maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 0.63\text{mm}$).

4.5.2 Angle de dilataance maximal

Le phénomène de dilataance du sol représente un changement de volume du sol à l’état dense ou moyennement dense qui est observé dans les matériaux granulaires lorsqu’ils sont

soumis à une déformation par cisaillement. L'angle de dilatance maximal (ψ_{\max}) est défini et déterminé par la relation (4.4) proposée par (Lings & Dietz, 2005) :

$$\psi_{\max} = \tan^{-1}(\Delta V / \Delta H)_{\max} \quad (4.4)$$

Où ΔH et ΔV : sont respectivement les incréments des déplacements horizontaux et verticaux induits par le cisaillement des échantillons, $(\Delta V / \Delta H)_{\max}$ est la valeur maximale de $(\Delta V / \Delta H)$ qui est régulièrement atteinte autour du pic de contrainte de cisaillement. Les Figures 4.17 à 4.19 illustrent la variation de l'angle de dilatance maximal en fonction des proportions de cendres volantes et contrainte normale de trois types d'assemblages granulaires binaires. On peut voir sur ces graphes que, pour une contrainte normale donnée (σ_n), l'angle de dilatance maximal (ψ_{\max}) augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (FA), tandis que celui-ci diminue avec l'augmentation de la contrainte normale des échantillons des mélanges considérés. On peut également remarquer que les assemblages de sable grossier-cendres volantes présentent des valeurs plus élevées de l'angle de dilatance maximal ($\psi_{\max} = 21.34^\circ, 22.15^\circ, 23.57^\circ$ et 26.75°) par rapport à celles des assemblages de sable moyen-cendres volantes ($\psi_{\max} = 12.23^\circ, 12.31^\circ, 12.46^\circ$ et 18.12°), et sable fin-cendres volantes ($\psi_{\max} = 10.06^\circ, 11.92^\circ, 13.01^\circ$ et 17.90°) pour les teneurs en cendres volantes testées (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) et la contrainte normale de 100 kPa. La tendance obtenue confirme que les mélanges ayant une taille de particules plus élevée ($D_{\max} = 4.00$ mm) sont plus dilatants que ceux ayant une taille de particules plus faible ($D_{\max} = 2.00$ et 0.63 mm). Ce comportement est dû à l'imbrication des grosses particules de sable, entraînant une réduction des vides pendant le processus de cisaillement. Le phénomène de dilatance d'un sol granulaire s'explique par l'amplification des volumes lors du processus de cisaillement induisant ainsi une augmentation de l'angle de frottement jusqu'à une valeur limite. Après quoi il diminue. Cette diminution de frottement des grains des sols dilatants devrait être pris en considération dans les projets de constructions comme les talus, piles et fondations ou tunnels. Des réponses similaires ont été observées par (Ayorloo et al., 2011 ; Ma et al., 2014).

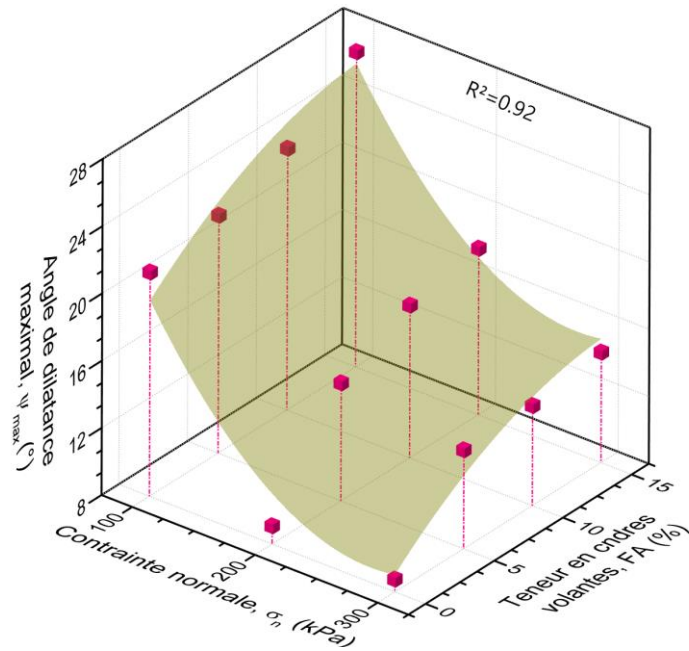


Figure 4.17 : Evolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 4.00$ mm).

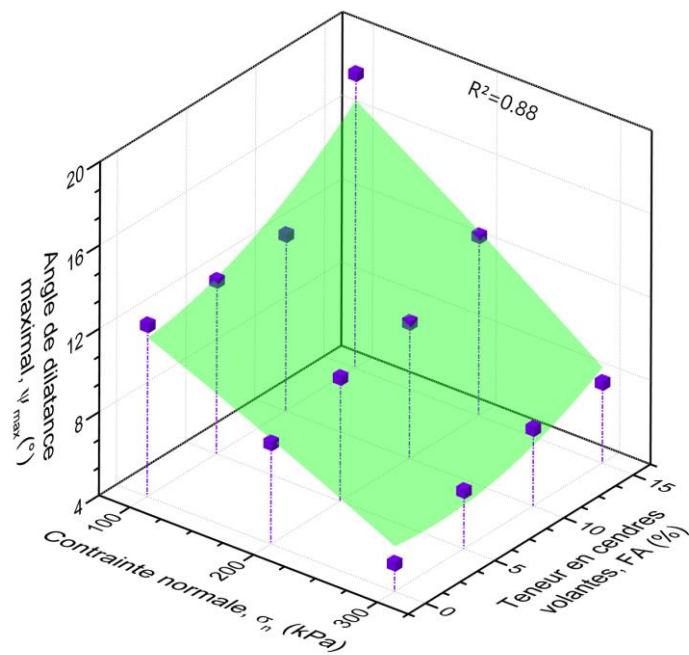


Figure 4.18 : Evolution de l'angle de dilatance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 2.00$ mm).

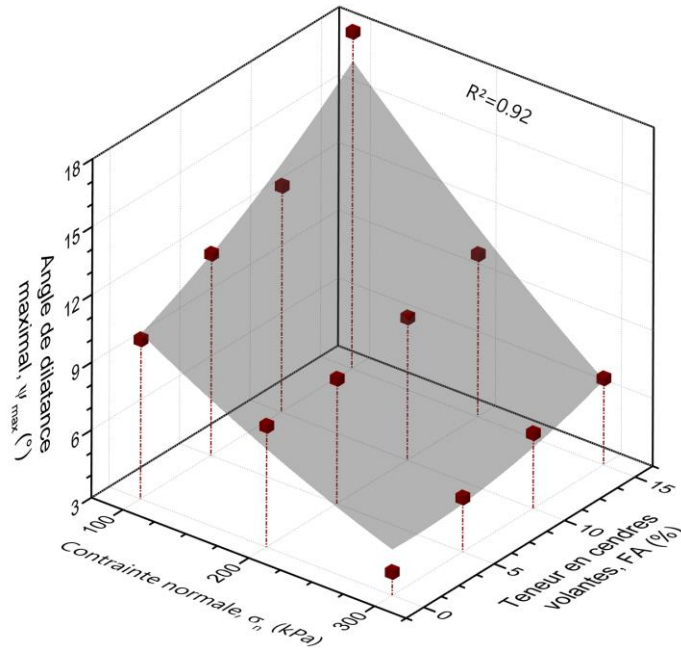


Figure 4.19 : Evolution de l'angle de dilataance maximal en fonction de la contrainte normale et la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 0.63$ mm).

4.6 Contrainte-dilataance des sols testés

Plusieurs études dans la littérature publiée ont rapporté que le caractère dilatant des sols pourrait être exprimé par une loi de dilataance sous contrainte basée sur l'évaluation de la relation entre excès de l'angle de frottement et l'angle de dilataance maximal des matériaux granulaires en utilisant la relation suivante :

$$\phi_{ex} = \alpha \times \psi_{\max} \quad (4.5)$$

Où ($\phi_{ex} = \phi_{\max} - \phi_{res}$) est l'excès de l'angle de frottement (différence entre l'angle de frottement maximal " ϕ_{\max} " et l'angle de frottement résiduel " ϕ_{res} "), α est l'indice de dilataance de Bolton et ψ_{\max} est l'angle de dilataance maximal. Les Figures 4.20 à 4.22 présentent la variation de l'excès de l'angle de frottement (ϕ_{ex}) en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) des trois mélanges binaires considérés ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm). Il ressort clairement de ces graphes que, pour une contrainte normale donnée, l'excès de l'angle de frottement augmente de manière linéaire avec l'augmentation des proportions de cendres volantes pour tous les assemblages étudiés. Par exemple, pour les mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm-cendres volantes, l'excès de l'angle de frottement (ϕ_{ex}) augmente de 7.5° à 9.4° (soit 1.3 fois), de 5.0° à 9.9° (soit 2.0 fois) et de 4.4° à 7.3° (soit 1.7 fois) pour les contraintes normales appliquées ($\sigma_n = 100, 200$ et 300

kPa), pour les mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes, il passe de 6.8° à 7.9° (soit 1.2 fois), de 6.5° à 9.2° (soit 1.4 fois) et de 5.8° à 7.5° (soit 1.3 fois) pour ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa) respectivement. Cependant, pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes, il passe de 2.7° à 4.9° (soit 1.8 fois), de 5.1° à 6.1° (soit 1.2 fois) et de 2.9° à 5.0° (soit 1.7 fois) pour les contraintes normales appliquées ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa). Les résultats obtenus indiquent que la contrainte normale appliquée et la teneur en cendres volantes jouent un rôle majeur dans le contrôle des valeurs de l'excès de l'angle de frottement des sols granulaires testés. En outre, de bonnes corrélations linéaires peuvent être proposées pour représenter la variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de cendres volantes pour les tailles maximales des grains des mélanges étudiés.

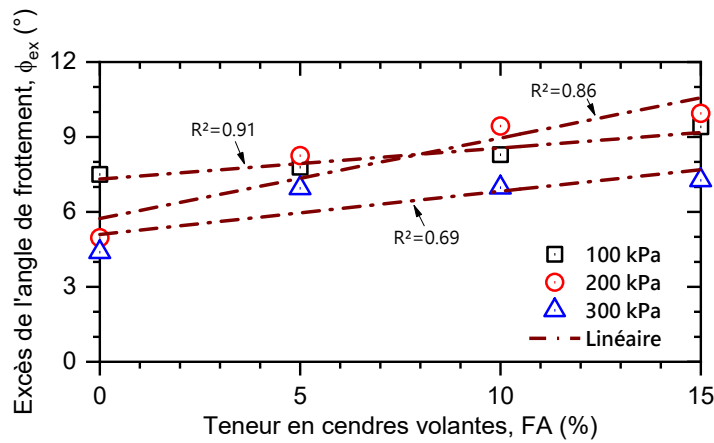


Figure 4.20 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 4.00$ mm).

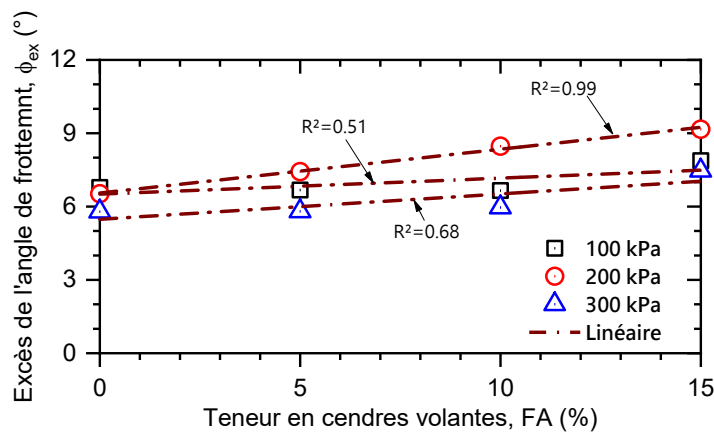


Figure 4.21 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{\max} = 2.00$ mm).

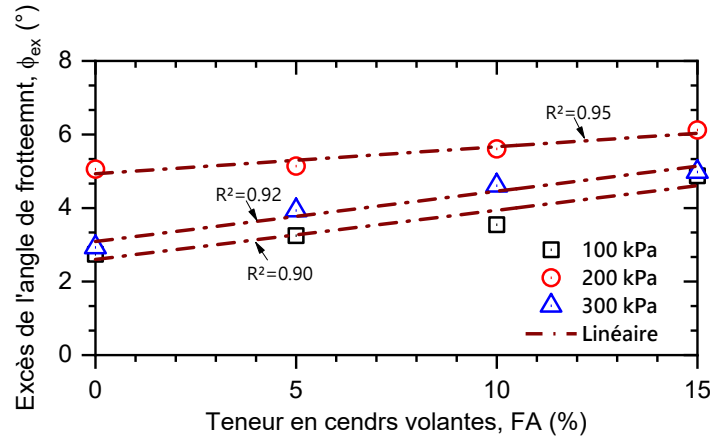


Figure 4.22 : Variation de l'excès de l'angle de frottement en fonction de la teneur en cendres volantes ($D_{max} = 0.63$ mm).

La Figure 4.23 montre la relation entre l'excès de l'angle de frottement (ϕ_{ex}) et l'angle de dilatance maximal (ψ_{max}) du sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm), moyen ($D_{max} = 2.00$ mm) et sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm) traités avec des teneurs en cendres volantes (0% à 15 %). D'après cette Figure on constate que les pourcentages de cendres volantes ont une influence significative sur la relation entre l'excès de l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal des matériaux étudiés. En effet, l'excès de l'angle de frottement augmente de manière linéaire avec l'augmentation de l'angle de dilatance maximal pour tous les mélanges testés. Cette relation pourrait être formulée par une équation de corrélation linéaire avec de très bon coefficient de détermination ($R^2 = 0.99$) :

- a) Mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, pour les contraintes normales $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa respectivement :

$$\phi_{ex} = 0.35 \times \psi_{max} \quad (4.5a)$$

$$\phi_{ex} = 0.55 \times \psi_{max} \quad (4.5b)$$

$$\phi_{ex} = 0.49 \times \psi_{max} \quad (4.5c)$$

- b) Mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes, pour les contraintes normales $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa respectivement :

$$\phi_{ex} = 0.55 \times \psi_{max} \quad (4.6a)$$

$$\phi_{ex} = 0.72 \times \psi_{max} \quad (4.6b)$$

$$\phi_{ex} = 1.07 \times \psi_{max} \quad (4.6c)$$

c) Mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes, pour les contraintes normales $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa respectivement :

$$\phi_{ex} = 0.27 \times \psi_{max} \quad (4.7a)$$

$$\phi_{ex} = 0.60 \times \psi_{max} \quad (4.7b)$$

$$\phi_{ex} = 0.72 \times \psi_{max} \quad (4.7c)$$

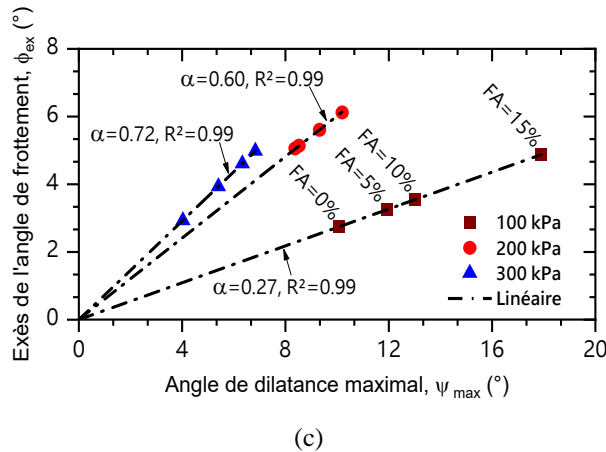
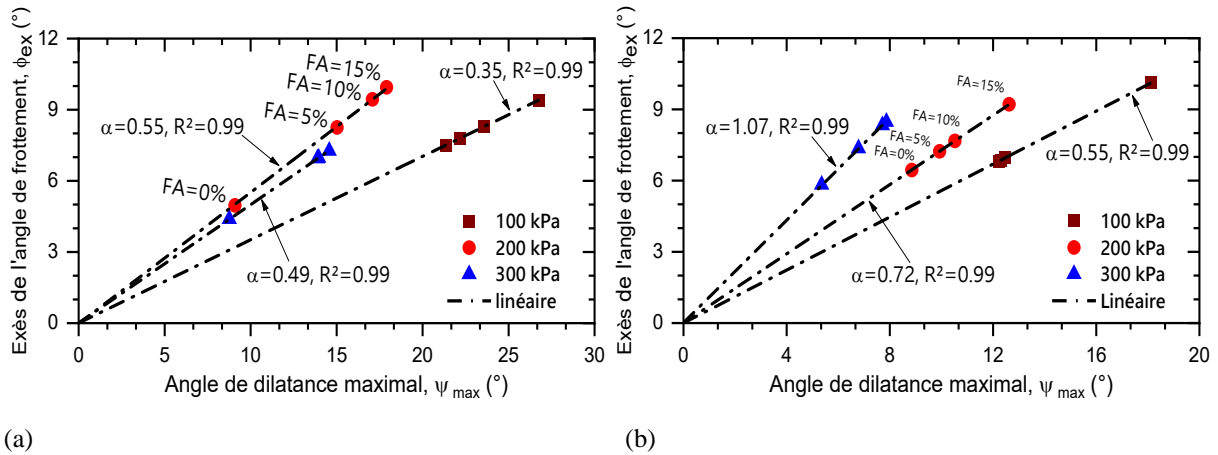


Figure 4.23 : Evolution de l'excès de l'angle de frottement en fonction de l'angle de dilatance maximal : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

4.7 Prédiction de l'excès de l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal

La Figure 4.24 illustre l'évolution de l'indice de dilatance (α) des mélanges sable-cendres volantes testés, soumis à trois contraintes normales : 100, 200 et 300 kPa. On note que l'augmentation de la contrainte normale de 100 kPa à 300 kPa entraîne une augmentation importante de l'indice de dilatance de 0.35 à 0.55 (avec $R^2 = 0.66$) de 0.55 à 1.07 (avec $R^2 = 0.93$) et de 0.27 à 0.72 (avec $R^2 = 0.96$) des échantillons de mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes respectivement indiquant que l'attribution de la dilatance à la

résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. La corrélation entre ces deux paramètres peut être représentée par l'équation suivante :

$$\alpha = \alpha_0 \times \alpha_n^b \quad (4.8)$$

Où α_0 et b sont les paramètres d'ajustement présentant les valeurs : $\alpha_0 = 0.076$ et $b = 0.34$ pour le mélange sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, $\alpha_0 = 0.036$ et $b = 0.58$ pour le mélange sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes, et $\alpha_0 = 0.004$ et $b = 0.92$ pour le mélange sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. En substituant l'équation (4.8) dans l'équation (4.9), on obtient une relation générale (4.10) illustrant la réponse résistance-dilatance intégrant les effets de la contrainte normale pour les trois différents mélanges sable-cendres volantes testés. Ces corrélations peuvent être utilisées pour décrire la relation entre l'excès de l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal des sols testés, et éventuellement l'évaluation de la corrélation contrainte-dilatance d'un sable mélangé avec des fractions de cendres volantes.

$$\phi_{\max} = \phi_{\text{res}} + \alpha \times \psi_{\max} \quad (4.9)$$

$$\phi_{\text{ex}} = (\alpha_0 \times \alpha_n^b) \times \psi_{\max} \quad (4.10)$$

a) Mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes :

$$\phi_{\text{ex}} = (0.076 \times \alpha_n^{0.35}) \times \psi_{\max} \quad (4.10a)$$

b) Mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes :

$$\phi_{\text{ex}} = (0.0363 \times \alpha_n^{0.58}) \times \psi_{\max} \quad (4.10b)$$

c) Mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes :

$$\phi_{\text{ex}} = (0.004 \times \alpha_n^{0.92}) \times \psi_{\max} \quad (4.10c)$$

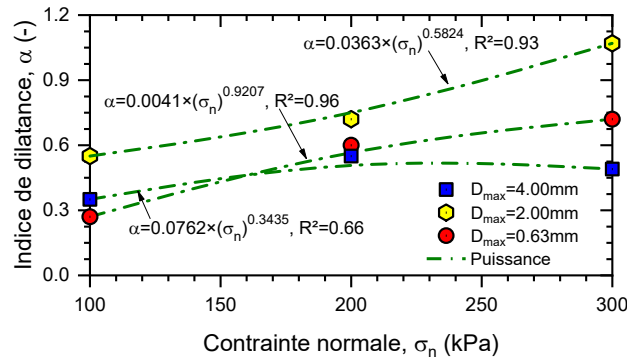


Figure 4.24 : Indice de dilatance en fonction de la contrainte normale.

Les Figures 4.25 à 4.27 présentent des comparaisons entre les données mesurées des matériaux testés et les prédictions l'excès de l'angle de frottement par équations 4.10(a, b et c). Il ressort de ces Figures que les équations 4.10(a, b et c) offrent une prédiction acceptable de l'excès de l'angle de frottement (ϕ_{ex}) des trois mélanges ayant différentes tailles de particules considérées (c'est-à-dire $D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) sous l'effet des différentes teneurs en cendres volantes et contraintes normales. On voit également que la prédiction faite par l'équation (4.10c) pour le sable fin de la Figure 4.27 ($R^2 = 0.97$) est légèrement meilleure que celles illustrées par les équations 4.10(a et b) dans les Figures 4.26 et 4.25 ($R^2 = 0.93$ et $R^2 = 0.95$) respectivement.

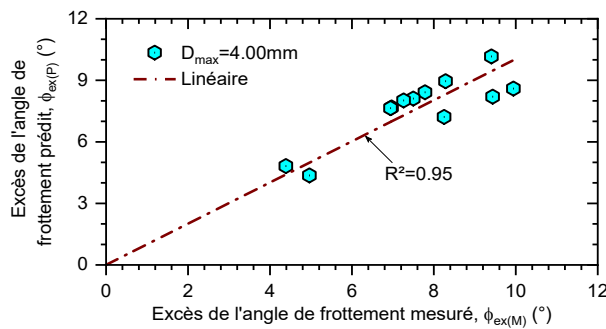


Figure 4.25 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{max} = 4.00$ mm).

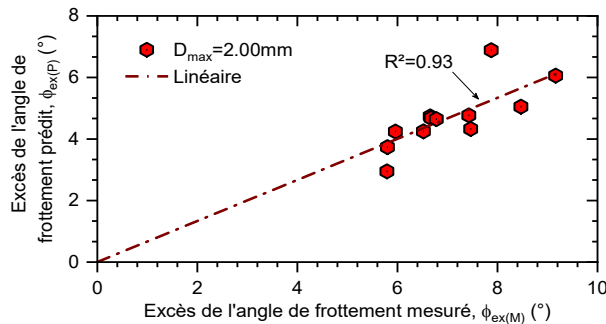


Figure 4.26 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{max} = 2.00$ mm).

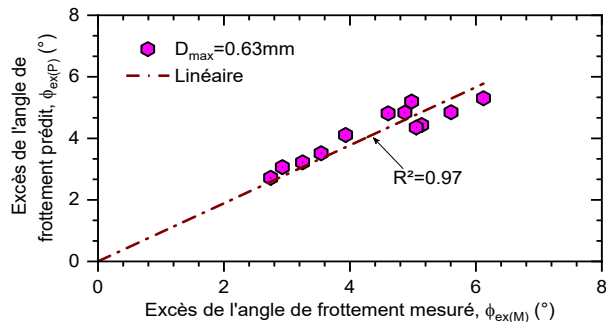


Figure 4.27 : Variation de l'excès de l'angle de frottement prédit en fonction de l'excès de l'angle de frottement mesuré des mélanges étudiés, ($D_{max} = 0.63$ mm).

La Figure 4.28 compare les valeurs de l'angle de dilatance maximal prédit avec celles de l'angle de dilatance maximal mesuré des trois classes granulaires de sable Chlef ayant différentes tailles maximales des particules ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) traitées aux cendres volantes. On constate que les valeurs prédites de l'angle de dilatance maximal sont en bon accord avec celles mesurées justifiées par des coefficients de détermination élevés ($R^2 = 0.96$, $R^2 = 0.94$ et $R^2 = 0.98$) pour les mélanges de sable grossier, moyen et fin respectivement. Cela prouve à nouveau que la relation contrainte-dilatance de Bolton peut toujours être appliquée aux mélanges sable-cendres volantes.

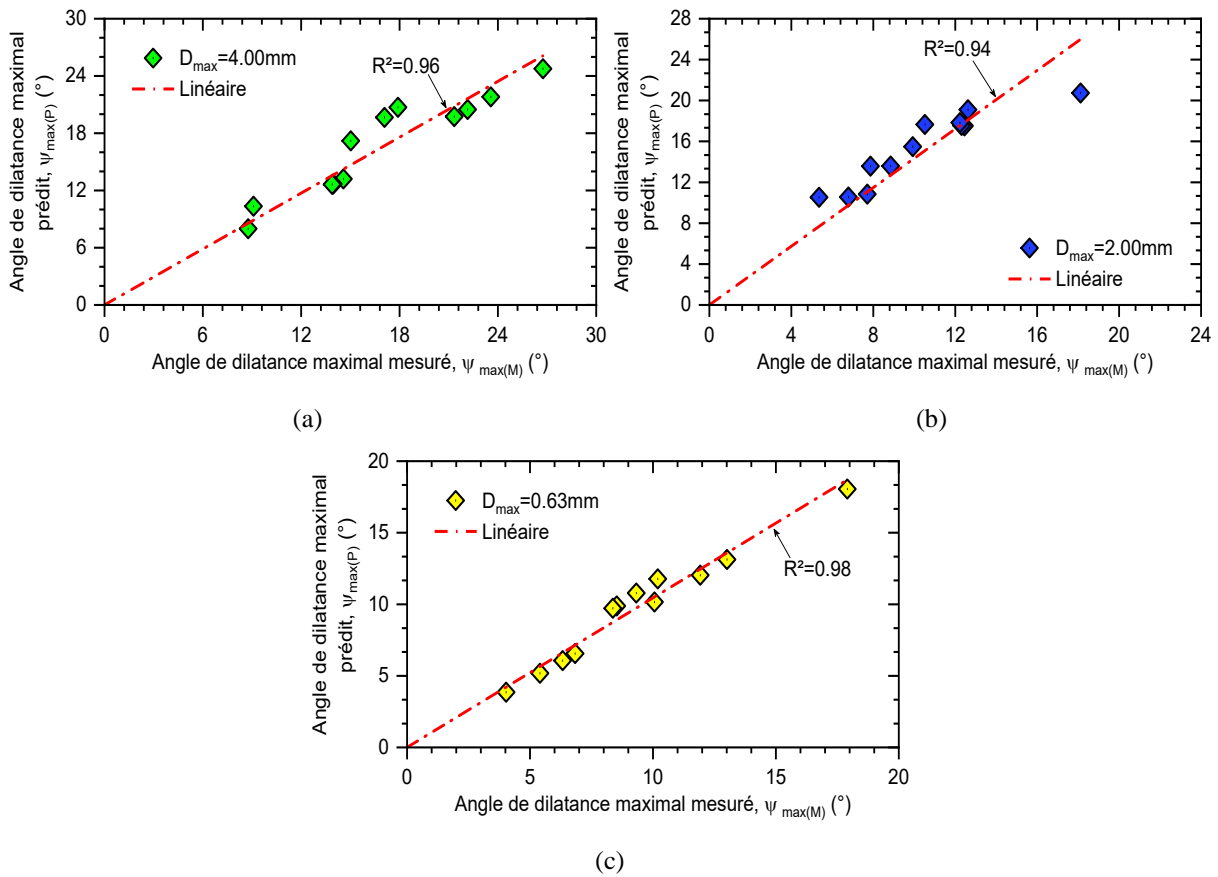


Figure 4.28 : Evolution de l'angle de dilatance maximal prédit en fonction de l'angle de dilatance maximal mesuré : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

4.8 Effets du rapport du diamètre des grains

Afin d'étudier l'influence du rapport du diamètre des grains (x) sur les propriétés mécaniques du sable traité aux cendres volantes, une nouvelle relation a été introduite comme suit :

$$x = \frac{D_{10m}}{d_{50FA}} \quad (4.11)$$

Où, D_{10m} : est le diamètre efficace des mélanges, d_{50FA} : est la taille moyenne des grains de cendres volantes. L'influence du rapport du diamètre des grains sur l'angle de frottement maximal et l'angle de dilatance maximal (ϕ_{max} , ψ_{max}) est étudiée dans cette partie.

4.8.1 Angle de frottement maximal en fonction du rapport du diamètre des grains

L'effet du rapport du diamètre des grains sur l'angle de frottement maximal des mélanges sable-cendres volantes testés est illustré à la Figure 4.29. On constate que les tendances illustrées dans cette Figure indiquent que le rapport du diamètre des grains (x) peut être considéré comme paramètre pertinent pour prédire l'angle de frottement maximal (ϕ_{max}) des échantillons de sol testés. En effet, pour une taille des grains donnée, l'angle de frottement maximal diminue avec l'augmentation du rapport du diamètre des grains pour les matériaux examinés, et une bonne relation polynomiale ($R^2 \leq 0.99$) peut relier les deux caractéristiques (ϕ_{max} et x) de la matrice binaire sable-cendres volantes soumise à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). On constate également l'existence de bonnes corrélations entre l'angle de frottement maximal et le rapport du diamètre des grains pour les différentes contraintes normales testées de $\sigma_n = 100$ kPa à $\sigma_n = 300$ kPa : $0.93 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $D_{max} = 0.63$ mm ; $0.98 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $D_{max} = 2.00$ mm ; et $0.94 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $D_{max} = 4.00$ mm. En outre, les résultats des essais montrent que les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes présentent des valeurs plus élevées de l'angle de frottement maximal et du rapport du diamètre des grains par rapport à celles des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et de sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. Cette tendance confirme que le gros sable ($D_{max} = 4.00$ mm) mélangé aux cendres volantes est à l'origine de l'augmentation du rapport du diamètre des grains, conduisant à la diminution de l'angle de frottement maximal de ces mélanges par rapport aux mélanges reconstitués à partir des particules de sable moyen et fin ($D_{max} = 2.00$ mm et $D_{max} = 0.63$ mm) mélangés avec les fractions des cendres volantes considérées. L'équation suivante est proposée pour corréler l'angle de frottement maximal (ϕ_{max}) au rapport du diamètre des grains x des matériaux testés :

$$\phi_{\max} = a(x)^2 + b(x) + c \quad (4.12)$$

Tableau 4.1 présente les valeurs des paramètres de l'équation (4.12) :

Tableau 4.1 - Valeurs des paramètres a, b, c et R²

100 kPa					
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R ²
0.63	0.001	-0.0504	-0.1733	47.398	0.93
2.00	0.001	-0.0758	0.2512	49.517	0.98
4.00	0.001	-0.0201	-0.2866	54.465	0.99
200 kPa					
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R ²
0.63	0.001	-0.1362	0.958	40.483	0.99
2.00	0.001	-0.0679	0.3928	43.415	0.99
4.00	0.001	-0.0408	0.128	50.328	0.98
300 kPa					
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R ²
0.63	0.001	-0.0227	-0.1544	42.073	0.95
2.00	0.001	-0.0193	-0.3134	45.187	0.98
4.00	0.001	-0.0345	0.1856	48.997	0.94

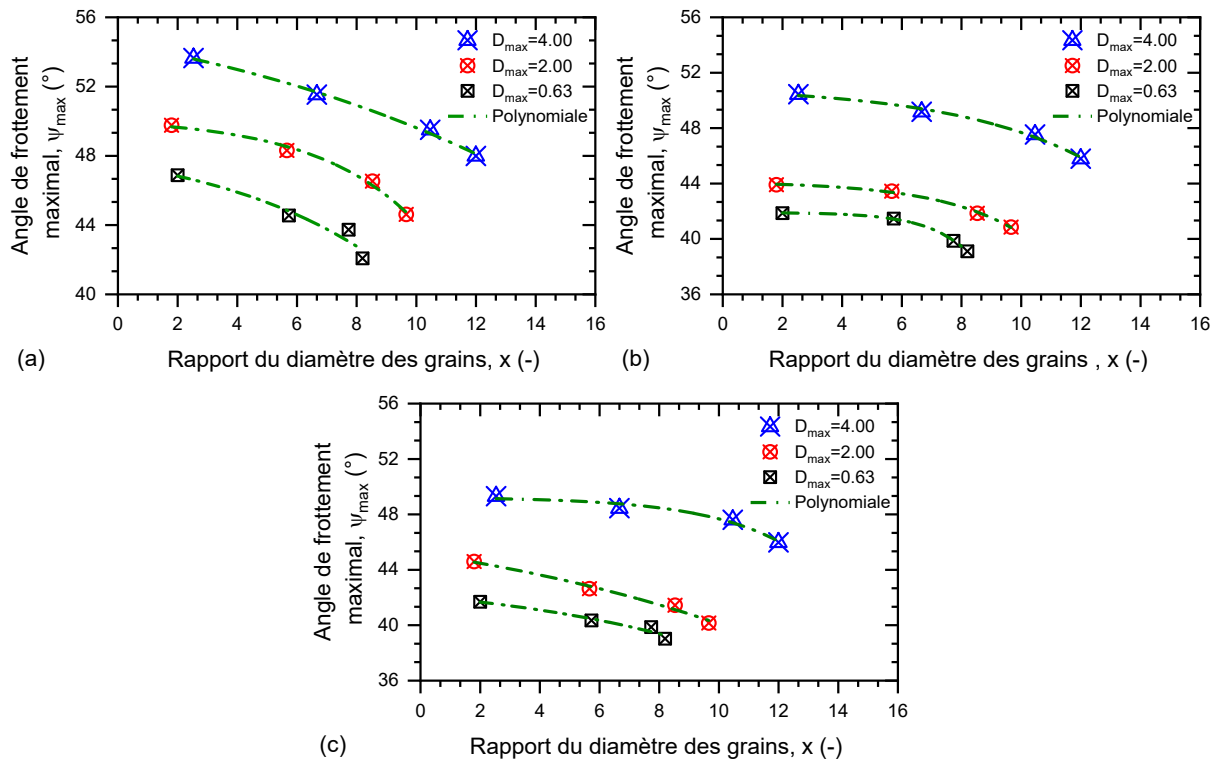


Figure 4.29 : Variation de l'angle de frottement maximal en fonction du rapport du diamètre des grains des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

4.8.2 Effet du rapport du diamètre des grains sur l'angle de dilatance maximal

Les Figures 4.30(a, b et c) présentent la variation de l'angle de dilatance maximal avec le rapport du diamètre des grains des échantillons testés. On note que l'angle de dilatance maximal diminue avec l'augmentation du rapport du diamètre des grains x pour les matériaux sélectionnés et une bonne relation polynomiale ($R^2 \geq 0.99$) pourrait relier les deux caractéristiques (ψ_{\max} et x) des mélanges binaires sable-cendres volantes soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). On constate également l'existence de bonnes corrélations entre l'angle de dilatance maximal et le rapport du diamètre des grains pour les différentes tailles maximales et contraintes normales initiales testées : $D_{\max} = 0.63$ mm à $D_{\max} = 4.00$ mm : $0.85 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $\sigma_n = 100$ kPa ; $0.85 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $\sigma_n = 200$ kPa ; et $0.94 \leq R^2 \leq 0.99$ pour $\sigma_n = 300$ kPa. Les résultats des essais montrent aussi que la taille la plus élevée des particules des mélanges sable-cendres volantes induit des valeurs plus élevées des valeurs de l'angle de dilatance maximal et du rapport du diamètre des grains. Cette tendance est due à l'amplification du volume des échantillons de sable mélangés avec les cendres volantes a été à l'origine de la diminution du rapport du diamètre des grains des mélanges conduisant à l'augmentation de l'angle de dilatance maximal de ces mélanges. En outre, les résultats illustrés dans cette Figure indiquent que le rapport du diamètre des grains x pourrait être considéré comme un paramètre approprié pour prédire l'angle de dilatance maximal ψ_{\max} des échantillons de sol testés. L'équation suivante est proposée pour corréler l'angle de dilatance maximal ψ_{\max} au rapport du diamètre des grains x des matériaux testés :

$$\psi_{\max} = a(x)^2 + b(x) + c \quad (4.13)$$

Tableau 4.2 présente les valeurs des paramètres d'équation (4.13) :

Tableau 4.2 - les valeurs des paramètres a, b, c et R^2

100 kPa						
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R^2	
0.63	0.001	0.2315	-3.2919	23.557	0.99	
2.00	0.001	0.1733	-2.7026	22.386	0.99	
4.00	0.001	-0,0664	0.0333	28.403	0.85	
200 kPa						
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R^2	
0.63	0.001	-0.0544	0.0935	10.821	0.99	
2.00	0.001	0.0095	-0.5521	13.545	0.96	
4.00	0.001	-0.1431	1.5015	13.84	0.85	
300 kPa						
D_{\max} (mm)	D_{\min} (mm)	a	b	c	R^2	
0.63	0.001	-0.1806	1.3689	5.1724	0.99	
2.00	0.001	-0.0751	0.5717	7.046	0.95	
4.00	0.001	-0.1038	0.5916	16.375	0.85	

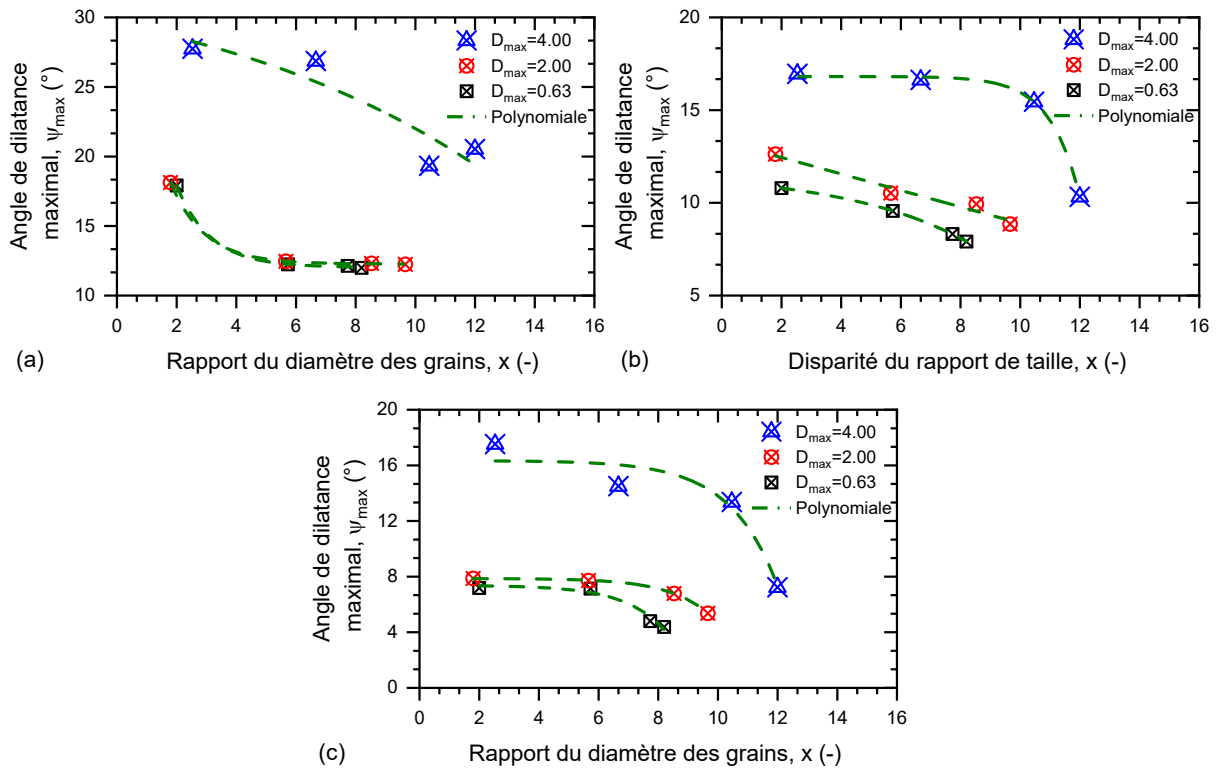


Figure 4.30 : Angle de dilatance maximal en fonction du rapport du diamètre des grains des mélanges sable-cendres volantes : (a) $\sigma_n = 100$ kPa ; (b) $\sigma_n = 200$ kPa ; (c) $\sigma_n = 300$ kPa.

4.9 Conclusion

Ce chapitre présente les résultats d'une étude expérimentale sur la réponse mécanique de trois classes granulaires dérivées du sable Chlef mélangées avec des fractions de cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%). Les échantillons sont reconstitués à un état dense ($D_r = 90\%$) et soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). Sur la base des résultats obtenus, les principales conclusions sont présentées ci-dessous :

L'ajout de cendres volantes a induit une amélioration substantielle des caractéristiques de cisaillement des échantillons des mélanges étudiés : sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes.

Les contraintes de cisaillement maximales et résiduelles augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale initiale de $\sigma_n = 100$ à $\sigma_n = 300$ kPa et la teneur en cendres volantes de FA = 0% à FA = 15%. Par exemple, pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15 %), la contrainte de cisaillement maximale passe de 135.86 à 348.94 kPa (soit 2.6 fois) pour l'augmentation de contrainte normale de 100 à 300 kPa. Pour les mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15 %), la

contrainte de cisaillement maximale passe de 106.78 à 267.7 kPa (soit 2.5 fois). Ensuite, pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes (FA = 15 %), la contrainte de cisaillement maximale passe de 106.78 à 267.7 kPa (soit 2.5 fois) pour l'augmentation de contrainte normale de 100 kPa à 300 kPa.

Un nouveau paramètre appelé [indice d'amélioration ($R_{\text{psi}} = \tau_{\max}/\tau_{\text{ps}}$)] est considéré dans ce chapitre afin de développer une équation reliant l'indice d'amélioration avec la contrainte normale et la teneur en cendres volantes des matériaux utilisés. En effet, les résultats obtenus indiquent que le R_{psi} augmente de manière significative avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes des matériaux testés. Les valeurs maximales de l'indice d'amélioration (R_{psi}) sont obtenues pour 15% de la teneur en cendres volantes et à la contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa pour les trois catégories de mélanges sable-cendres volantes à l'étude.

La variation de la teneur en cendres volantes a un impact remarquable sur les angles de frottement des matériaux étudiés (angle de frottement maximum ϕ_{\max} , angle de dilatance maximal ψ_{\max} et l'excès de l'angle de frottement ϕ_{ex}) ; où, ces propriétés de cisaillement augmentent fortement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les paramètres testés.

Les relations entre l'excès de l'angle de frottement et l'angle de dilatance maximal des mélanges à différentes teneurs en cendres volantes ont été étudiées et que des relations contrainte/dilatance de Bolton ont été proposées pour les trois sables mélangés avec des proportions de cendres volantes (0% à 15%). De plus, les résultats obtenus prouvent que la relation contrainte-dilatance de Bolton pourrait toujours être appliquée aux mélanges sable-cendres volantes en utilisant les nouvelles équations empiriques proposées dans ce chapitre pour valoriser les matériaux granulaires en vue d'une éventuelle utilisation de ces matériaux dans la construction des infrastructures de transport.

Enfin, les résultats obtenus indiquent que le nouveau paramètre introduit, appelé : rapport du diamètre des grains [$x = (D_{10\text{m}}/d_{50\text{FA}})$], apparaît comme paramètre approprié dans la prédiction des performances mécaniques en termes de caractéristiques de résistance au cisaillement (angle de frottement et angle de dilatance) des mélanges sable-cendres volantes dans le contexte de la valorisation des matériaux granulaires pour la construction de remblais routiers.

Chapitre 5

**Effets de la mousse de polyuréthane sur
la résistance à la compression non
confinée des mélanges sable-cendres
volantes**

Ce chapitre présente une étude de comportement mécanique en termes de résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes stabilisés avec la mousse de polyuréthane en vue de leur utilisation comme matériaux de construction dans l'édification des infrastructures routières. Pour concrétiser cet objectif, une série d'essais de résistance à la compression non confinée a été réalisée sur trois classes granulaires dérivées du sable naturel de Chlef ayant différentes granulométries mélangées à des fractions de cendre volante $FA = 0\%$, 5% , 10% et 15% , puis mélangées à quatre pourcentages de la mousse de polyuréthane $PFc = 2\%$, 4% , 6% et 8% . L'analyse des résultats obtenus a permis de dégager des relations tenant compte de la présence effective des cendres volantes, mousse de polyuréthane et taille et forme des grains pour prédire la résistance à la compression non confinée des mélanges étudiés.

5.1 Introduction

La microstructure ou macrostructure des matériaux granulaires grenus ou fins ou de leurs mélanges binaires est susceptible d'être rencontrée dans les applications de génie civil, d'hydraulique et de travaux publics telles que les fondations, stabilité des pentes, projets d'excavation souterraine, infrastructures de transport et remblais hydrauliques (Song et al., 2020). De plus, la structure portante de ces sols sans traitement/renforcement ou amélioration de leurs propriétés mécaniques (compressibilité, consolidation et cisaillement) peut être soumise à des catastrophes induisant différents problèmes d'instabilité et déformations excessives dues à l'influence de nombreux paramètres tels que (séisme, forces géologiques, conditions de chargement appliquées, infiltration...etc.) (Song et al., 2020). Par exemple : l'effondrement d'un talus de chaussée, rupture d'une berge de rivière (Liu et al., 2019a,b), liquéfaction (Belkhatir et al., 2014 ; Janalizadeh et al., 2013 ; Cherif Taiba et al., 2016, 2019c), excavation d'infrastructure souterraine (Zhu et al., 2014).

En outre, la littérature spécialisée indique que de nouvelles techniques et méthodes de traitement ou renforcement des sols sont couramment pratiquées dans les différents secteurs de la construction à travers le monde entier dans le but d'améliorer les caractéristiques géotechniques et hydrauliques des sols granulaires, en particulier, les sols sableux, afin d'atteindre leur plus haut niveau de performance mécanique (Mola-Abasi et al., 2016 ; Song et al., 2020). En effet, plusieurs travaux de recherche se sont concentrés au cours de la dernière décennie sur le processus d'amélioration des propriétés de cisaillement des matériaux granulaires par l'ajout de matériaux stabilisants innovants en raison de leur efficacité, rentabilité et flexibilité adéquate comme : polymères, résines, silicates et ions (Su & Zhang, 2011 ; Latifi et al., 2016). Ainsi, la mousse de polyuréthane est l'un des matériaux attractifs les plus récents qui a pris une attention remarquable des chercheurs dans le domaine de l'amélioration du sol. (Li et al., 2016) ont confirmé que le polyuréthane a été appliqué avec succès dans de nombreuses applications en géotechnique routière telles que le clouage du sol, réparation de la chaussée et projets de tunnels. (Mohamed Jais, 2017) a rapporté que l'injection du polyuréthane dans les couches de fondation des routes a conduit à l'augmentation des propriétés mécaniques du sol en termes de rigidité et résistance au roulement. (Liu et al., 2018) ont réalisé une série d'essais de résistance à la compression non confinée (RCN) sur les sols à gros grains traités avec des concentrations de polymère (PSS = 10%, 20%, 30%, 40% et 50%). Ils ont constaté que les caractéristiques de RCN du sable peuvent être efficacement améliorées par l'ajout du polymère. (Xiao et al., 2018) ont signalé

qu'un sol graveleux amélioré par la mousse adhésive de polyuréthane (PFA) pourrait être pratiqué dans les infrastructures de transport telles que les applications de remblais routiers et ferroviaires. (Liu et al., 2019a) ont réalisé une série d'essais sur des échantillons de mélanges sable-polyuréthane (PU) et ils ont constaté que l'addition du polyuréthane (PU) au sable améliorerait significativement ses propriétés mécaniques. (Song et al., 2020) ont effectué une série d'essais triaxiaux non consolidés et non drainés sur un sable mélangé avec du polymère pour étudier l'influence de la température sur les différents mécanismes se produisant dans les mélanges testés et ils ont remarqué que la température avait un impact notable sur la réponse au cisaillement du sable traité avec du polymère, induisant, ainsi, une amplification de la ductilité des matériaux testés avec l'augmentation de la température de 20°C à 50°C.

Dans la littérature publiée, très peu d'articles de recherche disponibles ont rapporté l'influence de la mousse de polyuréthane sur la réponse mécanique de mélanges binaires de sable améliorés ou stabilisés avec (chaux, limon, argile, cendres volantes.... etc). Dans ce chapitre, nous allons analyser, comparer et interpréter les résultats des effets apportés par l'utilisation de différents teneurs en cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) sur la résistance à la compression non confinée de trois sols sableux (gros, moyen et fin) stabilisés avec l'addition de différents pourcentages de la mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%). De nouvelles équations empiriques ont été proposées pour évaluer et discuter la résistance à la compression non confinée des échantillons de mélange sable-cendres volantes améliorés par l'ajout de différentes proportions de la mousse de polyuréthane.

5.2 Influence de la mousse de polyuréthane

Les Figures 5.1 à 5.3 présentent les courbes typiques de contrainte-déformation de trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef (avec différentes tailles maximales des grains " $D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm") mélangées avec une teneur en cendres volantes allant de FA = 0 à 15%, et stabilisées avec une teneur en mousse de polyuréthane variant de PFc = 2 à 8%. Il est observé sur ces figures que l'ajout de la teneur en mousse de polyuréthane de 2 à 8% augmente la contrainte axiale des échantillons testés de manière significative, conduisant à une augmentation de la contrainte axiale à l'état de pic (q_u). En effet, pour les mélanges de sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm), la (q_u) augmente par 5.5 fois, 3.2 fois, 12.4 fois et 15.0 fois pour les teneurs en cendres volantes (FA = 0, 5, 10 et 15%) respectivement. De plus, les échantillons des différents mélanges testés sont caractérisés par une amplification de la ductilité, en effet, elle augmente avec l'augmentation de la teneur en

mousse de polyuréthane. Ainsi, la déformation axiale à l'état de pic (ϵ_u) augmente de 1.2% à 3.28%, de 1.35% à 2.99%, de 0.89% à 1.63% et de 0.68% à 2.17% pour les teneurs en cendres volantes FA = 0, 5, 10 et 15% respectivement [Figures 5.1(a, b, c et d)].

D'autre part, les courbes contrainte-déformation des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane pour chaque teneur en cendres volantes sont présentées à la Figure 5.2. Il est évident, d'après cette Figure, que le sable testé présente une amélioration de la résistance avec l'ajout de PFc pour les teneurs en cendres volantes données. La déformation axiale à l'état de pic (ϵ_u) passe de 1.62% à 3.19% pour les mélanges de FA = 0% [Figure 5.2(a)], de 1.33% à 3.17% pour les mélanges de FA = 5% [Figure 5.2(b)], de 0.83% à 1.66% pour les mélanges de FA = 10% [Figure 5.2(c)], et de 0.75% à 2.11% pour les mélanges de FA = 15% [Figure 5.2(d)]. La tendance obtenue montre clairement que le PFc induit une amélioration de la résistance à la compression non confinée et augmente l'ampleur de la ductilité des mélanges sable-cendres volantes considérés.

De plus, les effets des pourcentages de la mousse de polyuréthane (PFc = 2 % à 8 %) pour la gamme de teneur en cendres volantes donnée (FA = 0%, 5%, 10%, 15%) sur les propriétés de résistance à la compression non confinée des mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes sont représentées sur la Figure 5.3. Comme il est observé sur cette Figure, l'augmentation des quantités de PFc pour un pourcentage de cendres volantes donné conduit à une augmentation significative de la RCN des mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes. On note aussi que la ductilité des mélanges pendant l'essai de compression augmente lorsque le PFc passe de 2% à 8%, la déformation axiale à l'état de pic (ϵ_u) est déplacée vers la droite par 1.77 fois, 2.05 fois, 2.00 fois et 1.28 fois pour FA = 0, 5, 10 et 15% respectivement [Figures 5.3(a, b, c et d)]. Les résultats obtenus peuvent être expliqués par l'augmentation de l'enchevêtrement des grains de sable et ceux des cendres volantes en présence du matériau polymère, permettant ainsi l'obtention d'une liaison forte entre les composants du mélange. Parallèlement, les pores entre les grains de sable et de cendres volantes sont également suffisamment remplis, ce qui permet d'obtenir des mélanges plus compacts et plus résistants. Les résultats obtenus peuvent être expliqués par les réactions chimiques qui se produisent entre la mousse de polyuréthane, le sable et les particules des cendres volantes, permettant d'obtenir une cohésion forte entre les composants du mélange. Cependant, les pores entre les grains du sable et de cendres volantes sont également suffisamment remplis, ce qui rend les mélanges plus compacts et plus durs. En outre, l'ajout

des cendres volantes aux mélanges du sable et de la mousse de polyuréthane remplit les vides entre les particules de sable, ce qui donne des échantillons plus cohésifs et solides après le processus de compactage et de durcissement comme la montre dans la Figure (5.4 et 5.5).

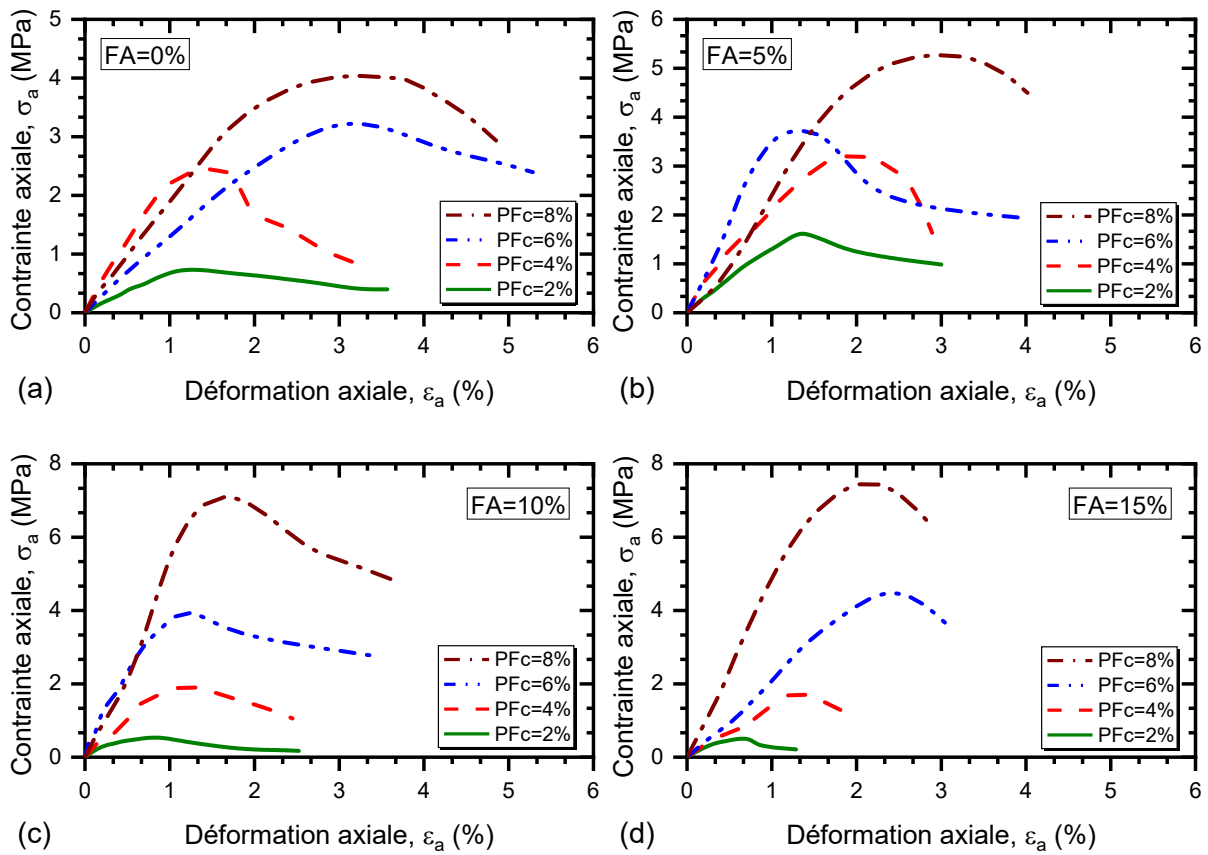
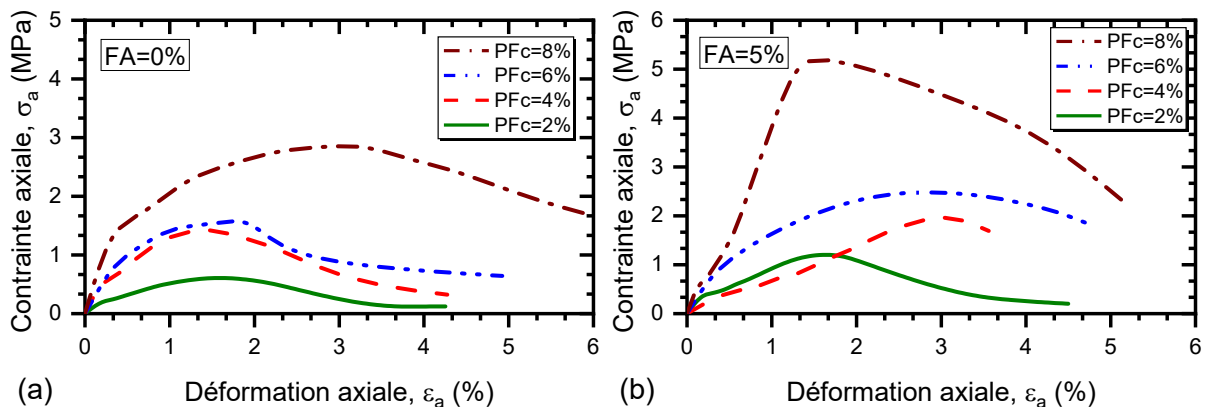


Figure 5.1 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.



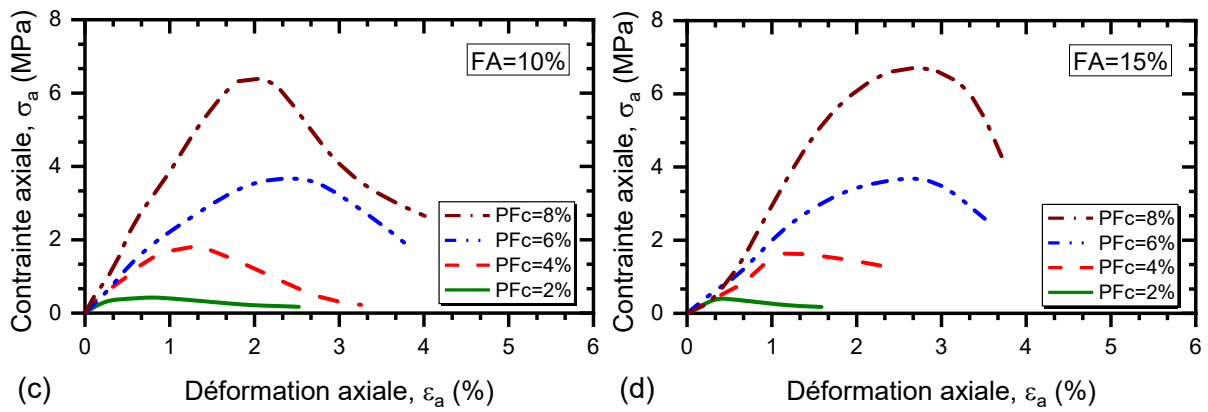


Figure 5.2 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.

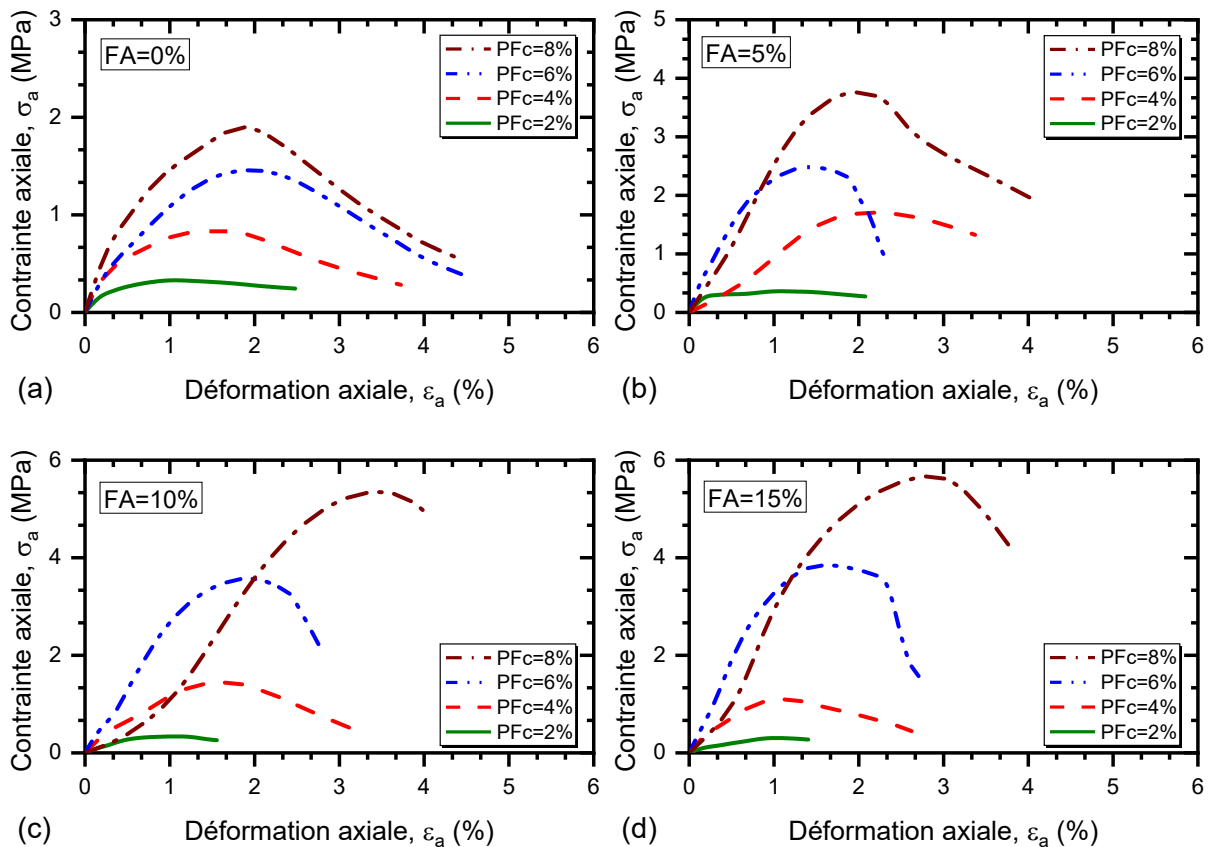


Figure 5.3 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (2-8%) : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.

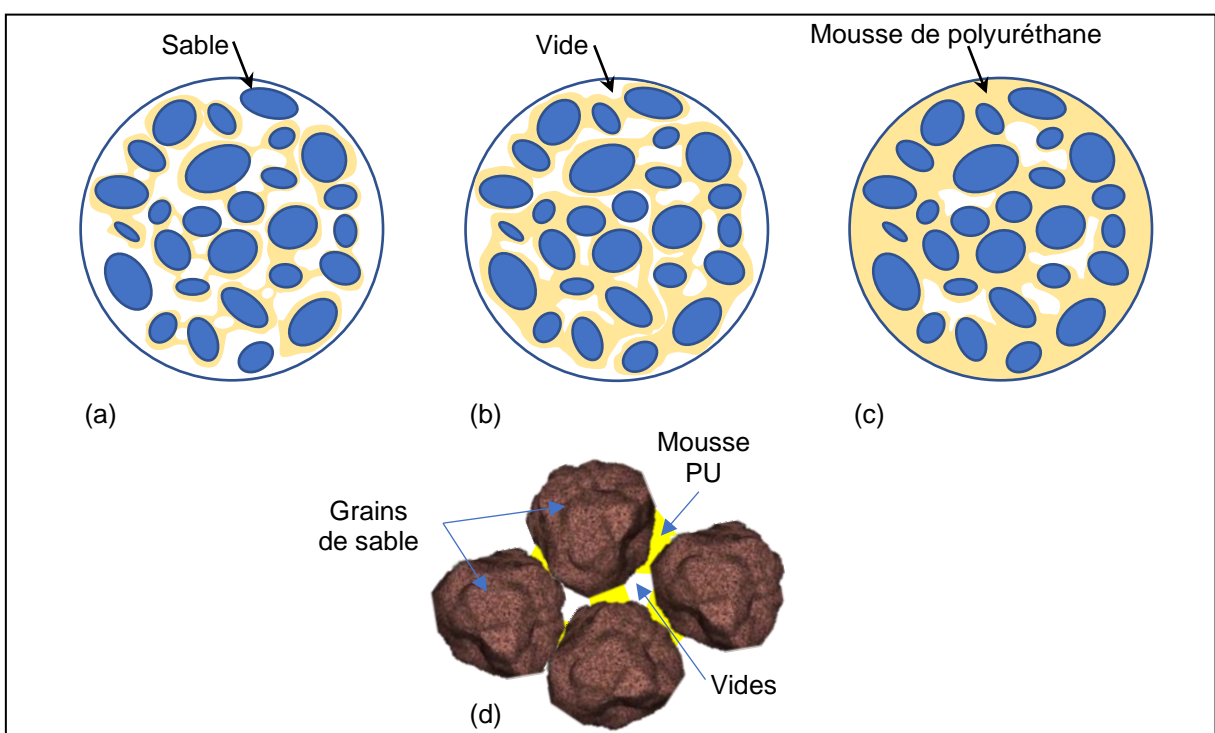


Figure 5.4 : Concentrations de la mousse de polyuréthane : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 8%, avec (FA = 0%) ; (d) Mécanisme de stabilisation par la mousse de polyuréthane sans l'ajout des cendres volantes.

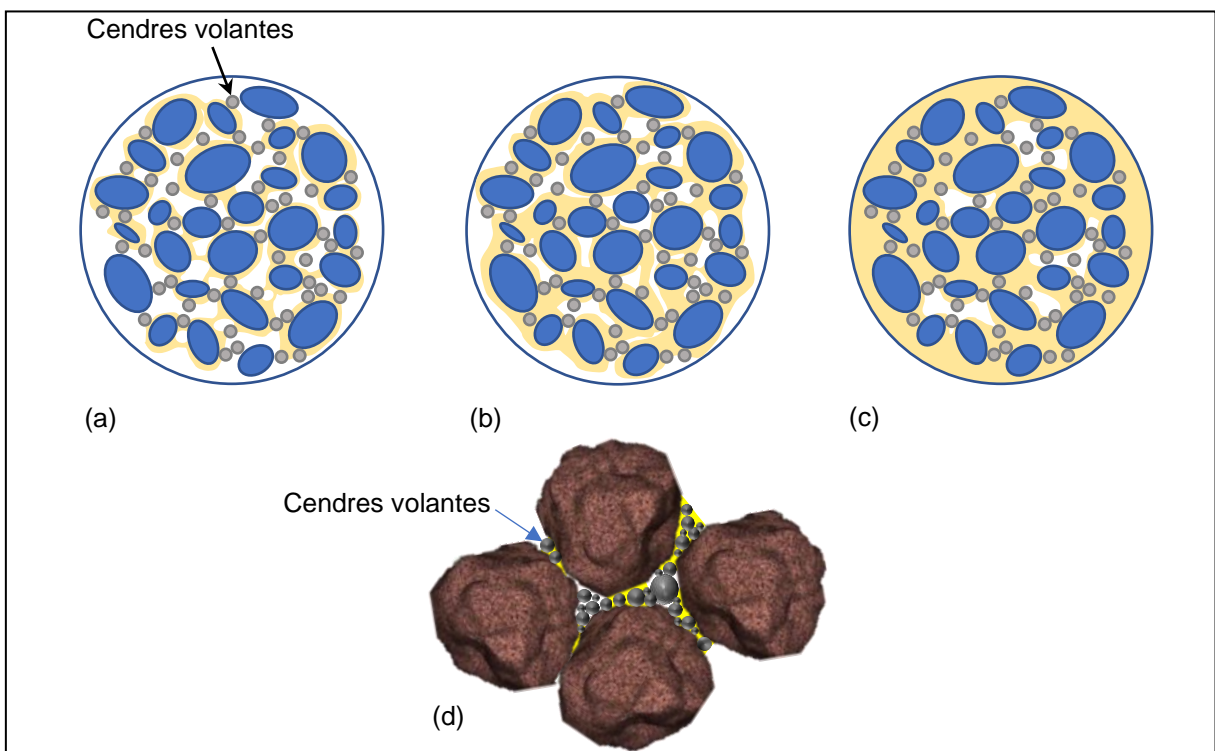


Figure 5.5 : Concentrations de la mousse de polyuréthane : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 8%, avec (FA = 5%) ; (d) Mécanisme de stabilisation par la mousse de polyuréthane avec l'ajout des cendres volantes.

5.3 Impact de la taille maximale des grains

L'influence de la taille maximale des grains (D_{\max}) sur la résistance à la compression non confinée échantillons de différents mélanges sable-cendres volantes selon la gamme des cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) et stabilisés avec des pourcentages de mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%) est discutée dans cette section. Il est clairement observé à partir de ces (Figures 5.6 à 5.9), que la taille maximale des particules a un effet significatif sur la résistance à la compression non confinée des matériaux testés. En effet, la Figure 5.6 montre que l'augmentation de la taille maximale des grains de $D_{\max} = 0.63$ mm à $D_{\max} = 4.00$ mm conduit à une augmentation significative de la contrainte axiale (0.40 MPa, 1.60 MPa, 1.75 MPa, et 2.11 MPa) pour le sable propre (FA = 0%) stabilisé avec une teneur en mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%) respectivement.

De plus, on constate que la taille maximale des particules contribue à l'amélioration de la résistance à la compression du sable mélangé à des cendres volantes (FA = 5% et FA = 10%) (Figures 5.7 et 5.8) et que la déformation axiale au pic (ϵ_u) passe de 1.06% à 1.35%, 1.60% à 1.51%, 2.04% à 3.20% et 1.87% à 3.35% pour les mélanges sable-cendres volantes (FA = 5%), et elle passe de 1.15% à 0.82%, 1.62% à 1.22%, 1.93% à 1.20% et 3.48% à 1.45% pour les mélanges sable-cendres volantes (FA = 10%), pour une teneur en mousse de polyuréthane donnée (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%). D'autre part, l'effet de la taille maximale des grains (D_{\max}) est fortement observé pour le sable mélangé avec une teneur en cendres volantes plus élevée (FA = 15%). Lorsque les mélanges sable-cendres volantes ont une taille maximale ($D_{\max} = 4.00$ mm), ils présentent des valeurs plus élevées de la contrainte axiale au pic ($q_u = 0.50, 1.73, 4.46$ et 7.46 MPa), par rapport à celles ($q_u = 0.40, 1.67, 3.73$ et 6.76 MPa) des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes, et ($q_u = 0.31, 1.11, 3.86$ et 5.74 MPa) pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes pour toutes les teneurs en mousse de polyuréthane utilisées dans cette étude (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%) respectivement (Figure 5.9).

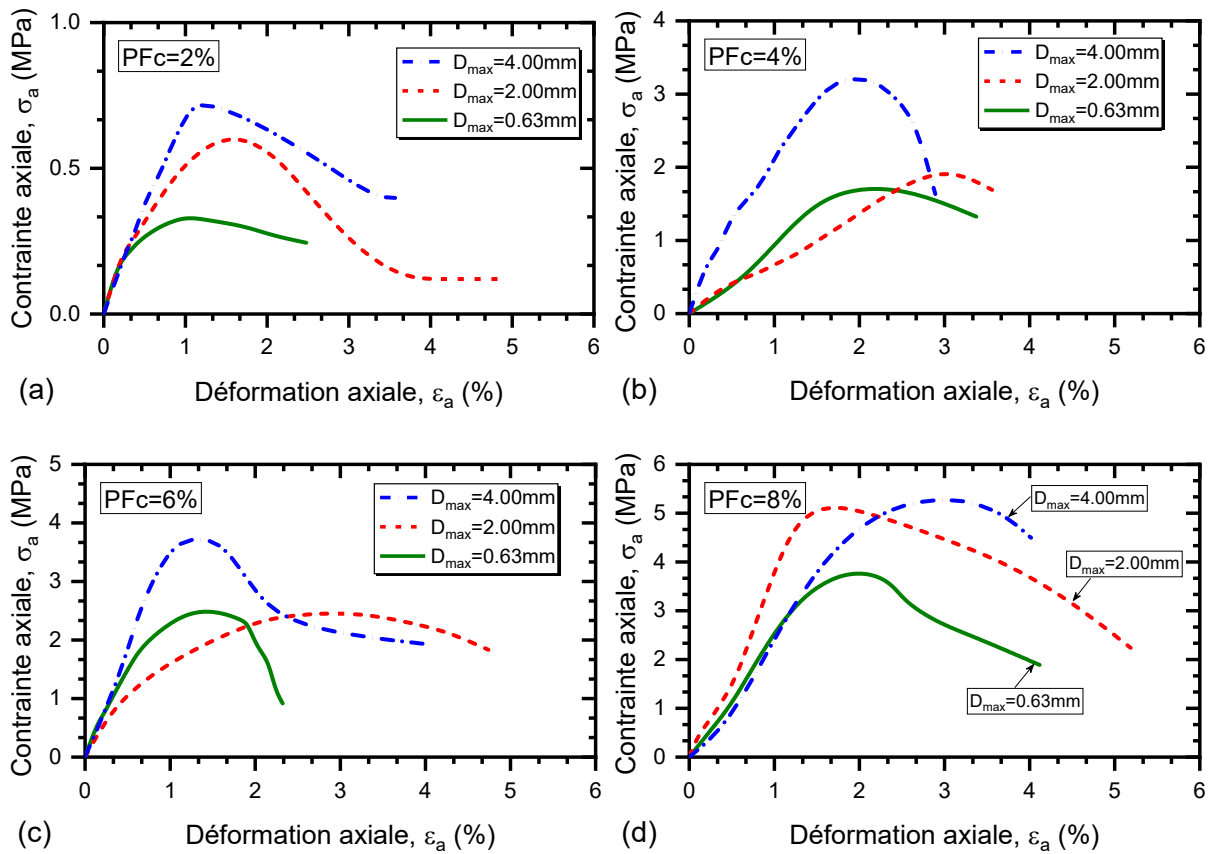
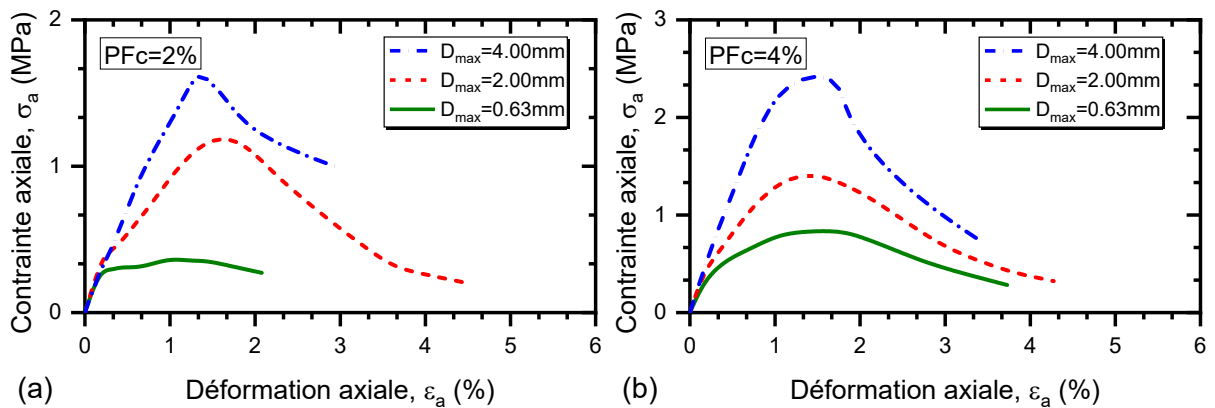


Figure 5.6 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 0%) : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 6% ; (d) PFC = 8%.



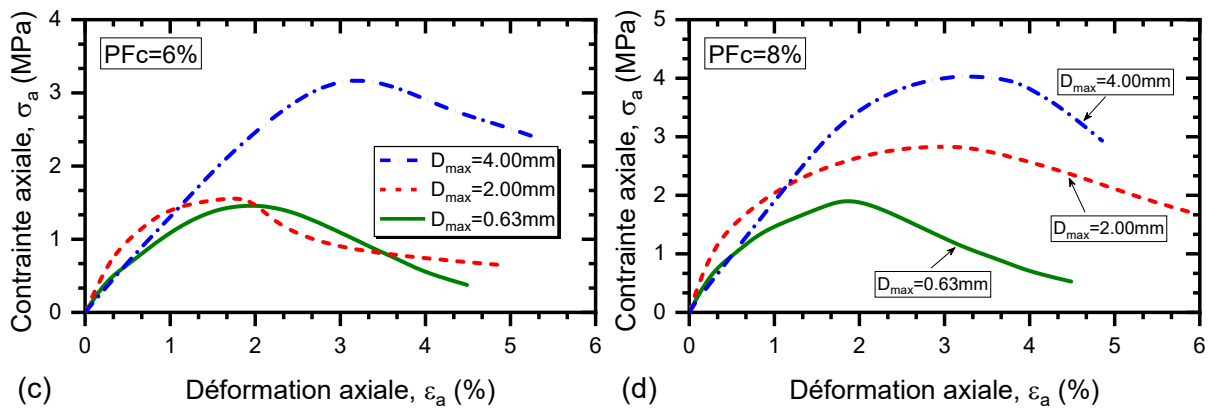


Figure 5.7 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 5%) : (a) PFC = 2% ; (b) PFC = 4% ; (c) PFC = 6% ; (d) PFC = 8%.

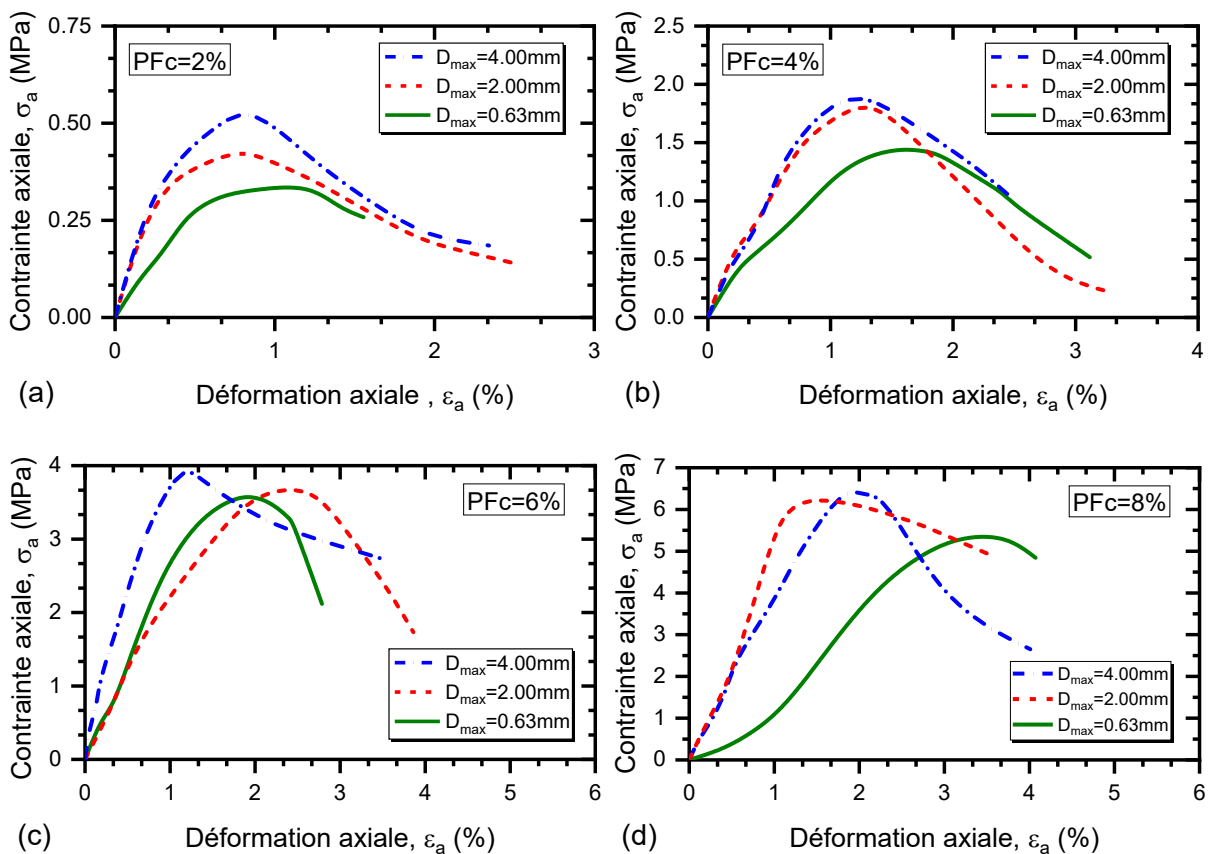


Figure 5.8 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 10%) : (a) PFC = 2 % ; (b) PFC = 4 % ; (c) PFC = 6 % ; (d) PFC = 8 %.

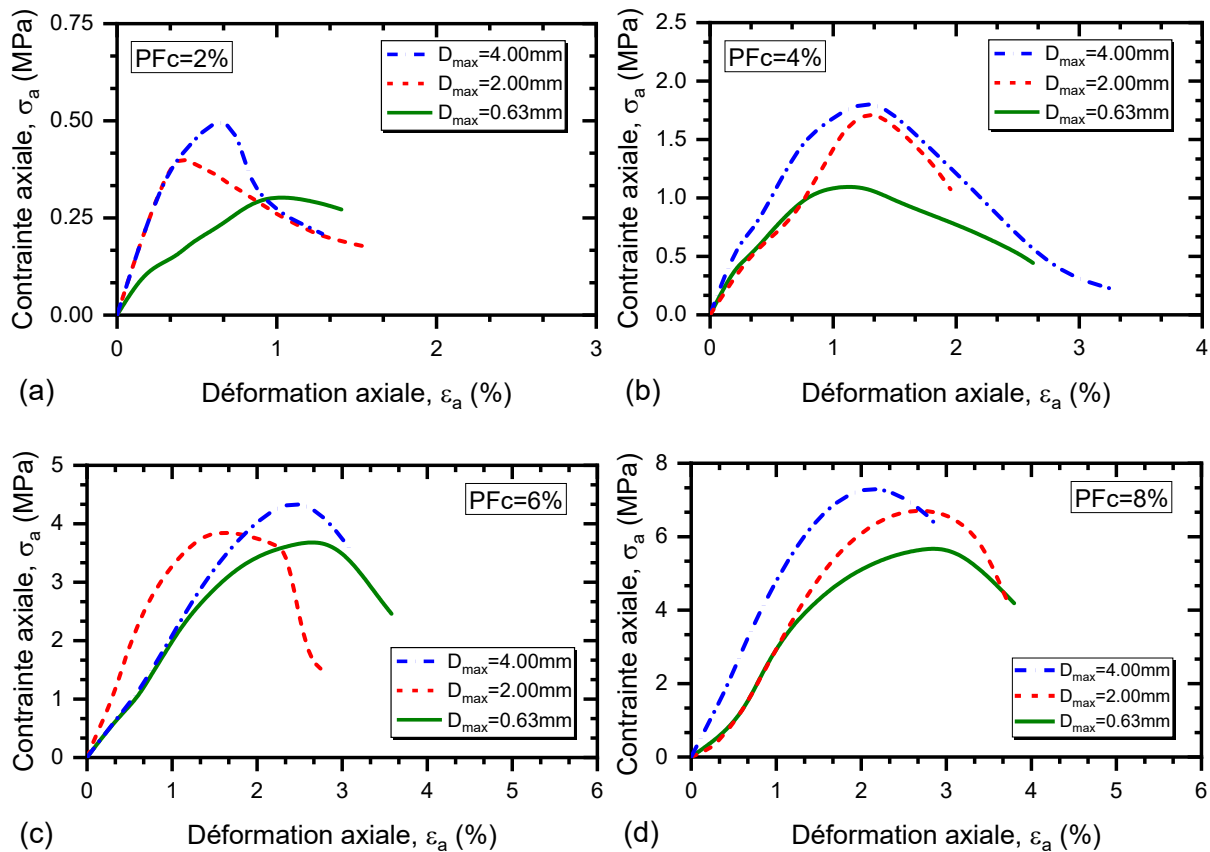


Figure 5.9 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (FA = 15%) : (a) PFc = 2 % ; (b) PFc = 4 % ; (c) PFc = 6 % ; (d) PFc = 8 %.

5.4 Effets de la teneur en cendres volantes

L'influence des cendres volantes sur le comportement mécanique des échantillons de sable grossier, moyen et fin stabilisés par la mousse de polyuréthane est discutée dans cette section. La Figure 5.10 montre la variation de la résistance à la compression des mélanges sable grossier ($D_{max}= 4.0\text{mm}$)-cendres volantes stabilisés par les différentes concentrations de la mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%). D'après cette Figure, il apparaît clairement que la fraction des cendres volantes améliore considérablement la RCN des mélanges sable-cendres volantes. Dans la Figure 5.10a et 5.10b, pour des teneurs en polyuréthane données (PFc = 2% et 4%), la RCN augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes de 0 à 5%, de 0.73 MPa à 1.64 MPa pour PFc = 2%, de 2.44 MPa à 3.23 MPa pour PFc = 4%. Ensuite, elle diminue avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (de 10% à 15%), La tendance obtenue est expliquée par le fait que le pourcentage insuffisant de la mousse de polyuréthane ajouté aux mélanges du sable avec les fractions des cendres volantes au-dessus de 5% dissolvent facilement les forces inter-particules entre les

mélanges étudiés. Cependant, pour $PFc = 6\%$ et $PFc = 8\%$, [Figure 5.10(c et d)], la RCN augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes, ce qui signifie qu'au-delà de 6% PFc , les particules de cendres volantes participent d'une manière efficace dans la chaîne des forces induisant, ainsi, une amélioration de la résistance à la compression des échantillons de mélanges étudiés. En outre, la déformation axiale au point de fracture (ϵ_f) diminue (de 3.56% à 1.28%) lorsque FA augmente de 0 à 15% (avec $PFc = 2\%$). Cette tendance montre clairement que la RCN augmente alors que la ductilité diminue avec l'augmentation de teneur en cendres volantes de 0 à 15% .

Le comportement mécanique des échantillons sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes considérant l'ajout de quatre pourcentages de PFc est illustré dans la Figure 5.11 pour évaluer l'effet de la teneur en cendres volantes. Les Figures 5.11a et 5.11b montrent que l'augmentation de la teneur en cendres volantes de 0 à 5% améliore considérablement la résistance à la compression des échantillons étudiés. En effet, la RCN passe de 0.61 MPa à 1.20 MPa (soit 1.97 fois) pour les mélanges avec 2% de PFc , et de 1.41 MPa à 1.95 MPa (soit 1.38 fois) pour les mélanges avec 4% de PFc . Alors que pour les mélanges avec 6% et 8% de PFc [Figures 5.11(c et d)], la RCN augmente avec l'ajout de cendres volantes. De plus, l'ajout de cendres volantes améliore la RCN réduisant, ainsi, légèrement la ductilité des échantillons. Lorsque FA augmente de 0 à 15% , la déformation axiale au point de fracture (ϵ_f) diminue (de 4.85% à 1.58%) pour $PFc = 2\%$, (de 4.27% à 2.48%) pour $PFc = 4\%$, (de 4.92% à 3.58%) pour $PFc = 6\%$, et (de 5.91% à 3.71%) pour $PFc = 8\%$.

La Figure 5.12 montre les courbes typiques de contrainte-déformation obtenues à partir de l'essai de compression non confinée sur les mélanges sable fin-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane. On note que la teneur en cendres volantes augmente globalement la résistance à la compression, lorsque les cendres volantes augmentent de 0% à 5% [Figures 5.12 (a et b)]. En effet, la RCN augmente de 0.33 MPa à 0.36 MPa et de 0.84 MPa à 1.75 MPa (soit 1.09 fois et 2.06 fois) pour $PFc = 2\%$ et $PFc = 4\%$ respectivement. Alors que l'ajout supplémentaire de cendres volantes de 10% à 15% [Figures 5.12(c et d)] conduit à une diminution du (q_u) des mélanges. Cette diminution est due à une quantité insuffisante de PFc mélangée à des cendres volantes au-dessus de 5% qui est à l'origine de réduire l'ampleur des contacts inter-particules dans la texture de la matrice de sable considérée. Ainsi, les mélanges optimaux des échantillons sont constitués de 6% et plus de PFc combinés à des teneurs en cendres volantes (FA) allant jusqu'à 15% . Une augmentation

continue de la résistance à la compression a été observée avec l'augmentation des quantités de PFC de 6% à 8% et des teneurs en cendres volantes de 0%, 5%, 10% et 15% respectivement.

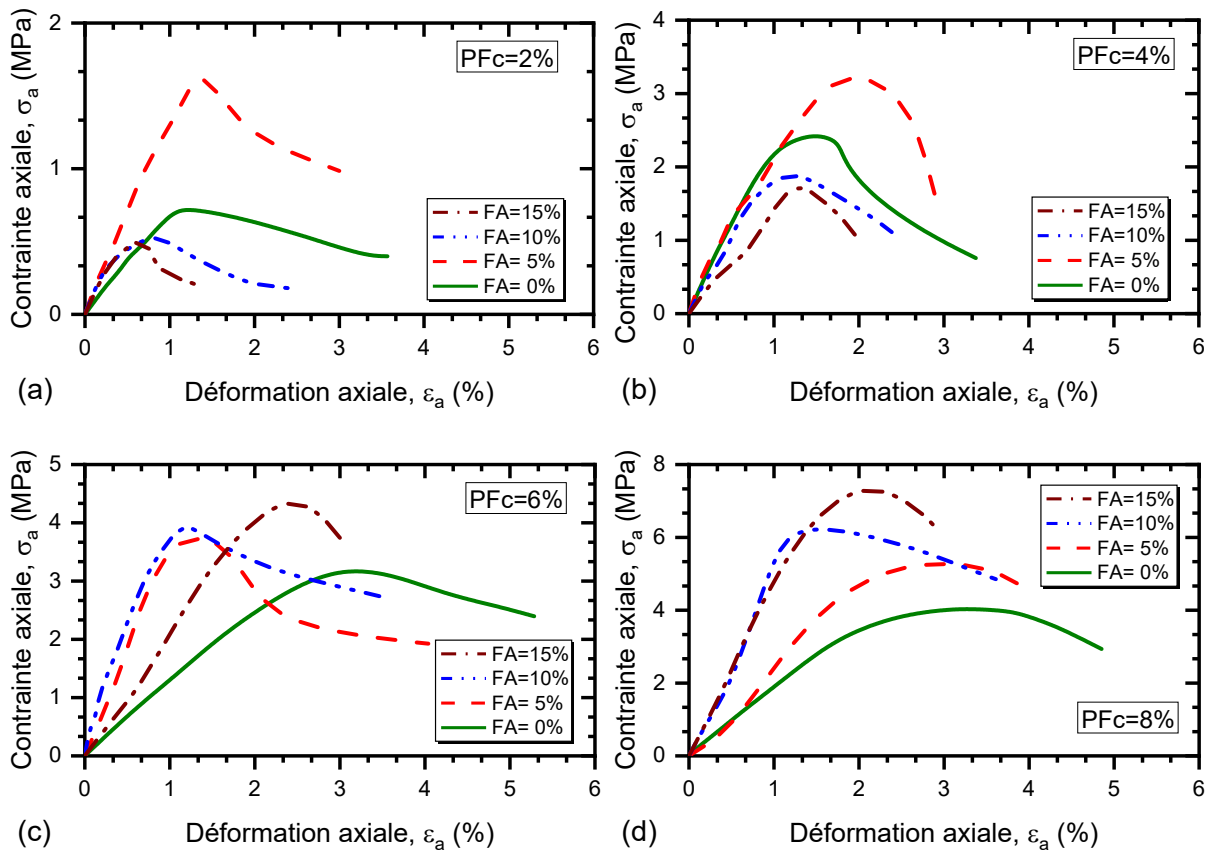
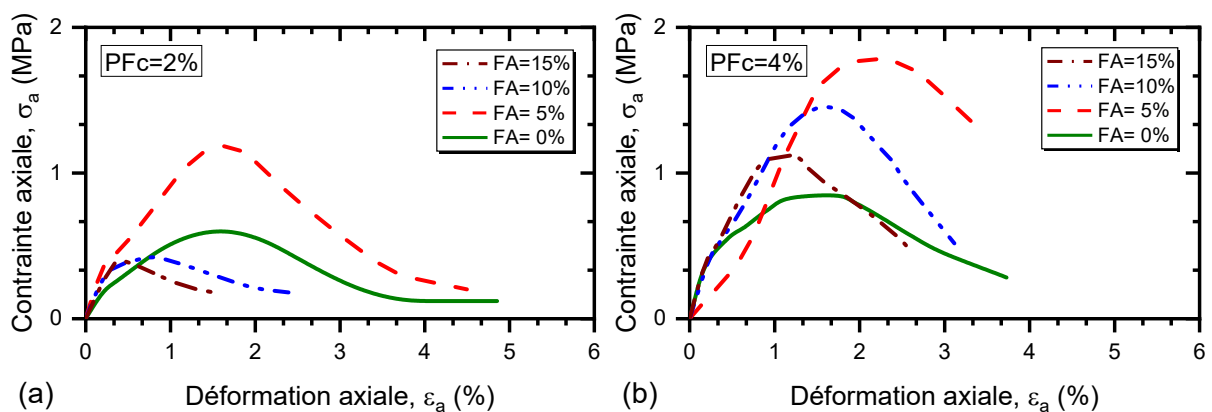


Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%): (a) PFC=2% ; (b) PFC=4% ; (c) PFC=6% ; (d) PFC=8%.



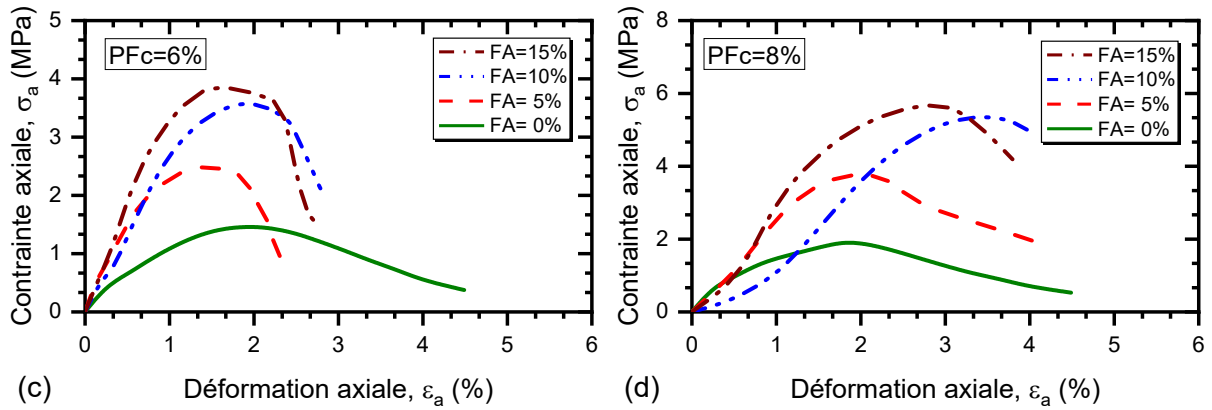


Figure 5.11 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%): (a) $PFC=2\%$; (b) $PFC=4\%$; (c) $PFC=6\%$; (d) $PFC=8\%$.

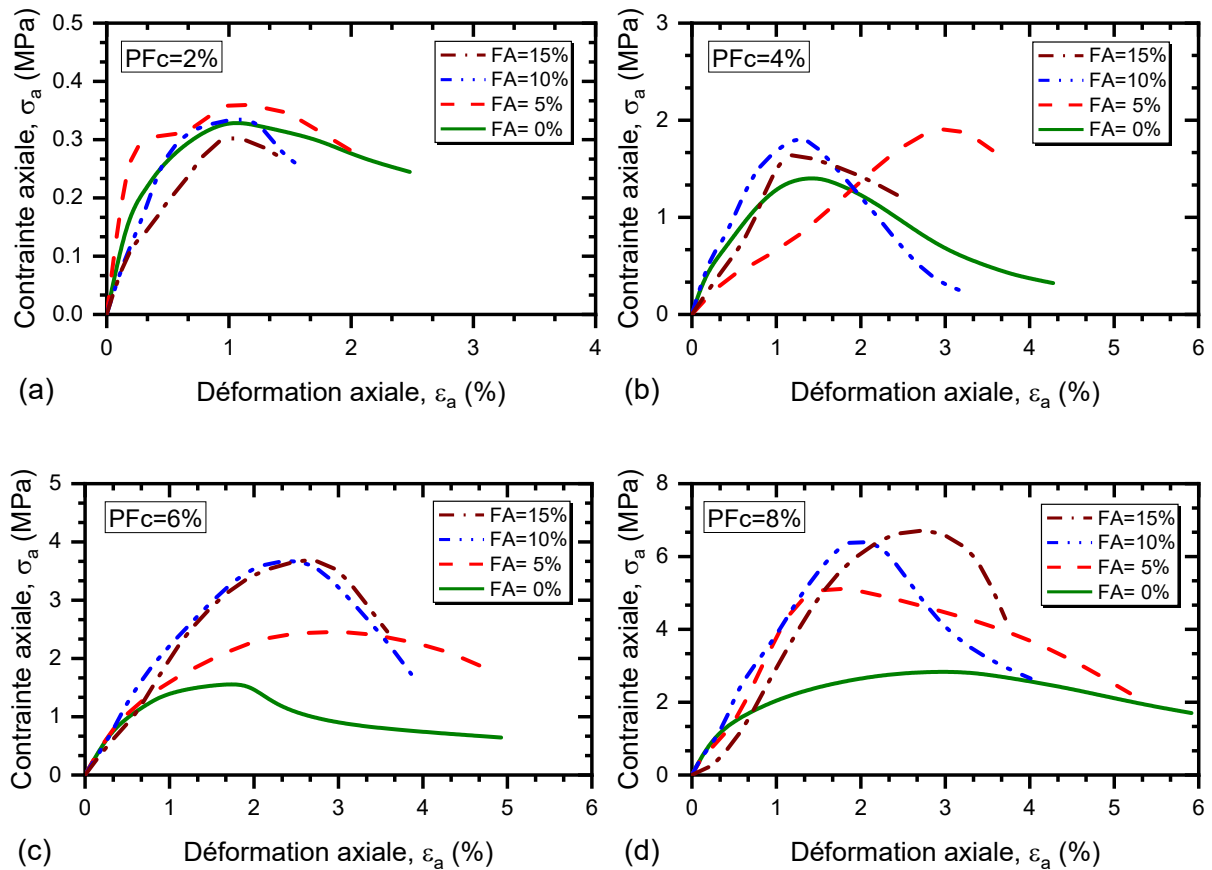


Figure 5.12 : Courbes contrainte-déformation des mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane (0-15%) : (a) $PFC = 2\%$; (b) $PFC = 4\%$; (c) $PFC = 6\%$; (d) $PFC = 8\%$.

5.5 Etude de la contrainte maximale et résiduelle

5.5.1 Contrainte maximale

La Figure 5.13 montre la variation de la contrainte maximale (q_u) avec les pourcentages de mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%) et teneur en cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) pour les trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef ayant différentes tailles maximales des grains (D_{max} = 4.00 mm, 2.00 mm et 0.63 mm). Il est observé sur cette Figure que pour une teneur en cendres volantes donnée, l'augmentation du PFc induit une augmentation de la résistance à la compression non confinée des mélanges étudiés. Pour le mélange sable grossier (D_{max} = 4.00 mm)-cendres volantes [Figure 5.13(a)], l'augmentation de PFc de 2 à 8% entraîne une augmentation de la contrainte maximale de 0.73 à 4.03 MPa, de 1.64 à 5.28 MPa, de 0.53 à 6.54 MPa et de 0.50 à 7.46 MPa pour les teneurs en cendres volantes (0, 5, 10 et 15%) respectivement. En outre, la variation de la contrainte maximale avec la fraction des cendres volantes et teneur en mousse de polyuréthane des mélanges ayant une taille maximale (D_{max} = 2.00 mm) est présentée dans la Figure 5.13(b), comme le montre cette Figure, la même tendance a été observée que les mélanges ayant une taille maximale " D_{max} = 4.00 mm", où, la contrainte maximale (q_u) augmente de 0.61 à 2.84 MPa, de 1.20 à 5.19 MPa, de 0.42 à 6.48 MPa et de 0.40 à 6.76 MPa pour les différentes teneurs en cendres volantes respectivement [Figure 5.13(b)]. D'autre part, le mélange ayant une taille maximale (D_{max} = 0.63mm) présente une contrainte maximale inférieure à celles des deux précédents mélanges de matériaux testés, où l'ajout de PFc de 2 à 8% a augmenté la contrainte maximale de 0.33 à 1.93 MPa pour FA = 0 %, de 0.36 à 3.80 MPa pour FA = 5 %, de 0.34 à 5.38 MPa pour FA = 10 % et de 0.31 à 5.74 MPa pour FA = 15 % [Figure 5.13(c)]. Cette tendance montre clairement que la combinaison polyuréthane-cendres volantes est à l'origine de l'amplification de la résistance à la compression non confinée des échantillons testés.

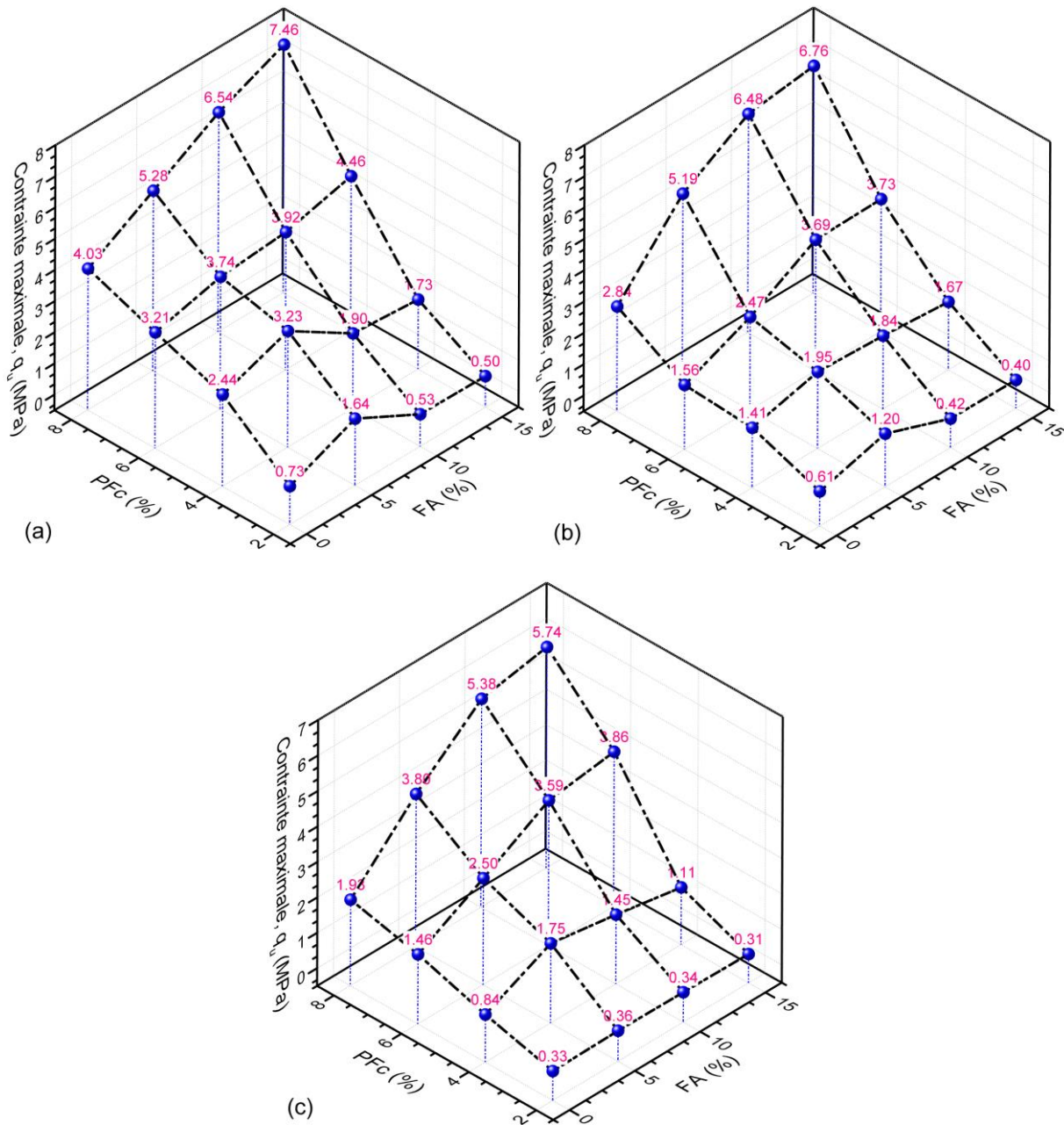
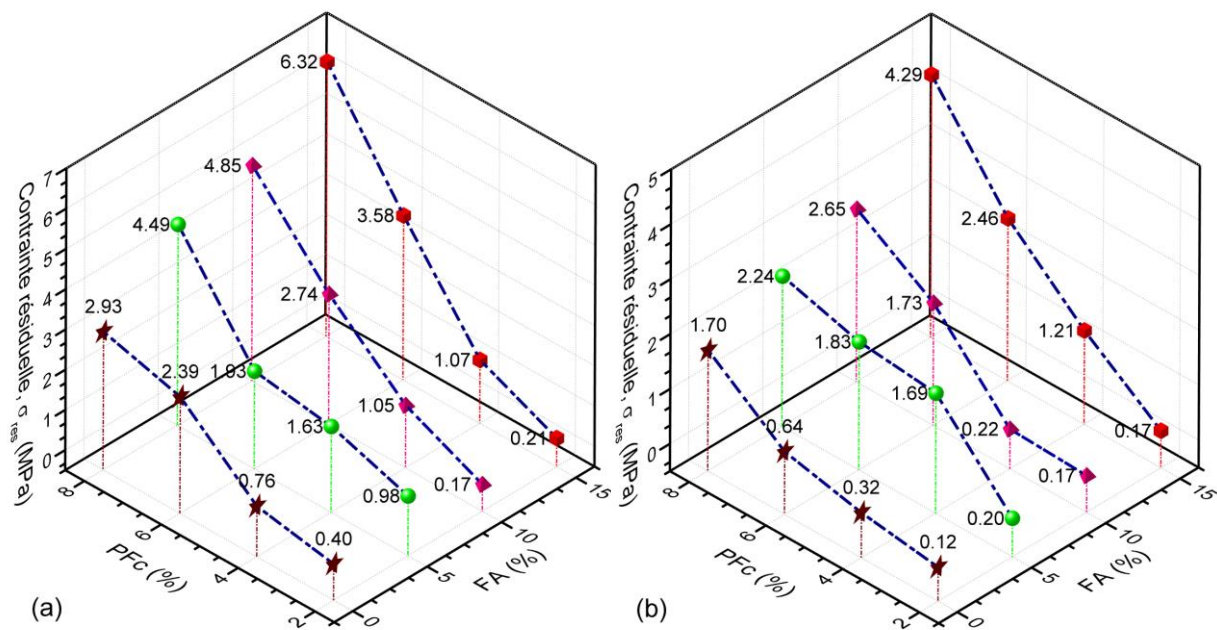


Figure 5.13 : Variation de la contrainte maximale avec PFc et teneur en cendres volantes des matériaux étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

5.5.2 Contrainte résiduelle

La variation de la contrainte résiduelle avec PFc et teneur en cendres volantes des mélanges ayant différentes tailles maximales des particules est présentée dans la Figure 5.14. Il ressort de ces graphiques 3D que la mousse de polyuréthane a un effet remarquable sur la contrainte résiduelle des assemblages binaires testés ; où elle augmente de manière linéaire avec l'augmentation du pourcentage de mousse de polyuréthane (PFc) et des proportions de cendres volantes (FA). On remarque que l'augmentation de PFc de 2% à 4% induit une

augmentation de la contrainte résiduelle par 1.90 fois, 1.66 fois, 6.30 fois et 5.14 fois pour FA = 0%, 5%, 10%, 15% respectivement, et par 1.22 fois, 2.33 fois, 1.77 fois et 1.76 fois lorsque la FA augmente de 0% à 15% et la teneur en PFC de 6% à 8% [Figure 5.14(a)]. Ainsi, pour l'assemblage sable grossier ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), la contrainte résiduelle atteint (0.17, 1.21, 2.46 et 4.29 MPa) par rapport aux mélanges sans cendres volantes (FA = 0%) (0.12, 0.32, 0.64 et 1.70 MPa) pour les mêmes proportions de mousse de polyuréthane considérées [Figure 5.14(b)]. Cependant, pour le mélange fin sable ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes (FA = 10%), la contrainte résiduelle présente des valeurs plus élevées comparées à celles des mélanges (sans cendres volantes) pour toutes les teneurs en mousse de polyuréthane utilisées dans cette étude expérimentale [Figure 5.14(c)]. La tendance du sol obtenue indique clairement que la mousse de polyuréthane et le matériau de cendres volantes agissent correctement comme matériaux fiables dans l'amélioration de la résistance à la compression des échantillons de mélanges étudiés.



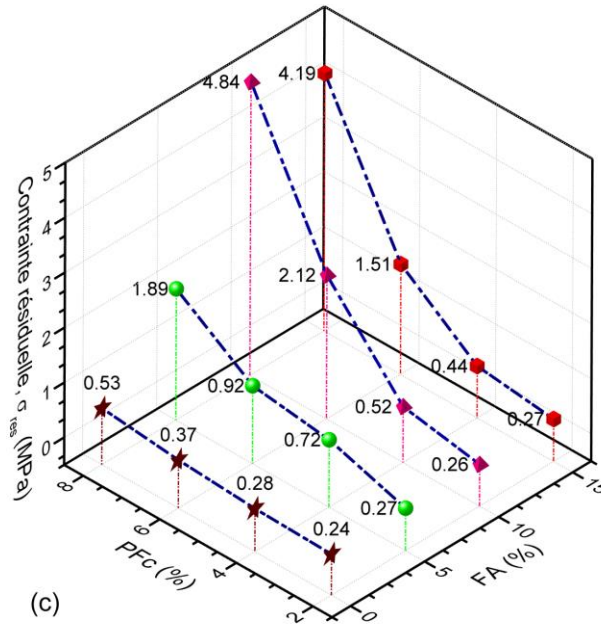


Figure 5.14 : Evolution de la contrainte résiduelle en fonction de PFC et teneur en cendres volantes des matériaux testés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

5.6 Influence de la taille maximale des grains et PFC sur la résistance au cisaillement

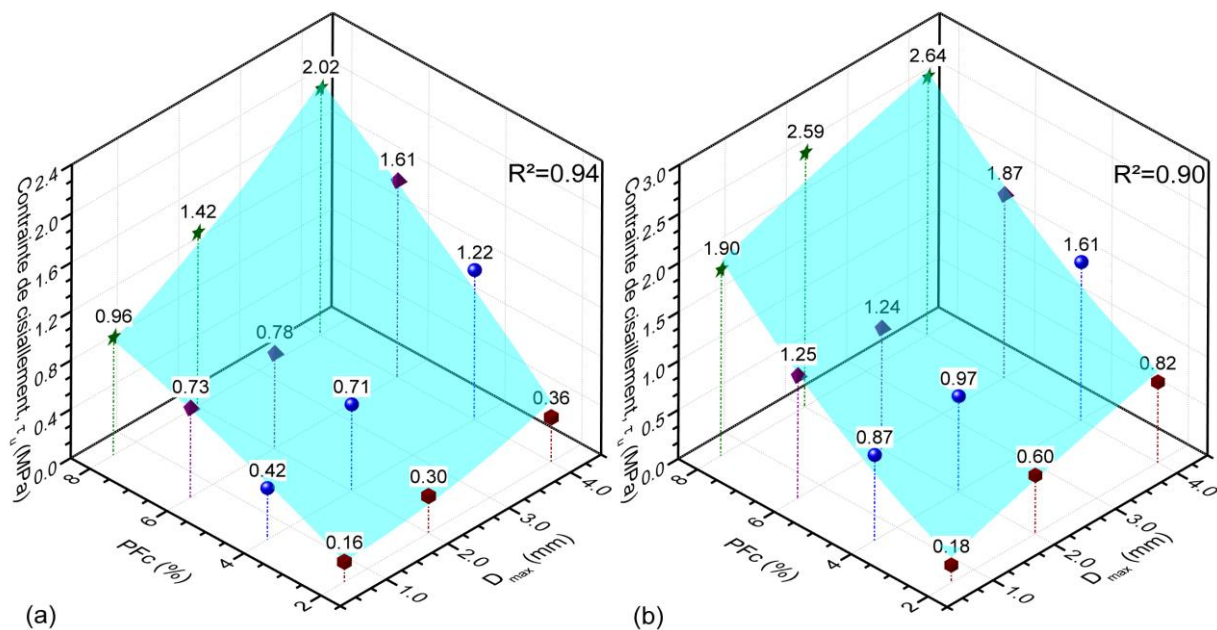
La résistance au cisaillement est considérée comme l'une des propriétés géotechniques de base dans la caractérisation mécanique et par conséquent la prévision de la stabilité des sols. Selon la norme (ASTM D2166, 2016), la résistance au cisaillement dérivée de la résistance à la compression non confinée est définie comme suit :

$$\tau_u = q_u / 2 \quad (5.1)$$

Où : τ_u est la résistance au cisaillement, q_u est la contrainte maximale.

La Figure 5.15 présente la variation de la résistance au cisaillement (τ_u) de trois mélanges sable-cendres volantes améliorés par la mousse de polyuréthane. Les échantillons sont reconstitués selon une teneur en cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) et une teneur en mousse de polyuréthane (PFC = 2%, 4%, 6% et 8%) et soumis à un essai de compression non confinée (RCN). Dans l'ensemble, la résistance au cisaillement des assemblages augmente significativement avec l'augmentation de PFC et de la taille maximale des grains (D_{\max}), montrant ainsi, le rôle important de la taille maximale des grains dans la prédiction de la réponse mécanique des sols granulaires améliorés. Les résultats obtenus indiquent que la résistance au cisaillement des mélanges avec FA = 0% augmente de 0.16 à

0.96 MPa, de 0.30 à 1.42 MPa et de 0.36 à 2.02 MPa pour les différentes tailles maximales de particules testées ($D_{\max} = 0.63$ mm, 2.00 mm et 4.00 mm) respectivement [Figure 5.15(a)]. De plus, la résistance au cisaillement des mélanges avec FA = 5% présente un incrément de 0.18 à 1.90 MPa, de 0.60 à 2.59 MPa, de 0.82 à 2.64 MPa pour l'ensemble des tailles maximales de grains considérées ($D_{\max} = 0.63$ mm, 2.00 mm et 4.00 mm) respectivement [Figure 5.15(b)]. Cependant, celle des mélanges binaires reconstitués avec FA = 10% est caractérisée par une augmentation de 0.17 à 2.69 MPa, de 0.21 à 3.24 MPa, de 0.26 à 3.27 MPa pour l'ensemble des tailles maximales testées ($0.63 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4.00 \text{ mm}$) [Figure 5.15(c)]. Enfin, les mélanges sable-cendres volantes reconstitués avec FA = 15% sont caractérisés par une augmentation de la résistance au cisaillement de 0.16 à 2.87 MPa, de 0.20 à 3.38 MPa et de 0.25 à 3.73 MPa pour toutes les tailles maximales des particules testées ($D_{\max} = 0.63$ mm, 2.00 mm et 4.00 mm) respectivement [Figure 5.15(d)]. Les tendances du sol obtenues confirment clairement que la taille maximale des grains joue un rôle majeur dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des mélanges sable-cendres volantes stabilisés avec un adhésif en mousse de polyuréthane.



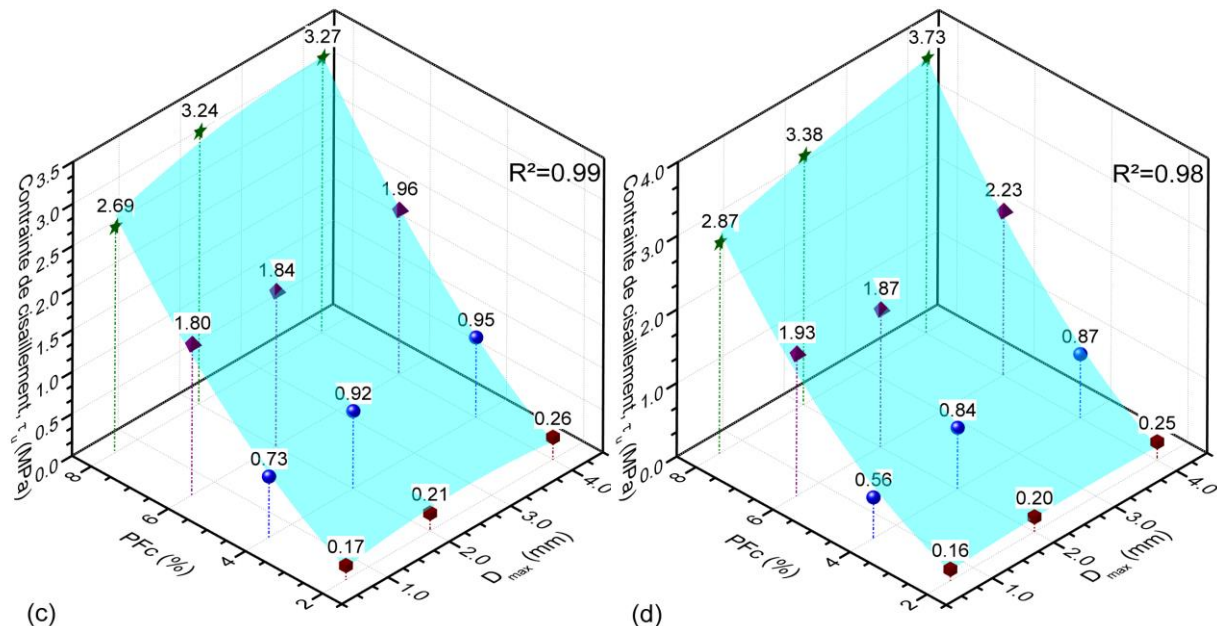


Figure 5.15 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en mousse de polyuréthane et la taille maximale des grains des matériaux testés : (a) FA = 0% ; (b) FA = 5% ; (c) FA = 10% ; (d) FA = 15%.

5.7 Taux d'amélioration

En vue de montrer clairement l'impact de la teneur en mousse de polyuréthane sur la contrainte axiale maximale des mélanges sable-cendres volantes améliorés, il a été judicieux de proposer un nouveau paramètre qui tient compte de l'évolution positive de la contrainte de cisaillement des matériaux testés qui est appelé « Taux d'amélioration (I_R) ». Il est défini comme suit :

$$I_R = q_u / q_{u0} \quad (5.2)$$

Où : q_u est la contrainte axiale maximale des mélanges sable-cendres volantes améliorés, et q_{u0} est la contrainte axiale maximale des mélanges de référence (Pfc = 2%) sous leur teneur en cendres volantes respectives. La Figure 5.16 illustre la relation entre le taux d'amélioration et la teneur en polyuréthane des matériaux testés. Il est clairement observé à partir de ces graphiques qu'il existe une forte corrélation entre le taux d'amélioration et les proportions de la mousse de polyuréthane ; où le taux d'amélioration augmente avec l'augmentation de la teneur en mousse de polyuréthane pour toutes les catégories de mélanges binaires étudiés. On note que les mélanges sable-cendres volantes reconstitués avec une teneur en cendres volantes (FA = 10%) sont caractérisés par une augmentation de (1.00, 3.58, 7.41 et 12.36) pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, par (1.00, 4.36, 8.72 et 15.31)

pour les mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et par (1.00, 4.25, 10.54 et 15.77) pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes pour toutes les proportions de mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%) étudiées. De plus, il a été constaté que les valeurs maximales du taux d'amélioration sont obtenues pour 15% de la teneur en cendres volantes et la teneur en mousse polyuréthane de (PFc = 8%) pour toutes les classes granulaires. Par exemple, le taux d'amélioration du sable amélioré présente une augmentation de valeur de 5.85 à 18.37 (avec une augmentation de 3.1 fois) pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes [Figure 5.16(c)], il augmente de 4.68 à 16.69 (avec une augmentation de 3.6 fois) pour les mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes [Figure 5.16(b)], et enfin, il passe de 5.55 à 14.95 (avec une augmentation de 2.7 fois) pour les mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes considérés [Figure 5.16(a)].

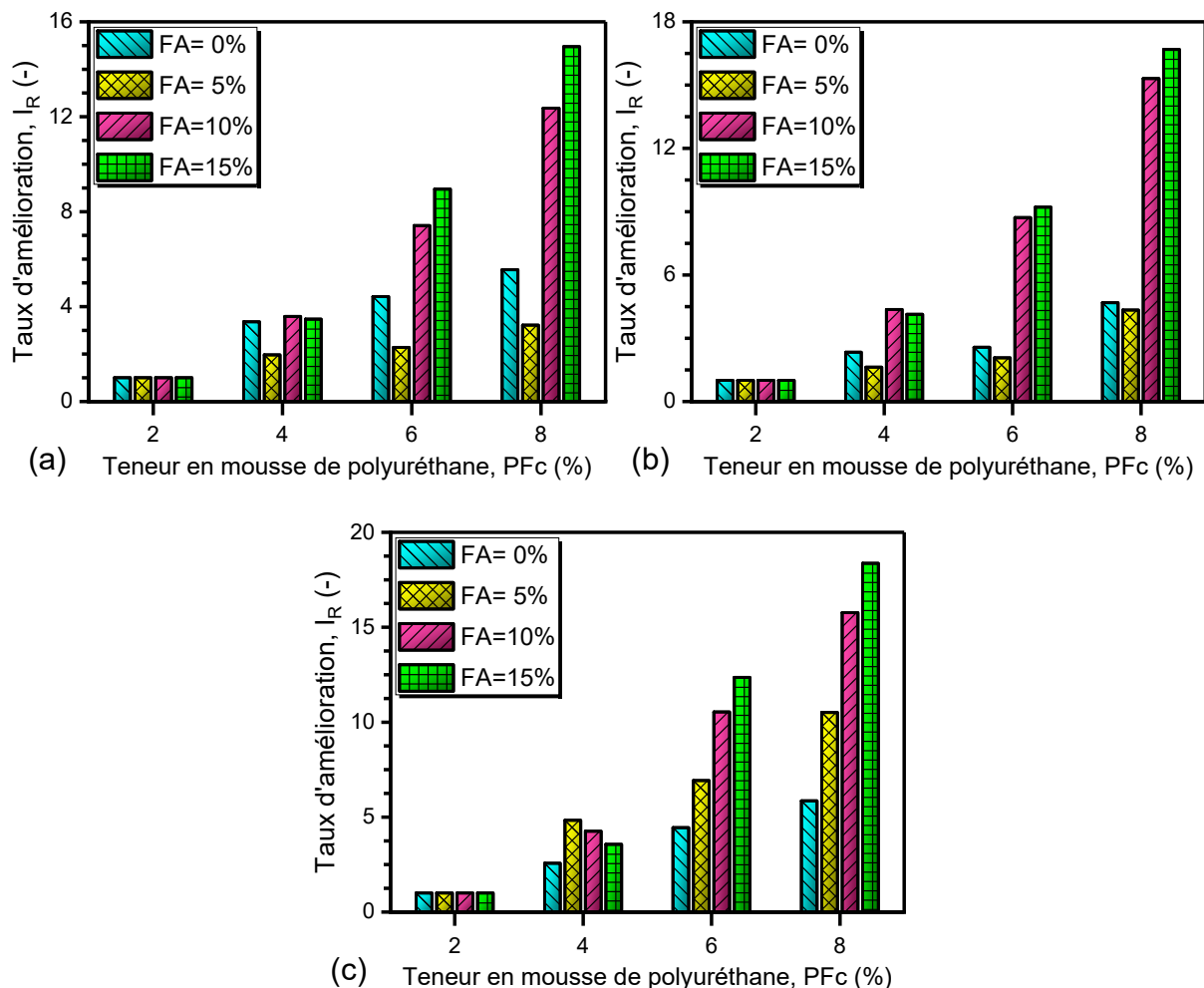
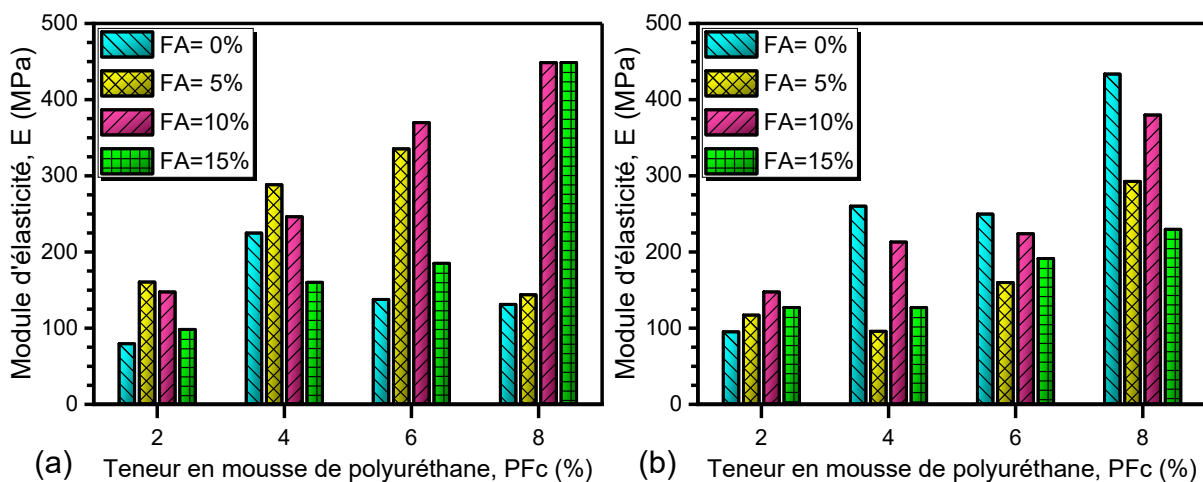


Figure 5.16 : Variation du taux d'amélioration en fonction de la teneur en polyuréthane des mélanges étudiés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

5.8 Absorption d'énergie et capacité de déformation

5.8.1 Module d'élasticité

L'absorption d'énergie, représente l'énergie requise pour induire une certaine déformation, qui est déterminée comme la pente de la courbe de contrainte-déformation et elle est nommée comme le module d'élasticité (de Young) (Bai et al., 2019 ; Abbas Taheri et al., 2020 ; Song et al., 2020). La variation entre l'absorption d'énergie en termes de module d'élasticité (E) et teneur en mousse de polyuréthane de trois classes granulaires dérivées du sable Chlef ayant différentes tailles maximales des grains : ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) mélangés avec quatre fractions de cendres volantes (FA = 0 %, 5 %, 10 % et 15 %) est illustrée dans la Figure 5.17. On note que l'augmentation de PFC entraîne une augmentation significative du module d'élasticité des échantillons étudiés. Par exemple, lorsque la teneur en mousse de polyuréthane augmente de 2% à 8%, le module élastique passe de 98.25 à 448.59 MPa pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes reconstitués à une teneur en cendres volants (FA = 15%). Ce comportement peut être expliqué par la contribution du polyuréthane jouant un rôle majeur dans l'absorption de l'énergie qui se traduit par l'apparition d'une déformation élastique et par suite la rupture des matériaux testés. En outre, on constate que le paramètre de la taille maximale des grains a une influence significative sur la capacité de déformation des mélanges sable-cendres volantes, où les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes présentent des valeurs plus élevées de module élastique par rapport aux deux autres mélanges binaires ayant des tailles maximales des grains ($D_{max} = 2.00$ mm) et ($D_{max} = 0.63$ mm).



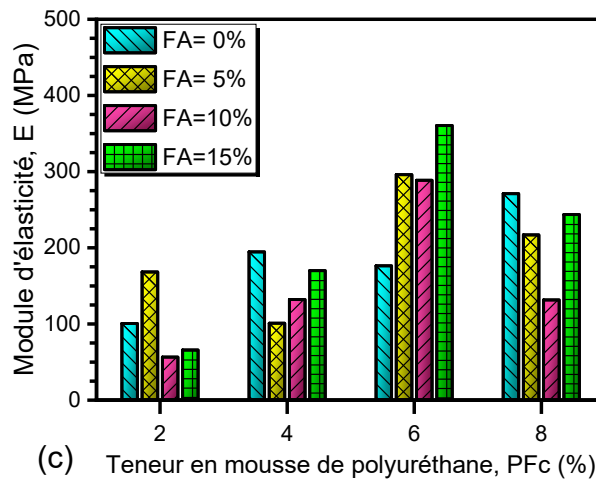


Figure 5.17 : Variation du module d'élasticité en fonction de la teneur en polyuréthane des matériaux étudiés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

5.8.2 Module sécant

La pente d'une ligne tracée depuis l'origine du diagramme contrainte-déformation et coupant la courbe au point de contrainte maximale (q_u) est appelée le module sécant (E_s) (Briaud, 2001 ; Budhu, 2011). La Figure 5.18 illustre la variation du module sécant (E_s) avec la teneur en mousse de polyuréthane ($0\% \leq PFC \leq 8\%$) pour la gamme des pourcentages de cendres volantes : 0%, 5%, 10% et 15%. Il a été observé sur cette Figure, que l'augmentation de la teneur en mousse de polyuréthane (PFC) de 0% à 8% induit une augmentation considérable du module sécant (E_s). En effet, pour le PFC = 6% et 8%, les mélanges à base de sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm) et sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm) et teneur en cendres volantes (FA = 10%) présentent des valeurs de E_s plus élevées par rapport à celles des mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes pour la même teneur en cendres volantes (FA = 10%). La tendance obtenue est due à la teneur en polymère plus élevée qui a permis une meilleure résistance pour les mélanges sable-cendres volantes nécessitant une énergie importante induisant ainsi une déformation équivalente des matériaux testés.

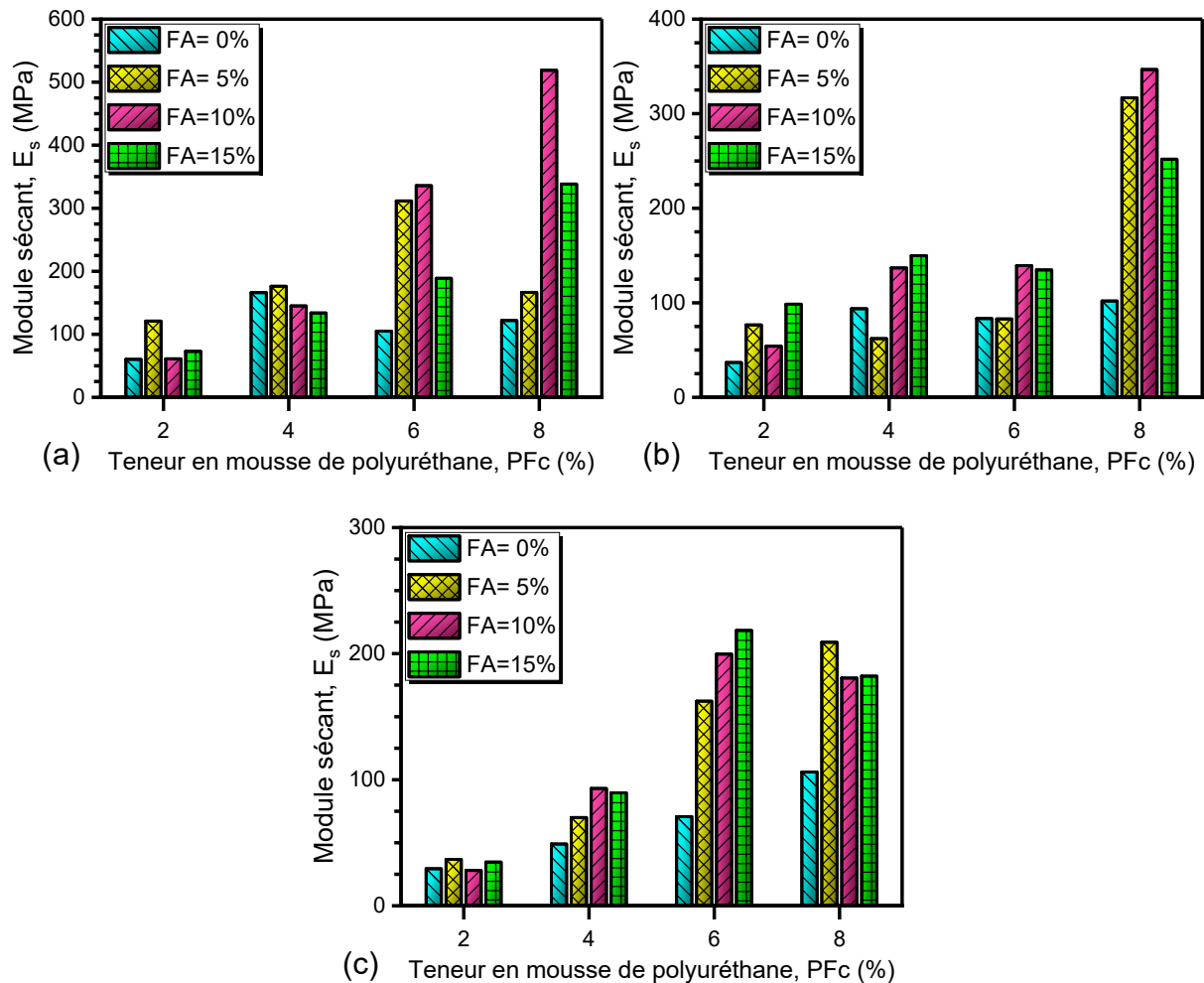


Figure 5.18 : Variation du module sécant en fonction de PFc des matériaux étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm

5.8.3 Corrélation entre le module d'élasticité et le module sécant

Dans le but d'explorer la corrélation entre le module d'élasticité et le module sécant des assemblages binaires utilisés, la Figure 5.19 présente la variation du module d'élasticité (E) et le module sécant (E_s) de trois classes granulaires dérivées du sable Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 4.00$ mm, $D_{max} = 2.00$ mm, $D_{max} = 0.63$ mm) stabilisé par des teneurs en mousse de polyuréthane ($2\% \leq PFc \leq 8\%$) et teneurs en cendres volantes ($0\% \leq FA \leq 15\%$). On note que les résultats obtenus montrent l'existence de bonnes corrélations ($0.79 \leq R^2 \leq 0.95$) entre (E) et (E_s) pour la gamme des teneurs en cendres volantes variant de 0% à 15%. L'équation 5.3 est proposée pour capturer la relation entre E et E_s pour les teneurs en cendres volantes données :

$$E_s = a \times E \quad (5.3)$$

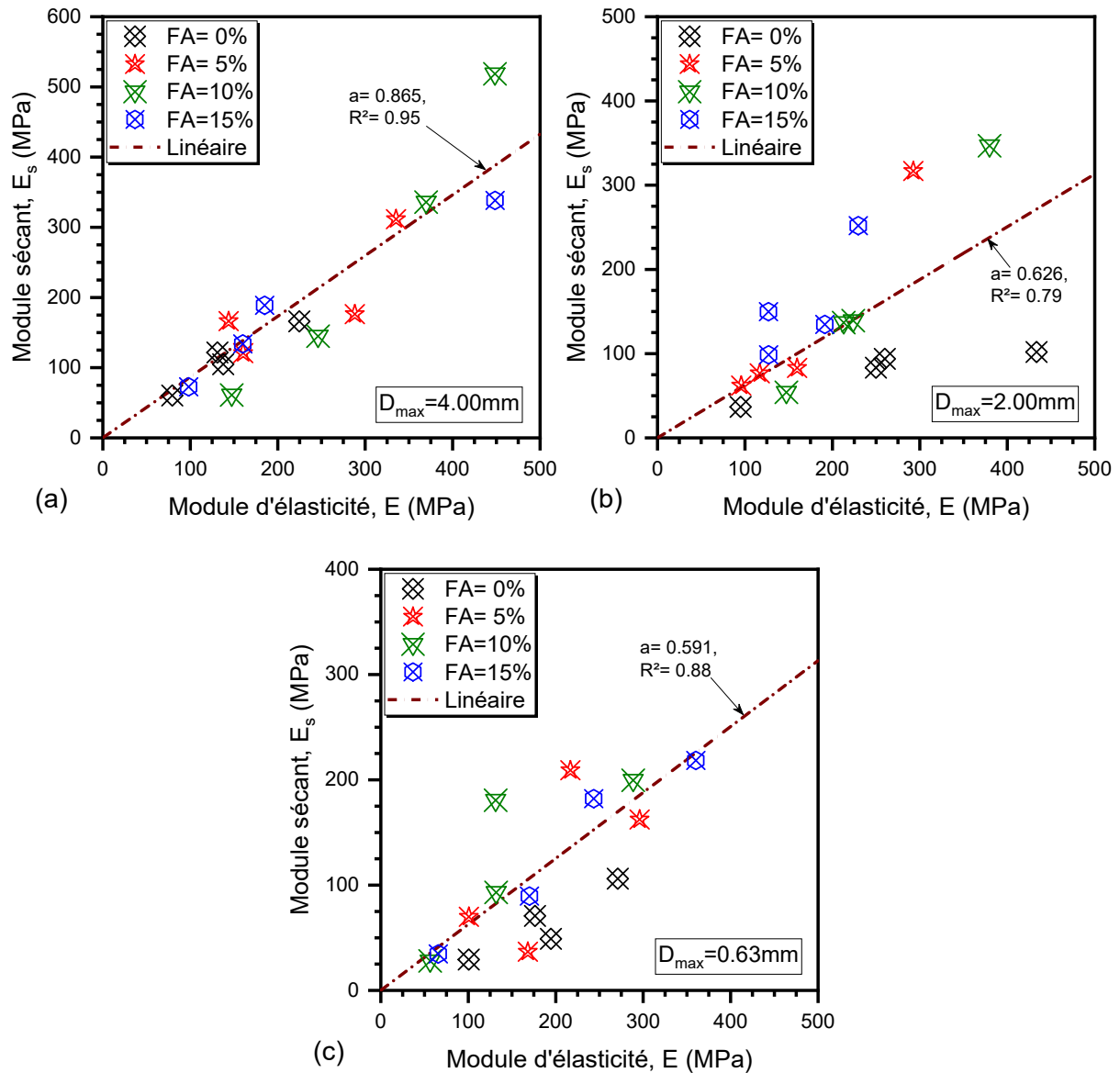


Figure 5.19 : Relation entre le module sécant et le module d'élasticité des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

5.9 Prédiction de la résistance à la compression non confinée

5.9.1 Relation RCN-teneur en cendres volantes

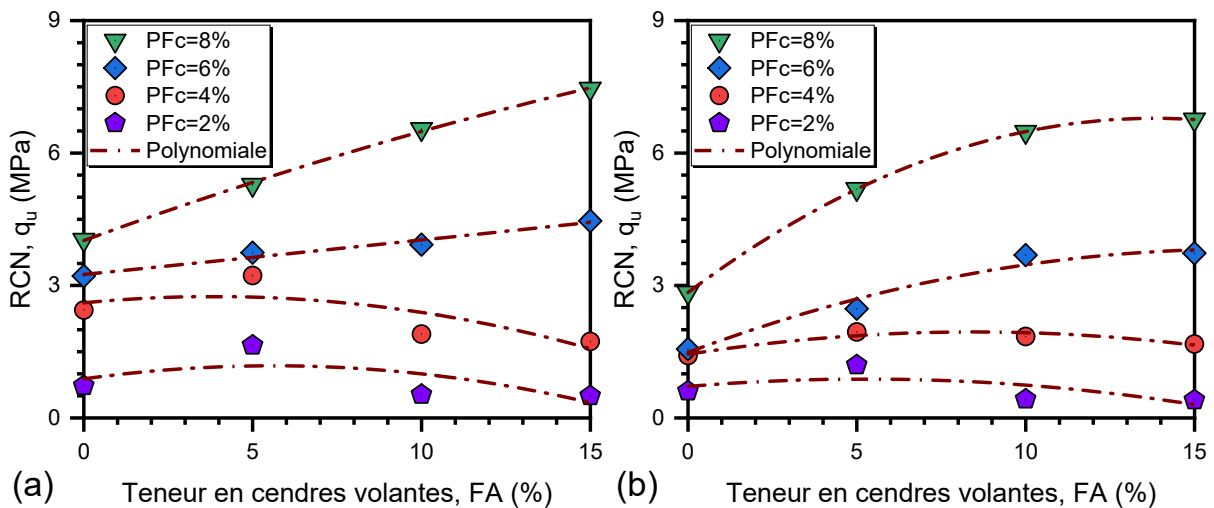
La Figure 5.20 présente la variation de la résistance à la compression non confinée en fonction de la teneur en cendres volantes. Les essais ont été réalisés sur trois classes granulaires dérivées du sable Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 4.00$ mm, $D_{max} = 2.00$ mm, $D_{max} = 0.63$ mm) stabilisé par des teneurs en mousse de polyuréthane ($2\% \leq PFC \leq 8\%$) et teneurs en cendres volantes ($0\% \leq FA \leq 15\%$). On note que q_u augmente avec l'augmentation des cendres volantes pour tous les mélanges reconstitués selon la gamme 0-5% de teneur en cendres volantes. Cependant, pour les mélanges reconstitués avec 10 à

15% de cendres volantes, q_u augmente dans le cas des mélanges caractérisés par des teneurs en mousse de polyuréthane élevées (PFc = 6% et 8%) alors qu'elle diminue dans le cas des mélanges reconstitués avec de faibles teneurs en polyuréthane (PFc = 2% et 4%). L'équation (5.4) est proposée pour prédire la résistance à la compression non confinée des matériaux testés en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) :

$$RCN = a \times (FA)^2 + b \times (FA) + c \quad (5.4)$$

Tableau 5.1 - Paramètres a, b, c et R² pour l'équation (5.4)

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	PFc (%)	a	b	c	R ²
4.00		2	-0.0095	0.1059	0.8827	0.49
		4	-0.0095	0.0731	2.6069	0.61
		6	0.0001	0.077	3.2486	0.96
		8	-0.0033	0.2801	4.0165	0.99
2.00	0.001	2	-0.0061	0.0638	0.7116	0.46
		4	-0.0071	0.1193	1.4413	0.9
		6	-0.0087	0.2858	1.4834	0.96
		8	-0.0207	0.5716	2.8396	0.99
0.63		2	-0.0006	0.0078	0.3311	0.92
		4	-0.0124	0.1962	0.9016	0.85
		6	-0.0078	0.2823	1.4175	0.98
		8	-0.0152	0.4883	1.879	0.99



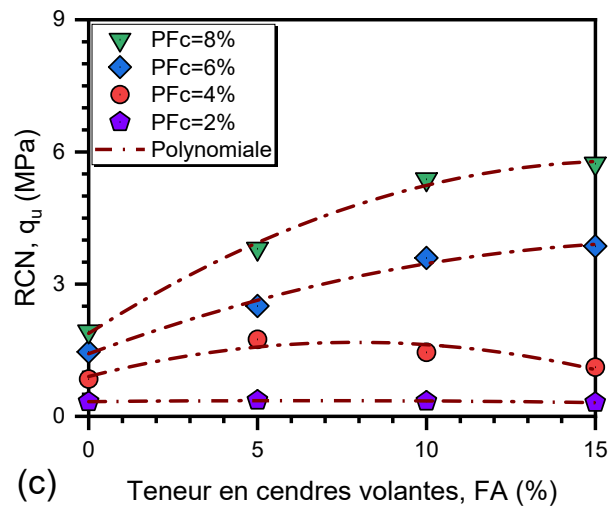


Figure 5.20 : Prédiction de la RCN par la teneur en cendres volantes des mélanges étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm

5.9.2 Relation RCN-teneur en polyuréthane

La variation de la résistance à la compression non confinée des matériaux testés en fonction de la teneur en mousse de polyuréthane est présentée à la Figure 5.21. Il ressort de cette Figure que l'incrément de la teneur en mousse de polyuréthane augmente considérablement la résistance à la compression de trois classes granulaires dérivées du sable Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 4.00$ mm, $D_{max} = 2.00$ mm, $D_{max} = 0.63$ mm) stabilisé par ($2\% \leq PFC \leq 8\%$) et teneurs en cendres volantes ($0\% \leq FA \leq 15\%$). L'équation 5.5 est proposée pour prédire la RCN en fonction du PFC :

$$RCN = a \times (PFC)^2 + b \times (PFC) + c \quad (5.5)$$

Tableau 5.2 - Paramètres a, b, c et R^2 pour l'équation (5.5)

D_{max} (mm)	D_{min} (mm)	FA (%)	a	b	c	R^2
4.00		0	-0.0559	1.0939	-1.187	0.99
		5	-0.0028	0.6	0.5582	0.96
		10	0.0781	0.2218	-0.2301	0.99
		15	0.1101	0.079	-0.1616	0.99
2.00	0.001	0	0.0296	0.0463	0.4849	0.93
		5	0.1227	-0.6024	2.0305	0.96
		10	0.0856	0.1444	-0.1819	0.99
		15	0.1101	-0.0447	0.0631	0.99
0.63		0	-0.0032	0.3022	-0.2755	0.99
		5	-0.0053	0.6074	-0.7733	0.98
		10	0.0422	0.4408	-0.779	0.99
		15	0.0671	0.2794	-0.779	0.97

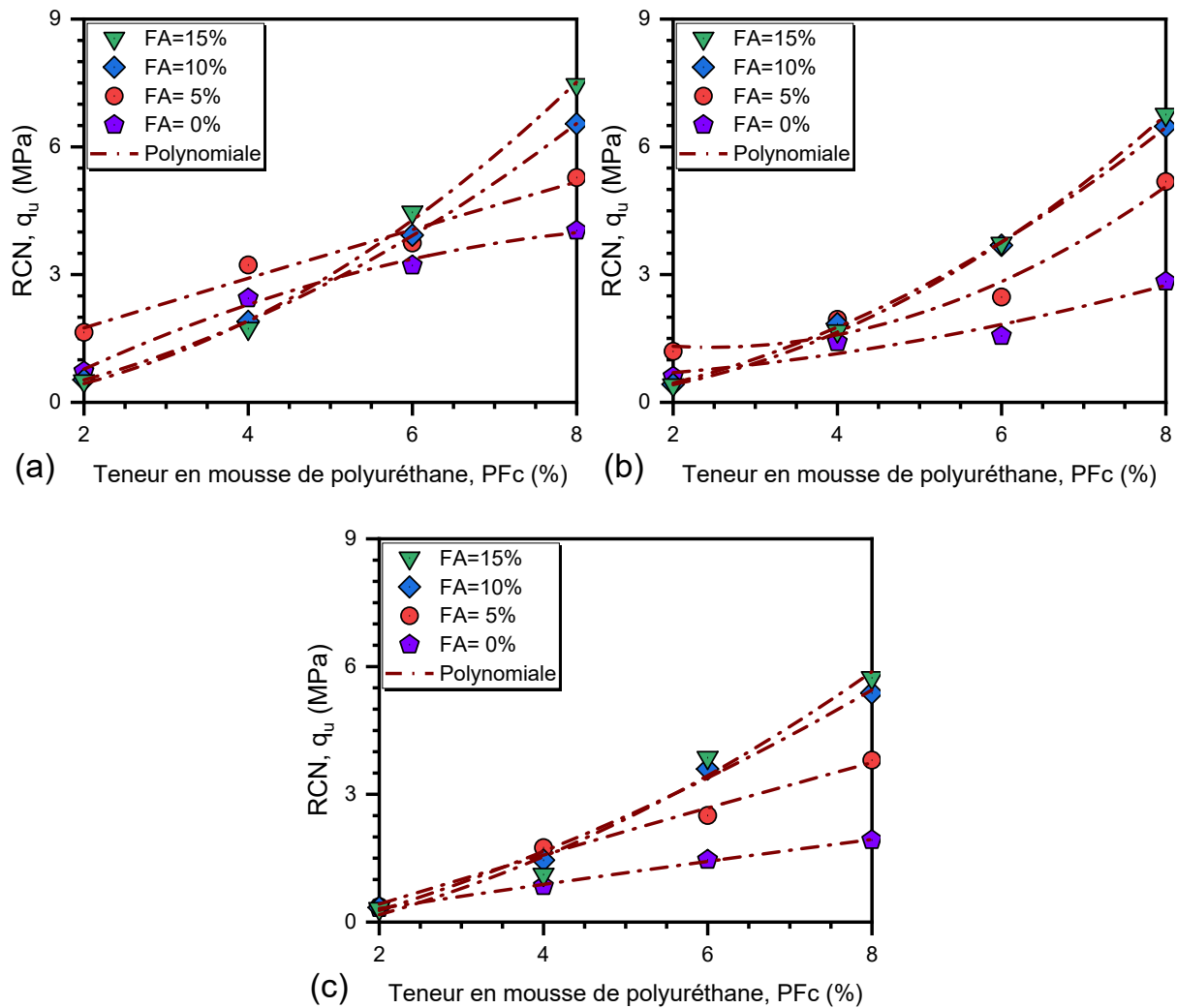


Figure 5.21 : Prédiction de la RCN par la teneur en polyuréthane des échantillons étudiés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm

5.9.3 Relation RCN-indice du facteur de cendres volantes

Un nouveau paramètre a été introduit dans cette section nommé « Indice du facteur de cendres volantes (I_{FF}) ». Il est exprimé par la formule suivante :

$$I_{FF} = n/1 + FA \quad (5.6)$$

Où : I_{FF} est l'indice du facteur de cendres volantes, n est la porosité, et FA est la teneur en cendres volantes. La Figure 5.22 présente la variation de la résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de cendres volantes. Les résultats obtenus indiquent que les valeurs de la RCN diminuent avec l'augmentation de l'Indice du facteur de cendres volantes pour tous les mélanges considérés. L'équation (5.7) est proposée pour prédire les valeurs de la résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de cendres volantes :

$$RCN = a \times (I_{FF})^2 + b \times (I_{FF}) + c \quad (5.7)$$

Tableau 5.3 - Paramètres a, b, c et R² pour l'équation (5.7)

D _{max} (mm)	D _{min} (mm)	PFC (%)	a	b	c	R ²
4.00		2	-1169.2	770.07	-125.57	0.49
		4	-1419.8	875.7	-132.23	0.63
		6	95.272	-83.518	19.714	0.98
		8	-168.2	-2.3478	18.53	0.99
2.00	0.001	2	-830.95	525.02	-82.025	0.5
		4	-938.88	548.77	-78.243	0.93
		6	-964.56	548.77	-59.686	0.96
		8	-2710.8	1410.7	-176.75	0.99
0.63		2	-0.0006	0.0078	0.3311	0.92
		4	-0.0124	0.1962	0.9016	0.85
		6	-0.0078	0.2823	1.4175	0.98
		8	-0.0152	0.4883	1.879	0.99

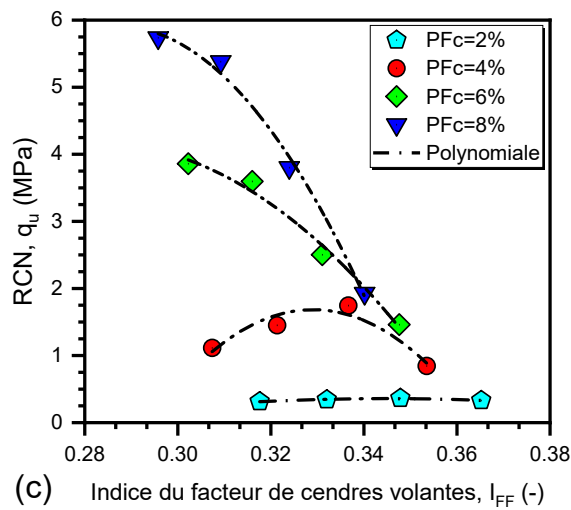
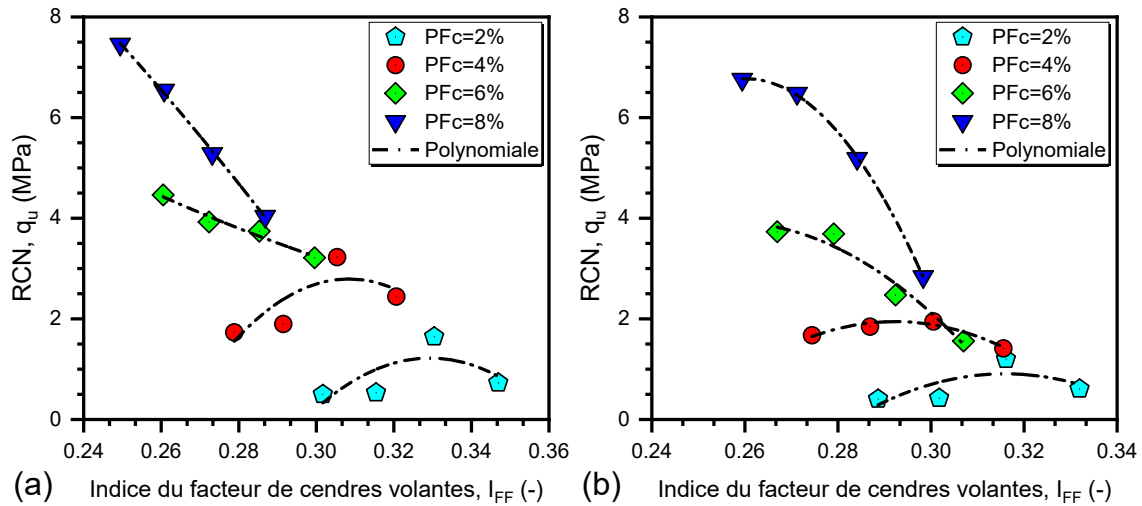


Figure 5.22 : Résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de cendres volantes des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

5.9.4 Relation RCN-indice du facteur de polymère

Dans le but de prédire la résistance à la compression non confinée (RCN) des mélanges de sable-cendres volantes stabilisé par des teneurs en mousse de polyuréthane ($2\% \leq PFC \leq 8\%$), un nouveau paramètre a été introduit dans cette étude nommé « Indice du facteur de polymère (I_{PF}) » exprimé comme le rapport entre la porosité (n) et la teneur en mousse de polyuréthane (PFC) selon l'équation suivante :

$$I_{PF} = n / PFC \quad (5.8)$$

La Figure 5.23 montre la variation de la résistance à la compression non confinée (RCN) en fonction de l'indice du facteur de polymère de trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) mélangées avec 0%, 5%, 10% et 15% de matériau de cendres volantes et améliorées par quatre teneurs en mousse de polyuréthane ($PFC = 2\%$, 4%, 6% et 8%). Les résultats obtenus indiquent clairement que la résistance à la compression non confinée pourrait être corrélée à l'indice du facteur de polymère selon une fonction de puissance avec un coefficient de détermination acceptable ($0.78 \leq R^2 \leq 0.91$). De plus, on peut voir sur La Figure 5.23 que l'indice du facteur de polymère présente des valeurs de RCN plus faibles pour toutes les catégories de mélanges sable-cendres volantes ($FA = 0\%$) par rapport à celles des mélanges sable-cendres volantes reconstituées à une teneur en cendres volantes de $FA = 15\%$, où ils présentent des valeurs plus élevées la RCN pour tous les sols testés. Ce comportement peut être attribué au rôle de la teneur en polymère dans l'augmentation de la résistance à la compression non confinée des mélanges binaires pour les différentes tailles maximales des grains considérées. En outre, les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la résistance à la compression non confinée (RCN) en fonction de l'indice du facteur de polymère des matériaux testés :

a) Pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes :

$$RCN = 40.091 \times (I_{PF})^{-1.428} ; R^2 = 0.91 \quad (5.9)$$

b) Pour les mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes :

$$RCN = 36.53 \times (I_{PF})^{-1.504} ; R^2 = 0.84 \quad (5.10)$$

c) Pour les mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-cendres volantes :

$$RCN = 61.486 \times (I_{PF})^{-1.812} ; R^2 = 0.78 \quad (5.11)$$

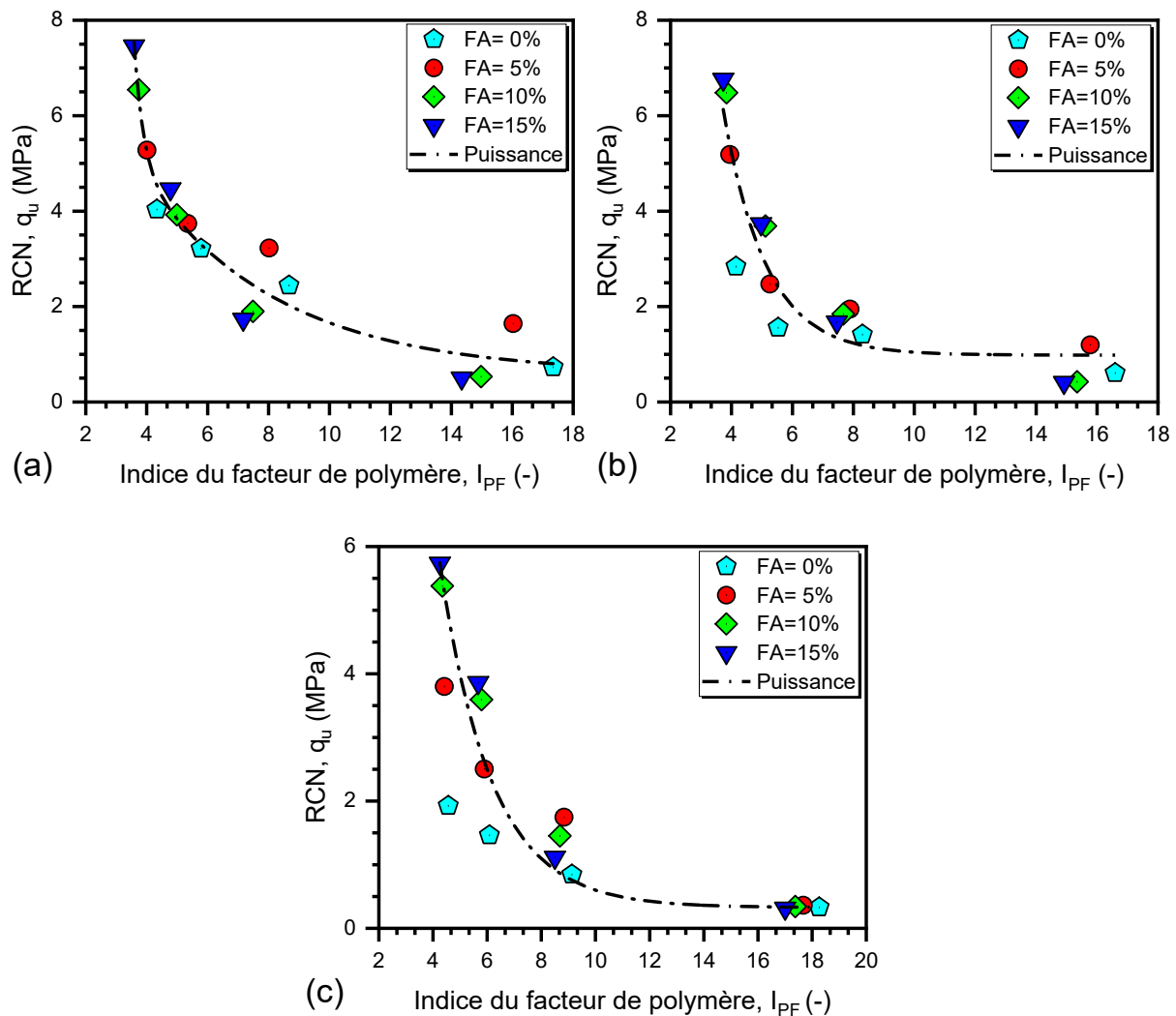


Figure 5.23 : Evolution de la résistance à la compression non confinée en fonction de l'indice du facteur de polymère des matériaux testés : (a) $D_{max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{max} = 0.63$ mm.

5.9.5 Corrélation RCN mesurée-RCN prédite

La Figure 5.24 montre la comparaison entre les données d'essai mesurées des matériaux testés et la prédiction de la résistance à la compression non confinée (RCN) des mélanges sable-cendres volantes améliorés à la mousse de polyuréthane par les équations (5.9 à 5.11). Il est clairement observé sur la Figure 5.24 que les équations (5.9 à 5.11) peuvent prédire de manière acceptable la résistance à la compression non confinée (RCN) des différents mélanges sable-cendres volantes ayant des tailles maximales des particules considérées ($D_{max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) et mélangées à différents teneurs en polyuréthane. On constate également que la prédiction par l'équation 5.9 des mélanges sable grossier ($D_{max} =$

4.00 mm)-cendres volantes de la Figure 24(a) ($R^2 = 0.97$) est légèrement meilleure que celle par l'équation 5.10 des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes de la Figure 5.24(b) ($R^2 = 0.94$), et enfin, l'équation 5.11 des mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes de la Figure 24(c) ($R^2 = 0.90$).

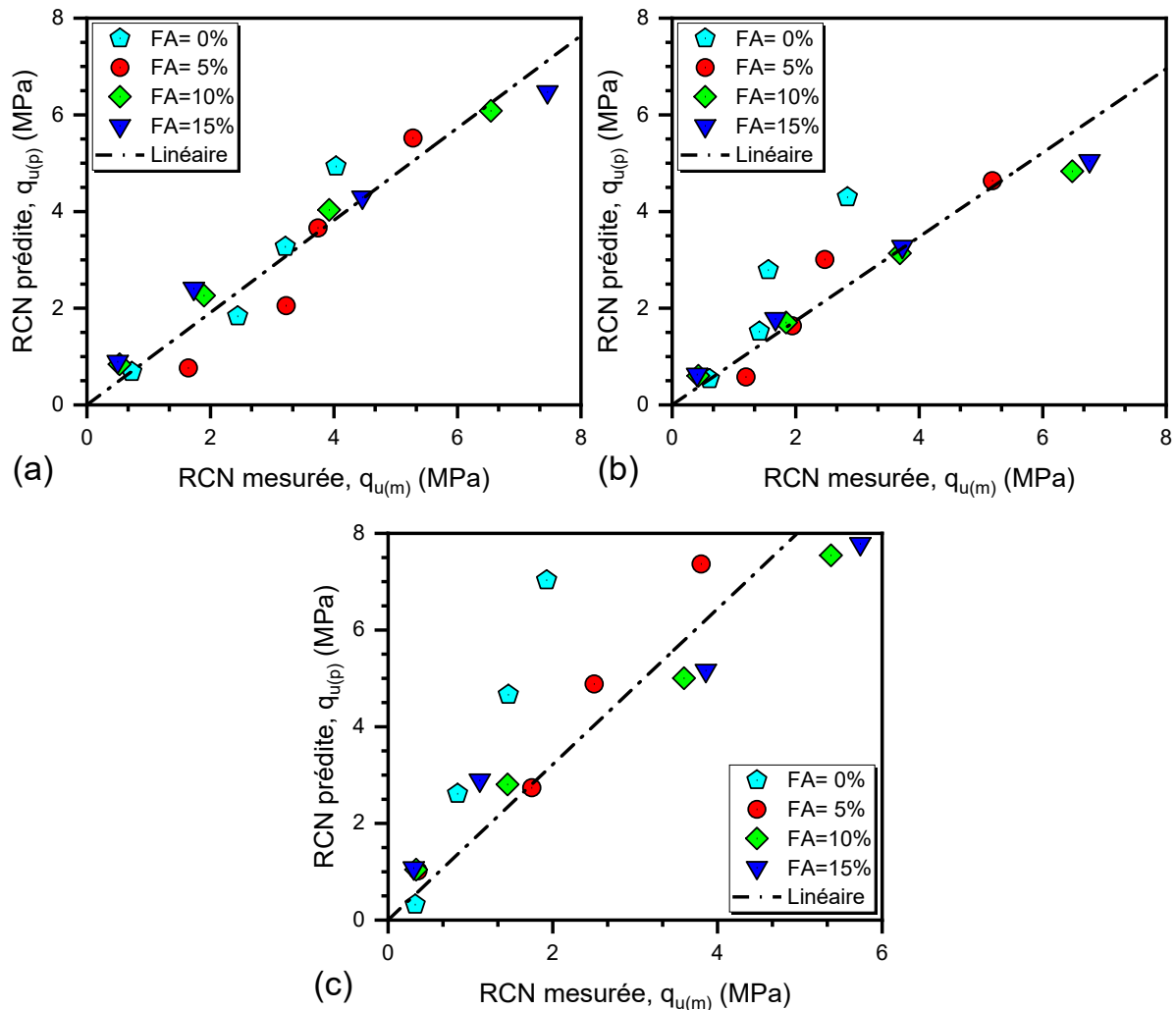


Figure 5.24 : Variation de la RCN prédite avec la RCN mesurée des matériaux testés : (a) $D_{\max} = 4.00$ mm ; (b) $D_{\max} = 2.00$ mm ; (c) $D_{\max} = 0.63$ mm.

5.9.6 Corrélation RCN-propriétés de la forme des grains

Dans cette section, nous allons étudier les effets de la forme et taille des grains sur la RCN des mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes traitées par la mousse de polyuréthane. La Figure 5.25 présente la variation de la contrainte maximale (q_u) avec la mousse de polyuréthane ($PFC = 2\%$, 4% , 6% et 8%) et les propriétés combinées de la forme des grains des mélanges sable-cendres volantes en utilisant les équations 2.4 à 2.8 (voir chapitre 2, section 2.4). Il ressort de cette Figure que l'augmentation de la teneur en polymère

(PFc) amplifie la résistance à la compression non confinée des mélanges étudiés. De plus, comme on peut le voir sur les graphiques 3D que les caractéristiques de la forme des grains ont un effet remarquable sur la RCN des différents échantillons de mélange sable-cendres volantes. La tendance générale du sol indique que l'influence des propriétés de la forme des grains est clairement observée pour la plus faible teneur en mousse de polyuréthane (PFc = 2%) et devient très prononcée pour le pourcentage de mousse de polyuréthane le plus élevé (PFc = 8%).

De plus, les Figures 5.25(a, b, c, et d) indiquent que la résistance à la compression non confinée augmente avec l'augmentation des caractéristiques de forme des grains combinées (A_{com} , S_{com} , AR_{com} , Cx_{com} et OR_{com}) des matériaux testés. En effet, les caractéristiques de forme de grain les plus élevées ($A_{com} = 0.535$, $S_{com} = 0.790$, $AR_{com} = 0.844$, $Cx_{com} = 0.922$ et $OR_{com} = 0.852$) présentent des valeurs plus élevées de la résistance à la compression non confinée (UCS = 6.76 MPa), particulièrement pour la teneur en polymère la plus élevée (PFc = 8%). La réponse observée de la résistance à la compression non confinée est le résultat du fait que l'augmentation des propriétés de la forme des particules de sable et cendres volantes avec l'ajout du PFc est caractérisée par un durcissement, induisant ainsi, une plus grande RCN des différents échantillons de sol testes.

D'autre part, la Figure 5.25e présente la variation de la RCN en fonction de PFc et la régularité globale des mélanges sable-cendres volantes. Il ressort de cette Figure, l'existence d'une bonne corrélation entre la régularité globale et la résistance à la compression non confinée des assemblages sable-cendres volantes stabilisés par la teneur en mousse de polyuréthane, avec un très bon coefficient de détermination ($R^2 = 0.96$). La corrélation entre ces trois paramètres peut être capturée par l'équation suivante :

$$RCN = -3513.33 \times (OR_{com})^2 + 0.087 \times (PFc)^2 + 28.94 \times (OR_{com}) \times (PFc) + 5812.12 \times (OR_{com}) - 24.39 \times (PFc) - 2400 \quad (5.12)$$

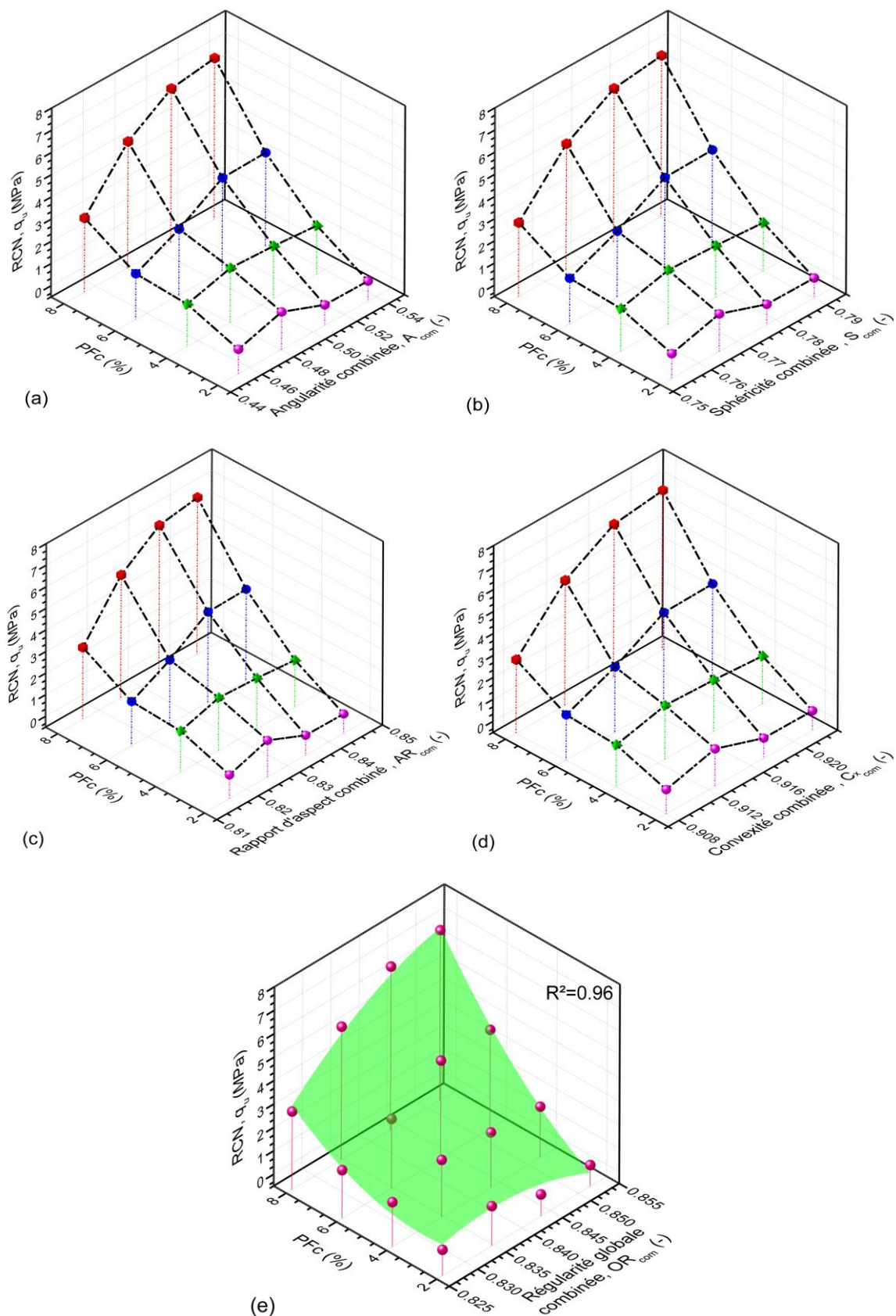


Figure 5.25 : Variation de la RCN en fonction de la PFC et des propriétés de la forme des grains des matériaux testés : (a) angularité combinée ; (b) sphéricité combinée ; (c) rapport d'aspect combiné ; (d) convexité combinée ; (e) régularité globale combinée.

5.9.7 Corrélation RCN-propriétés granulométriques

Dans le cadre de l'évaluation de la résistance à la compression non confinée en fonction des propriétés granulométriques en termes de D_{10} , D_{50} et C_u et des pourcentages de mousse de polyuréthane des matériaux utilisés. Figure 5.26 montre l'évolution de la RCN en fonction des caractéristiques granulométriques (D_{10} , D_{50} et C_u). On note que les caractéristiques granulométriques ont des effets notables sur la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes et que de bonnes corrélations peuvent être exprimées entre ces paramètres avec des coefficients de détermination acceptables ($R^2 = 0.86, 0.93$ et 0.94). En effet, la diminution du diamètre efficace " D_{10} " et du diamètre moyen " D_{50} " induit une augmentation significative de la résistance à la compression non confinée pour tous les pourcentages de la mousse de polyuréthane utilisés. De plus, il est clairement observé que pour les différents mélanges sable-cendres volantes stabilisé par PFc, les faibles valeurs des caractéristiques des grains (D_{10} et D_{50}) présentent des valeurs plus élevées de la RCN des matériaux testés [Figure 5.26(a et b)].

D'autre part, la Figure 5.26c présente l'influence du coefficient d'uniformité sur la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes-PFc. Il ressort clairement de ce graphique que la RCN augmente avec l'augmentation du coefficient d'uniformité. En outre, il semble, d'après cette Figure, que plus le coefficient d'uniformité (C_u) est élevé, plus les valeurs de la résistance à la compression non confinée des assemblages granulaires binaires sable-cendres volantes sont élevées. Les équations (5.13, 5.14 et 5.15) sont proposées pour représenter la variation de la résistance à la compression non confinée en fonction des propriétés granulométriques (D_{10} , D_{50} et C_u) et de la teneur en mousse de polyuréthane des matériaux testés :

$$RCN = -230.37 \times (D_{10})^2 + 0.087 \times (PFc)^2 - 5.76 \times (D_{10}) \times (PFc) + 57.34 \times (D_{10}) + 0.44 \times (PFc) - 2.31 \quad (5.13)$$

$$RCN = -27304.9 \times (D_{50})^2 + 0.087 \times (PFc)^2 - 63.81 \times (D_{50}) \times (PFc) + 23361.7 \times (D_{50}) - 27.02 \times (PFc) - 4995.78 \quad (5.14)$$

$$RCN = -0.03 \times (C_u)^2 + 0.087 \times (PFc)^2 + 0.03 \times (C_u) \times (PFc) + 0.62 \times (C_u) - 0.37 \times (PFc) - 1.11 \quad (5.15)$$

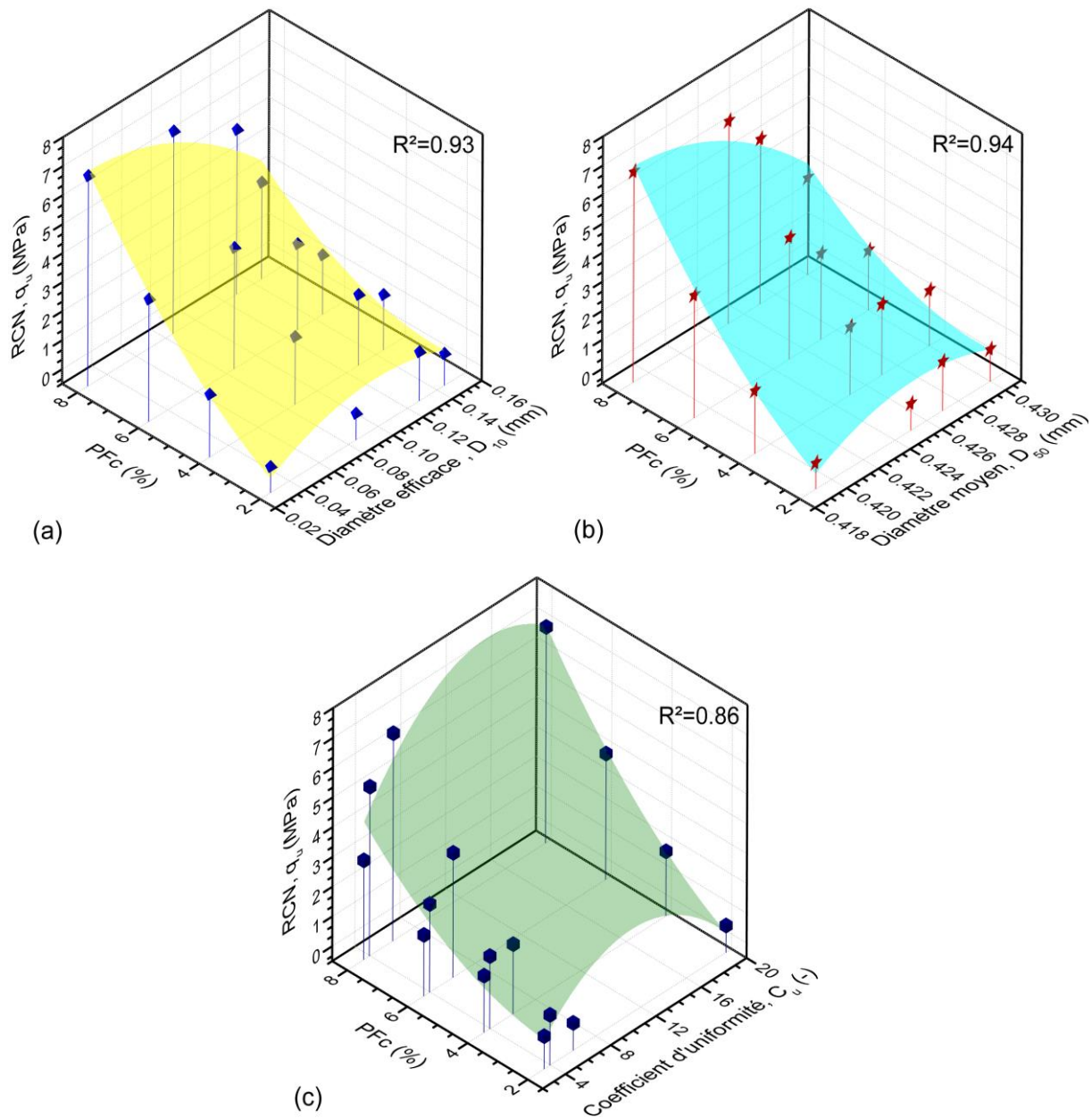


Figure 5.26 : Résistance à la compression non confinée en fonction de la mousse de polyuréthane et des propriétés de la taille maximale des particules des matériaux testés : (a) diamètre efficace ; (b) diamètre moyen ; (c) coefficient d'uniformité.

5.9.8 Corrélation RCN mesurée-RCN prédite considérant l'effet des caractéristiques morphologiques (taille et forme des grains)

Les Figures 5.27, 5.28, 5.29 et 5.30 illustrent la comparaison entre les résultats des essais mesurés des matériaux testés et ceux issues des prédictions par les équations (5.12, 5.13, 5.14 et 5.15) de la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par PFC. Il est clairement observé sur ces Figures que les équations de 5.12

à 5.15 peuvent prédire de manière acceptable la résistance à la compression non confinée des mélanges du sable ($D_{\max} = 2.00 \text{ mm}$)-FA-PFc considérés.

De plus, on constate que les valeurs prédites de la résistance à la compression non confinée sont en bon accord avec les résultats des données mesurées, avec des paramètres d'ajustement allant de $R^2 = 0.96$ à $R^2 = 0.99$ pour les matériaux testés. Par conséquent, on constate également que la prédiction par l'équation 5.12 [prédite par le paramètre de régularité globale "OR_{com}"] illustré dans la Figure 5.27 ($R^2 = 0.99$) est légèrement meilleure que celle par les équations 5.13, 5.14 et 5.15 [prédites par le diamètre effectif "D₁₀", le diamètre moyen "D₅₀" et le coefficient d'uniformité "C_u"] dans les Figures (5.28, 5.29 et 5.30) ($R^2 = 0.98, 0.98$ et 0.96) respectivement. Cela prouve une fois de plus que les caractéristiques de la morphologie des grains en termes de forme et de taille peuvent encore être appliquer pour évaluer et prédire la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane.

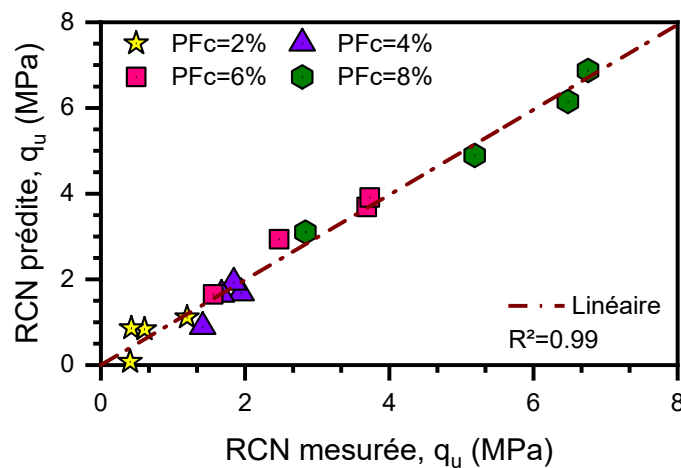


Figure 5.27 : RCN prédite par rapport à la RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.12).

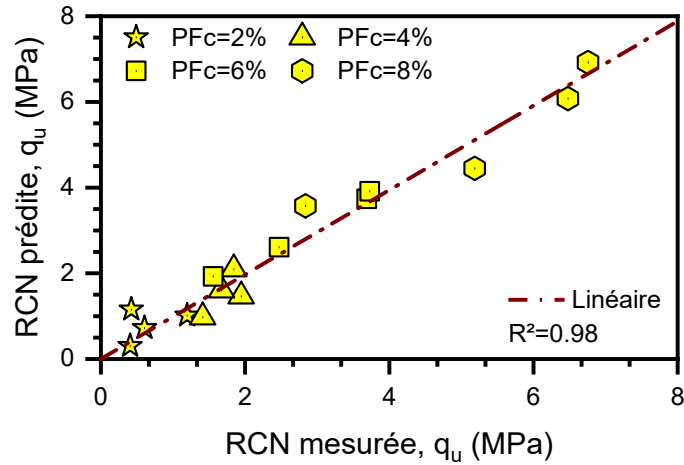


Figure 5.28 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.13).

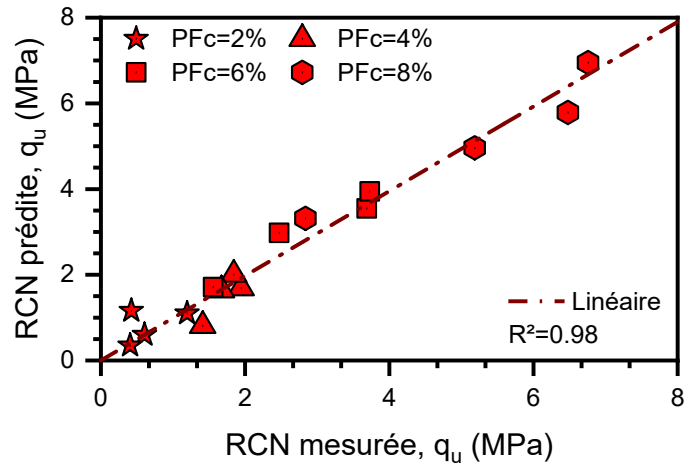


Figure 5.29 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.14).

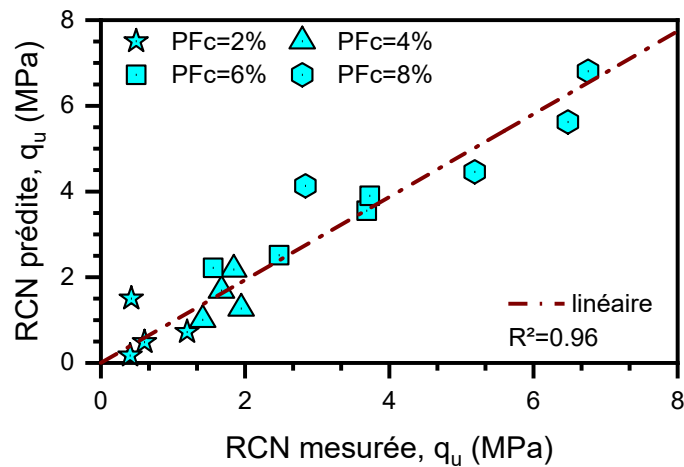


Figure 5.30 : Relation RCN prédite-RCN mesurée des matériaux testés en utilisant l'équation (5.15).

5.10 Conclusion

Ce chapitre présente les résultats d'une série d'essais de résistance à la compression non confinée (RCN) sur les échantillons de mélange sable-cendres volantes stabilisés par la mousse de polyuréthane pour déterminer et élucider l'influence de teneur en mousse de polyuréthane (PFc) et de la taille maximale des grains (D_{\max}) sur la résistance à la compression non confinée des matériaux testés. Trois classes granulaires dérivées du sable de Chlef ayant différentes tailles maximales des grains ($D_{\max} = 4.00$ mm, 2.00 mm et 0.63 mm) ont été mélangées avec les pourcentages de cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%), et quatre teneurs en mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%). Les principales conclusions peuvent être résumées comme suit :

L'ajout de la mousse de polyuréthane a induit une amélioration substantielle de la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cendres volantes étudiées : mélanges sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes, mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes et mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes.

La caractéristique de la taille maximale des particules (D_{\max}) a une influence notable sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes stabilisées par la mousse de polyuréthane, où l'augmentation de la taille maximale des grains de $D_{\max} = 0.63$ mm à $D_{\max} = 4.00$ mm induit une augmentation significative de la contrainte axiale des assemblages binaires sable-cendres volantes stabilisés avec une teneur en mousse de polyuréthane (PFc = 2%, 4%, 6% et 8%).

Les résultats obtenus montrent que les contraintes maximales et résiduelles augmentent avec l'augmentation du pourcentage de mousse de polyuréthane (PFc) et de la teneur en cendres volantes (FA) pour tous les mélanges granulaires testés. Par exemple, pour les mélanges de sable grossier ($D_{\max} = 4.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), la contrainte maximale augmente de 0.50 à 7.46 MPa (c'est-à-dire 15.0 fois) pour l'augmentation du PFc de 2% à 8%. Ensuite, pour les mélanges sable moyen ($D_{\max} = 2.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), l'augmentation du PFc de 2% à 8% induit une augmentation de la contrainte maximale de 0.40 à 6.76 MPa (c.-à-d. 16.7 fois). Enfin, pour les mélanges sable fin ($D_{\max} = 0.63$ mm)-cendres volantes (FA = 15%), la contrainte maximale augmente de 0.31 à 5.74 MPa (c.-à-d. 18.37 fois) avec l'augmentation du PFc de 2% à 8%.

Un nouveau paramètre appelé taux d'amélioration ($I_R = q_u/q_{u0}$) est considéré dans ce chapitre pour évaluer l'impact de la teneur en polyuréthane sur la contrainte axiale maximale

des sols avec ou sans teneur en cendres volantes. En effet, les résultats obtenus indiquent l'existence d'une bonne relation entre le taux d'amélioration et les proportions de mousse de polyuréthane ; où le I_R augmente avec l'augmentation de la mousse de polyuréthane pour toutes les catégories de mélanges binaires étudiés.

L'indice du facteur de polymère (I_{PF}) exprimé en termes de porosité et de teneur en polyuréthane, et indice du facteur de cendres volantes (I_{FF}) exprimé en termes de porosité et de teneur en cendres volantes, ont été utilisés dans cette analyse expérimentale afin de prédire la résistance à la compression non confinée (RCN) des mélanges granulaires binaires améliorés.

La forme des grains, ainsi que les propriétés granulométriques peuvent être considérées comme des facteurs adéquats pour prédire la résistance à la compression non confinée.

Compte tenu de leur résistance considérable à la compression non confinée, les mélanges sable-cendres volantes améliorés à base de mousse de polyuréthane pourraient offrir une solution prometteuse et innovante pour différents projets dans le domaine de travaux publics, en particulier pour l'édification des infrastructures routières (couche de forme) et ferroviaires.

*Conclusion générale
et perspectives*

Conclusion générale

Une étude en laboratoire de caractérisation a été réalisée pour évaluer la possibilité d'améliorer ou traiter des classes granulaires dérivées du sable de Chlef pour les valoriser en vue d'une éventuelle utilisation dans l'édification des infrastructures routières. Des essais de compactage et de cisaillement direct ont été effectués sur des échantillons à différentes tailles des grains des sable-cendres volantes, suivis par des essais de compression non confinée sur les mêmes mélanges traités par l'ajout de la mousse de polyuréthane. L'étude expérimentale menée dans le cadre de cette thèse a permis d'obtenir les conclusions suivantes :

▪ Mélange sable-cendres volantes

- L'ajout de cendres volantes ainsi que les propriétés granulométriques des grains jouent un rôle très influent dans l'évaluation des performances mécaniques des matériaux granulaires. En effet, la taille maximale des grains (D_{max}) et la teneur en cendres volantes (FA) ont une influence remarquable sur les coordonnées à l'optimum Proctor (densité sèche maximale " γ_{dmax} " et de teneur en eau optimale " w_{opt} ") des différents mélanges testés qui se traduit par une augmentation de la densité sèche maximale et une diminution de la teneur en eau optimale pour une augmentation de la fraction de cendres volantes de FA = 0% à FA = 15%.
- La résistance au cisaillement maximale a été fortement affectée par l'ajout des cendres volantes et l'augmentation de la taille maximale des grains induisant ainsi une augmentation de ces deux paramètres. Cependant, la résistance au cisaillement maximale montre une décroissance continue avec l'augmentation de la teneur en eau optimale des matériaux sélectionnés. Ce comportement confirme que les valeurs les plus élevées de la teneur en eau sont à l'origine de la reconstitution des mélanges sable-cendres volantes plus compressibles conduisant à des structures plus instables des échantillons.
- Les contraintes de cisaillement maximales et résiduelles augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale initiale de $\sigma_n = 100$ à $\sigma_n = 300$ kPa et la teneur en cendres volantes de FA = 0% à FA = 15%. Par exemple, pour les mélanges sable grossier ($D_{max} = 4.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15 %), la contrainte de cisaillement maximale passe de 135.86 à 348.94 kPa (soit 2.6 fois) pour l'augmentation de contrainte normale de 100 kPa à 300 kPa. Pour les mélanges sable moyen ($D_{max} = 2.00$ mm)-cendres volantes (FA = 15 %), la contrainte de cisaillement maximale passe de 106.78 kPa à 267.7 kPa (soit 2.5 fois). Ensuite, pour les mélanges sable fin ($D_{max} = 0.63$ mm)-

cenres volantes (FA = 15 %), la contrainte de cisaillement maximale passe de 106.78 kPa à 267.7 kPa (soit 2.5 fois) pour l'augmentation de contrainte normale de 100 kPa à 300 kPa.

- Afin de développer une équation reliant la résistance au cisaillement avec la contrainte normale et la teneur en cenres volantes des matériaux utilisés, un nouveau paramètre appelé [indice d'amélioration ($R_{\text{psi}} = \tau_{\text{max}}/\tau_{\text{ps0}}$)] est proposé. En effet, les résultats obtenus indiquent que le R_{psi} augmente de manière significative avec l'augmentation de la teneur en cenres volantes des matériaux testés. Les valeurs maximales de l'indice d'amélioration (R_{psi}) sont obtenues pour 15% de la teneur en cenres volantes et à la contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa pour les trois catégories de mélanges sable-cenres volantes à l'étude.
 - L'ajout des cenres volantes, et la taille maximale des grains ont une influence notable sur les angles de frottement des matériaux étudiés (angle de frottement maximal ϕ_{max} , angle de dilatance maximal ψ_{max} et l'excès de l'angle de frottement ϕ_{ex}) induisant ainsi une augmentation très signifiante avec l'augmentation de la fraction des cenres volantes et la taille maximale des grains.
 - L'analyse de la relation liant l'excès de l'angle de frottement à l'angle de dilatance maximal des mélanges à différentes teneurs en cenres volantes permet de dire que la relation contrainte-dilatance de Bolton pourrait toujours être appliquée aux mélanges sable-cenres volantes en utilisant les nouvelles équations empiriques proposées.
- **Mélange sable-cenres volantes-mousse polyuréthane**
- L'ajout de la mousse de polyuréthane induit une amélioration substantielle de la résistance à la compression non confinée des mélanges sable-cenres volantes étudiées. De plus ; il a été constaté que la caractéristique de la taille maximale des grains (D_{max}) a une influence notable sur le comportement mécanique des mélanges sable-cenres volantes traités par la mousse de polyuréthane. En effet, les contraintes maximales et résiduelles augmentent avec l'augmentation du pourcentage de mousse de polyuréthane (PFc) et de la taille maximale des grains (D_{max}) pour chaque pourcentage de teneur en cenres volantes testés.
 - Le paramètre du taux d'amélioration ($I_R = q_u/q_{u0}$) est considéré pour évaluer l'impact de la teneur en mousse de polyuréthane sur la contrainte axiale maximale des sols non traités ou traités aux cenres volantes. Les résultats obtenus indiquent l'existence d'une bonne relation entre le taux d'amélioration et les proportions de mousse de polyuréthane

; où le (I_R) augmente avec l'augmentation de la mousse de polyuréthane pour toutes les catégories de mélanges binaires étudiés.

- L'indice du facteur de polymère (I_{PF}) exprimé en termes de porosité et de teneur en polyuréthane, et l'indice du facteur de cendres volantes (I_{FF}) exprimé en termes de porosité et de teneur en cendres volantes, la forme des grains, ainsi que les propriétés granulométriques ont été utilisés dans cette analyse expérimentale afin de prédire la résistance à la compression non confinée (RCN) des mélanges granulaires binaires améliorés. Ces paramètres peuvent être considérés comme facteurs adéquats pour la prédiction de la résistance à la compression non confinée.

Perspectives

- Le traitement des sols granulaires par l'ajout des cendres volantes est fortement recommandé pour améliorer leurs propriétés physiques et mécaniques. Cette procédure a des avantages techniques et environnementaux. L'ajout des cendres volantes entraîne une augmentation de la résistance, la densité et l'angle de frottement, par contre, la compressibilité diminue. De plus, l'utilisation des cendres volantes dans le sol constitue une solution complémentaire pour réduire les émissions de CO₂, et pour la protection de l'environnement.
 - L'amélioration des mélanges sable-cendres volantes par la mousse de polyuréthane pourrait offrir une solution prometteuse et innovante dans différentes applications dans le domaine de travaux publics, en particulier pour l'édification des infrastructures routières (remblai, couche de forme...), et ferroviaires.
- Compte tenu de l'importance des différents aspects développés au cours de ce travail traitant le comportement mécanique des sols granulaires. Les points suivants seront d'une importance vitale à discuter et à compléter à l'issue du travail réalisé dans le cadre de cette thèse :
- Réalisation des essais de compactage modifié et des essais de CBR sur les mélanges sable-cendres volantes.
 - Étude du comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes à l'aide d'un appareil triaxial statique ou cyclique.

- Étude de l'effet de différents paramètres (température, temps de cure...) sur la résistance à la compression non confinée et de traction des sols granulaires stabilisés avec la mousse de polyuréthane et cendres volantes.
- Réalisation d'autres essais (perméabilité, compressibilité...) pour étudier le comportement hydromécanique des sols granulaires.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

- Abbasi, N. & Mahdieh, M. (2018). "Improvement of geotechnical properties of silty sand soils using natural pozzolan and lime". *International Journal of Geo-Engineering*, **9**(4). doi:10.1186/s40703-018-0072-4
- Abbasi, N.; Farjad, A.; Sepehri, S. (2018). "The Use of Nanoclay Particles for Stabilization of Dispersive Clayey Soils". *Geotechnical and Geological Engineering*, **36**(1), 327–335. doi:10.1007/s10706-017-0330-9
- Abdou Lawane, G.; Messan, A.; Pantet, A.; Vinai, R.; Thomassin, J. H. (2014). "Local Materials for Building Houses: Laterite Valorization in Africa". *Advanced Materials Research*, 875-877, 324–327. doi:10.4028/www.scientific.net/amr.875-877.324
- Afrin, H. (2017). "A review on different types soil stabilization techniques". *International Journal of Transportation Engineering and Technology*, **3**(2), 19-24. doi: 10.11648/j.ijtet.20170302.12
- Ajorloo, A. M.; Mroueh, H.; Lancelot, L. (2011). "Experimental Investigation of Cement Treated Sand Behavior Under Triaxial Test". *Geotechnical and Geological Engineering*, **30**(1), 129–143. doi:10.1007/s10706-011-9455-4
- Akacem, M.; Zentar, R.; Mekerta, B.; Sadok, A.; Moulay Omar, H. (2019). "Co-valorisation of Local Materials Tuffs and Dune Sands in Construction of Roads". *Geotechnical and Geological Engineering*, **38**(1), 435–447. doi:10.1007/s10706-019-01035-4
- Alnunu, M. Z. & Nalbantoglu, Z. (2019). "Performance of Loose Sand with Different Waste Materials in Stone Column". *Environmental Geotechnics*, 1–7. doi:10.1680/jenge.18.00079
- Al-Refeai, T. & Al-Suhaibani, A. (1998). "Dynamic and Static Characterization of Polypropylene Fiber-Reinforced Dune Sand". *Geosynthetics International*, **5**(5), 443–458. doi:10.1680/gein.5.0132
- Al-Rkaby, A. H. J. (2019). "Strength and Deformation of Sand-Tire Rubber Mixtures (STRM): An Experimental Study". *Studia Geotechnica et Mechanica*. <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0007>
- Alshibli, K. A. & Cil, M. B. (2018). "Influence of Particle Morphology on the Friction and Dilatancy of Sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **144**(3), 04017118. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001841

- Artavia, L. D. & Macosko, C. W. (1994). "Polyurethane flexible foam formation". *Low Density Cellular Plastics*, 22–55. doi:10.1007/978-94-011-1256-7_2
- ASTM, D2166. (2016). "Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil". doi: 10.1520/D2166_D2166M-16
- ASTM, D2487. (2017). "Classification of Soils for Engineering Purposes - Unified Soil Classification System". doi: 10.1520/D2487-17
- Ayeldeen, M. K.; Negm, A. M.; El Sawwaf, M. A. (2016). "Evaluating the physical characteristics of biopolymer/soil mixtures". *Arabian Journal of Geosciences*, **9**(5). doi:10.1007/s12517-016-2366-1
- Ayininuola, G. M. & Abidoye, S. P. (2018). "Soil Stabilization Using Bitumen Emulsion and Cement Combination as Additive". *Journal of Earth Science and Engineering*, **8**, 66-74. doi: 10.17265/2159-581X/2018.02.000
- Baghdadi, Z. A. & Rahman, M. A. (1990). "The potential of cement kiln dust for the stabilization of dune sand in highway construction". *Building and Environment*, **25**(4), 285–289. doi:10.1016/0360-1323(90)90001-8
- Bai, Y.; Liu, J.; Song, Z.; Bu, F.; Qi, C.; Qian, W. (2019). "Effects of Polypropylene Fiber on the Liquefaction Resistance of Saturated Sand in Ring Shear Tests". *Applied Sciences*, **9**(19), 4078. doi:10.3390/app9194078
- Belkhatir, M.; Schanz, T.; Arab, A.; Della, N.; Kadri, A. (2014). "Insight into the Effects of Gradation on the Pore Pressure Generation of Sand–Silt Mixtures". *Geotechnical Testing Journal*, **37**(5), 20130051. doi:10.1520/gtj20130051
- Berthaud, Y.; De Buhan, P.; Schmitt, N. (2013). "Aide-mémoire de mécanique des sols", Dunod Ed. 2^e édition, Dunod Ed./L'Usine Nouvelle, collection Aide-mémoire de l'ingénieur, 320 p.
- Bo, M. W.; Na, Y. M.; Arulrajah, A.; Chang, M. F. (2009). "Densification of granular soil by dynamic compaction". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, **162**(3), 121–132. doi:10.1680/grim.2009.162.3.121
- Bolton, M. D. (1986). "The strength and dilatancy of sands". *Géotechnique*, **36**(1), 65–78. doi:10.1680/geot.1986.36.1.65
- Borhani, A. & Fakharian, K. (2016). "Effect of Particle Shape on Dilative Behavior and Stress Path

- Characteristics of Chamkhaleh Sand in Undrained Triaxial Tests”. *International Journal of Civil Engineering*, **14**(4), 197–208. doi:10.1007/s40999-016-0048-8
- Briaud, J. L. (2001). “Introduction to soil moduli”. *Geotechnical News*, **19**(2), 54-58.
- Brito Da Silva, T.; De Souza Correia, N.; De Oliveira Kühn, V. (2021). “Effect of compaction energy on grain breakage of CDW, local soil and soil-CDW mixtures”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–11. doi:10.1080/19386362.2021.1932311
- Budhu, M. (2011). “Soil mechanics and foundations”. *John Wiley & Sons, Inc.*, Third edition.
- Buzzi, O.; Fityus, S.; Sloan, S. W. (2010). “Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations”. *Canadian Geotechnical Journal*, **47**(6), 623–634. doi:10.1139/t09-132
- Carraro, J. A. H.; Prezzi, M.; Salgado, R. (2009). “Shear Strength and Stiffness of Sands Containing Plastic or Nonplastic Fines”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**(9), 1167–1178. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2009)135:9(1167)
- Chang, C. S. & Yin, Z.-Y. (2011). “Micromechanical modeling for behavior of silty sand with influence of fine content”. *International Journal of Solids and Structures*, **48**(19), 2655–2667. doi:10.1016/j.ijsolstr.2011.05.014
- Chang, I.; Im, J.; Cho, G.-C. (2016). “Geotechnical engineering behaviors of gellan gum biopolymer treated sand”. *Canadian Geotechnical Journal*, **53**(10), 1658–1670. doi:10.1139/cgj-2015-0475
- Chang, I.; Prasadhi, A. K.; Im, J.; Cho, G.-C. (2015). “Soil strengthening using thermo-gelation biopolymers”. *Construction and Building Materials*, **77**, 430–438. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.12.116
- Chen, M.; Wu, G.; Gan, B.; Jiang, W.; Zhou, J. (2018). “Physical and Compaction Properties of Granular Materials with Artificial Grading behind the Particle Size Distributions”. *Advances in Materials Science and Engineering*, **2018**, 1–20. doi:10.1155/2018/8093571
- Chen, Q.; Yu, R.; Tao, G.; Zhang, J.; Nimbalkar, S. (2021b). “Shear behavior of polyurethane foam adhesive improved calcareous sand under large-scale triaxial test”. *Marine Georesources & Geotechnology*, **39**(12), 1449-1458. doi:10.1080/1064119x.2020.1849473
- Chen, Q.-S.; Peng, W.; Tao, G.-L.; Nimbalkar, S. (2020). “Strength and Deformation Characteristics of Calcareous Sands Improved by PFA”. *KSCE Journal of Civil Engineering*. doi:10.1007/s12205-020-0458-7

- Chen, Y.; Jaksa, M. B.; Kuo, Y. L.; Airey, D. W. (2021a). “Investigating the effectiveness of Rolling Dynamic Compaction (RDC) using Discrete Element Method (DEM)”. *Granular Matter*, **23**(4), 1-21. <https://doi.org/10.1007/s10035-021-01164-9>
- Cherif Taiba, A. (2017). “Laboratory Study on Susceptibility of Liquefaction of Silty Sand Soils: Effect of Size and Shape of Grain”. *Ph.D. Thesis*, University of Chlef, Algeria.
- Cherif Taiba, A.; Belkhatir, M.; Kadri, A.; Mahmoudi, Y.; Schanz, T. (2016). “Insight into the Effect of Granulometric Characteristics on the Static Liquefaction Susceptibility of Silty Sand Soils”. *Geotechnical and Geological Engineering*, **34**(1), 367–382. doi:10.1007/s10706-015-9951-z
- Cherif Taiba, A.; Mahmoudi, Y.; Belkhatir, M.; Kadri, A.; Schanz, T. (2014). “Effect of gradation on mechanical behavior of silty sand soils”. *Colloque International «Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures»*.
- Cherif Taiba, A.; Mahmoudi, Y.; Belkhatir, M.; Schanz, T. (2018). “Experimental Investigation into the Influence of Roundness and Sphericity on the Undrained Shear Response of Silty Sand Soils”. *Geotechnical Testing Journal*. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170118>
- Cherif Taiba, A.; Mahmoudi, Y.; Hazout, L.; Belkhatir, M.; Baille, W. (2019a). “Evaluation of hydraulic conductivity through particle shape and packing density characteristics of sand–silt mixtures”. *Marine Georesources & Geotechnology*, 1–13. doi:10.1080/1064119x.2018.1539891
- Cherif Taiba, A.; Mahmoudi, Y.; Hazout, L.; Belkhatir, M.; Baille, W. (2019b). “Effects of gradation on the mobilized friction angle for the instability and steady states of sand-silt mixtures: Experimental Evidence”. *Acta Geotechnica Slovenica*. **16**(1), 79-95. <https://doi.org/10.18690/actageotechslov.16.1.79-95.2019>
- Cherrak, M.; Morsli, M.; Boutemour, R.; Bali, A. (2015). “Valorization of the use of calcareous tuff and dune sand in Saharan road design”. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, **9**, 665-676. doi: 10.17265/1934-7359/2015.06.004
- Cho, G.-C.; Dodds, J.; Santamarina, J. C. (2006). “Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness, and Strength: Natural and Crushed Sands”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(5), 591–602. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:5(591)
- Das, B. M. & Sivakugan, N. (2016). “Introduction to geotechnical engineering”. *Cengage Learning*.
- Davidson, R. L. (1980). “Handbook of water-soluble gums and resins”. *New York : McGraw-Hill*.

- Denine, S.; Della, N.; Feia, S.; Muhammed, R. D.; Canou, J.; Dupla, J.-C. (2019). “Shear behavior of geotextile-reinforced Chlef sand in the Mediterranean region: Laboratory investigation”. *Marine Georesources & Geotechnology*, **37**(5), 599-608. doi:10.1080/1064119x.2018.1466224
- Dhouib, A.; Magnan, J.-P.; Guilloux, A. (2004). “Procédés d’amélioration des sols : historique, méthodes de reconnaissance, applications et données économiques”. *ASEP-GI 2004* -Vol. 2 Magnan (ed.), Presses de l’ENPC/LCPC, Paris.
- Dias, D. & Gripon, J. (2013). “Comportement d’un massif renforcé par inclusions rigides verticales à inertie variable”. *Revue Française de Géotechnique*, (143), 39-47. <https://doi.org/10.1051/geotech/2013143039>
- Feng, S.-J.; Shui, W.-H.; Tan, K.; Gao, L.-Y.; He, L.-J. (2011). “Field Evaluation of Dynamic Compaction on Granular Deposits”. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **25**(3), 241–249. doi:10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000160
- Fioravante, V. (2002). “On the Shaft Friction Modelling of Non-Displacement Piles in Sand”. *Soils and Foundations*, **42**(2), 23–33. doi:10.3208/sandf.42.2_23
- Galaa, A.; Salem, M.; Ibrahim, M.; Hussein, A. (2018). “Static and cyclic shear behaviour of saline dredged sand”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–12. doi:10.1080/19386362.2018.1550135
- García-Díaz, I.; Gázquez, M. J.; Bolivar, J. P.; López, F. A. (2016). “Characterization and Valorization of Norm Wastes for Construction Materials”. *Management of Hazardous Wastes*. doi:10.5772/63196
- García-Ochoa, F.; Santos, V.E.; Casas, J.A.; Gómez, E. (2000). “Xanthan gum: production, recovery, and properties”, *Biotechnology Advances*, **18**(7), 549–579. doi:10.1016/s0734-9750(00)00050-1
- Gray, D. H. & Al-Refeai, T. (1986). “Behavior of Fabric-Versus Fiber-Reinforced Sand”. *Journal of Geotechnical Engineering*, **112**(8), 804–820. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1986)112:8(804)
- Gu, Q. & Lee, F.-H. (2002). “Ground response to dynamic compaction of dry sand”. *Géotechnique*, **52**(7), 481–493. doi:10.1680/geot.2002.52.7.481
- Guzman, I. L.; Iskander, M.; Suescun-Florez, E.; Omidvar, M. (2014). “A transparent aqueous-saturated sand surrogate for use in physical modeling”. *Acta Geotechnica*, **9**(2), 187–206. doi:10.1007/s11440-013-0247-2

- Haeri, S.M.; Noorzad, R.; Oskoorouchi, A.M. (2000). "Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand". *Geotextiles and Geomembranes*, **18**(6), 385–402. doi:10.1016/s0266-1144(00)00005-4
- Han, J. (2015). "Principles and practice of ground improvement". *John Wiley & Sons, Inc.*, Hoboken, New Jersey.
- He, J.; Chu, J.; Ivanov, V. (2013). "Mitigation of liquefaction of saturated sand using biogas". *Géotechnique*, **63**(4), 267–275. doi:10.1680/geot.sip13.p.004
- Hejazi, S. M.; Sheikhzadeh, M.; Abtahi, S. M.; Zadhoush, A. (2012). "A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers". *Construction and Building Materials*, **30**, 100–116. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.045
- Holmes, R. (1995). "Introduction to Civil Engineering Construction", *College of Estate Management*, 3rd edition (November 1, 1995).
- Indraratna, B. & Salim, W. (2002). "Modelling of particle breakage of coarse aggregates incorporating strength and dilatancy". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, **155**(4), 243–252. doi:10.1680/geng.2002.155.4.243
- Janalizadeh Choobbasti, A.; Ghalandarzadeh, A.; Esmaili, M. (2013). "Experimental study of the grading characteristic effect on the liquefaction resistance of various graded sands and gravelly sands". *Arabian Journal of Geosciences*, **7**(7), 2739–2748. doi:10.1007/s12517-013-0886-5
- Jenck, O. & Dias, D. (2009). "Modélisations physiques et numériques d'un matelas granulaire érigé sur sol compressible renforcé par inclusions rigides". *Revue Française de Géotechnique*, (126-127), 77-91. <https://doi.org/10.1051/geotech/2009126077>
- Keramatikerman, M.; Chegenizadeh, A.; Nikraz, H. (2017). "Experimental study on effect of fly ash on liquefaction resistance of sand". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **93**, 1–6. doi:10.1016/j.soildyn.2016.11.012
- Keramatikerman, M.; Chegenizadeh, A.; Nikraz, H. (2018). "Effect of Flyash on Post-Cyclic Behavior of Sand". *Journal of Earthquake Engineering*, 1–13. doi:10.1080/13632469.2018.1494643
- Khatami, H. R. & O'Kelly, B. C. (2013). "Improving Mechanical Properties of Sand Using Biopolymers". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**(8), 1402–1406. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000861

- Kim, D.; Nam, B. H.; Youn, H. (2018). “Effect of clay content on the shear strength of clay–sand mixture”. *International Journal of Geo-Engineering*, **9**(1). doi:10.1186/s40703-018-0087-x
- Kolay, P. K.; Puri, V. K.; Lama Tamang, R.; Regmi, G.; Kumar, S. (2019). “Effects of Fly Ash on Liquefaction Characteristics of Ottawa Sand”. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, **5**(2). doi:10.1007/s40891-019-0158-x
- Kong, X.; Liu, J.; Zou, D.; Liu, H. (2016). “Stress-Dilatancy Relationship of Zipingpu Gravel under Cyclic Loading in Triaxial Stress States”. *International Journal of Geomechanics*, **16**(4), 04016001. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000584
- Ladd, R. S. (1978). “Preparing test specimens using undercompaction”. *Geotechnical testing journal*, **1**(1), 16-23. <https://doi.org/10.1520/GTJ10364J>
- Latifi, N.; Horpibulsuk, S.; Meehan, C. L.; Abd Majid, M. Z.; Tahir, M. M.; Mohamad, E. T. (2017). “Improvement of Problematic Soils with Biopolymer—An Environmentally Friendly Soil Stabilizer”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, **29**(2), 04016204. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001706
- Latifi, N.; Rashid, A. S. A.; Siddiqua, S.; Majid, M. Z. A. (2016). “Strength measurement and textural characteristics of tropical residual soil stabilised with liquid polymer”. *Measurement*, **91**, 46–54. doi:10.1016/j.measurement.2016.05.029
- LCPC-SETRA, G. T. S. (2000). Guide Technique. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC-SETRA (Paris-Bagneux), 240p.
- Lee, S.; Chung, M.; Park, H. M.; Song, K.-I.; Chang, I. (2019b). “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. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0002909
- Lee, S.; Im, J.; Cho, G.-C.; Chang, I. (2019a). “Laboratory triaxial test behavior of xanthan gum biopolymer-treated sands”. *Geomechanics and Engineering*, **17**(5), 445. doi:10.12989/gae.2019.17.5.445
- Li, S.; Liu, R.; Zhang, Q.; Zhang, X. (2016). “Protection against water or mud inrush in tunnels by grouting: A review”. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **8**(5), 753–766. doi:10.1016/j.jrmge.2016.05.002

- Lings, M. L. & Dietz, M. S. (2005). “The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation”. *Soils and foundations*, **45**(6), 1–14. doi:10.3208/sandf.45.1
- Lini Dev, K.; Pillai, R. J.; Robinson, R. G. (2016). “Drained angle of internal friction from direct shear and triaxial compression tests”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, **10**(3), 283–287. doi:10.1080/19386362.2015.1133754
- Liu, J.; Bai, Y.; Li, D.; Wang, Q.; Qian, W.; Wang, Y.; Wei, J. (2018). “An Experimental Study on the Shear Behaviors of Polymer-Sand Composite Materials after Immersion”. *Polymers*, **10**(8), 924. doi:10.3390/polym10080924
- Liu, J.; Chen, Z.; Kanungo, D. P.; Song, Z.; Bai, Y.; Wang, Y.; Li, D.; Qian, W. (2019b). “Topsoil reinforcement of sandy slope for preventing erosion using water-based polyurethane soil stabilizer”. *Engineering Geology*, **252**(2019), 125–135. doi:10.1016/j.enggeo.2019.03.003
- Liu, J.; Wang, Y.; Kanungo, D. P.; Wei, J.; Bai, Y.; Li, D.; Lu, Y. (2019a). “Study on the Brittleness Characteristics of Sand Reinforced with Polypropylene Fiber and Polyurethane Organic Polymer”. *Fibers and Polymers*, **20**(3), 620–632. doi:10.1007/s12221-019-8779-1
- Liu, P.; Meng, M.; Xiao, Y.; Liu, H.; Yang, G. (2021). “Dynamic properties of polyurethane foam adhesive-reinforced gravels”. *Science China Technological Sciences*, **64**, 535–547. doi:10.1007/s11431-020-1707-5
- Lo, S. R. & Wardani, S. P. (2002). “Strength and dilatancy of a silt stabilized by a cement and fly ash mixture”. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(1), 77–89. doi:10.1139/t01-062
- Lopez-Querol, S.; Arias-Trujillo, J.; GM-Elipe, M.; Matias-Sanchez, A.; Cantero, B. (2017). “Improvement of the bearing capacity of confined and unconfined cement-stabilized aeolian sand”. *Construction and Building Materials*, **153**, 374–384. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.07.124
- López-Querol, S.; Peco, J.; Arias-Trujillo, J. (2014). “Numerical modeling on vibroflotation soil improvement techniques using a densification constitutive law”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **65**, 1–10. doi:10.1016/j.soildyn.2014.05.010
- Ma, G.; Zhou, W.; Chang, X.-L.; Yuan, W. (2014). “Combined FEM/DEM Modeling of Triaxial Compression Tests for Rockfills with Polyhedral Particles”. *International Journal of Geomechanics*, **14**(4), 04014014. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000372

- Madhusudhan, B. R.; Boominathan, A.; Banerjee, S. (2019). “Factors Affecting Strength and Stiffness of Dry Sand-Rubber Tire Shred Mixtures”. *Geotechnical and Geological Engineering*, **37**, 2763–2780. doi:10.1007/s10706-018-00792-y
- Ménard, L. & Broise, Y. (1975). “Theoretical and practical aspect of dynamic consolidation”. *Géotechnique*, **25**(1), 3–18. doi:10.1680/geot.1975.25.1.3
- Mitani, T. & Hamada, H. (2003). “Prediction of flow patterns in the polyurethane foaming process by numerical simulation considering foam expansion”. *Polymer Engineering & Science*, **43**(9), 1603–1612. doi:10.1002/pen.10134
- Mohamed Jais, I. B. (2017). “Rapid remediation using polyurethane foam/resin grout in Malaysia”. *Geotechnical Research*, **4**(2), 107–117. doi:10.1680/jgere.17.00003
- Mola-Abasi, H.; Kordtabar, B.; Kordnaeij, A. (2016). “Effect of Natural Zeolite and Cement Additive on the Strength of Sand”. *Geotechnical and Geological Engineering*, **34**(5), 1539–1551. doi:10.1007/s10706-016-0060-4
- Nagula, S.; Nguyen, M.; Grabe, J.; Kardel, J.; Bahl, T. (2021). “Field measurements and numerical analysis of vibroflotation of sand”. *Géotechnique*, 1-17. <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.p.195>
- Nawagamuwa, U. P. & Wijesooriya, N. (2018). “Use of flyash to improve soil properties of drinking water treatment sludge”. *International Journal of Geo-Engineering*, **9**(3), pp 1-8. <https://doi.org/10.1186/s40703-018-0071-5>
- NF P94-093. (1999). “Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié”. *AFNOR*.
- Nicholson, Peter G. (2015). “Soil Improvement and Ground Modification Methods”. *Butterworth-Heinemann*. <https://doi.org/10.1016/C2012-0-02804-9>
- Nimbalkar, S.; Indraratna, B.; Dash, S. K.; Christie, D. (2012). “Improved Performance of Railway Ballast under Impact Loads Using Shock Mats”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(3), 281–294. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000598
- Nouri, S.; Nechnech, A.; de Lurdes Costa Lopes, M. (2019). “Bearing Capacity Behavior of the Clay and Sand Interface Reinforced with Geotextiles”. *Advances in Science, Technology & Innovation*, 301–303. doi:10.1007/978-3-030-01665-4_69
- Ören, A. H. (2014). “Estimating compaction parameters of clayey soils from sediment volume test”.

- Applied Clay Science*, 101, 68–72. doi:10.1016/j.clay.2014.07.019
- Patel, S. K. & Singh, B. (2017). “Shear strength response of glass fibre-reinforced sand with varying compacted relative density”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–13. doi:10.1080/19386362.2017.1352157
- Phanikumar, B. R. & Nagaraju, T. V. (2018). “Effect of Fly Ash and Rice Husk Ash on Index and Engineering Properties of Expansive Clays”. *Geotechnical and Geological Engineering*. doi:10.1007/s10706-018-0544-5
- Prabakar, J.; Dendorkar, N.; Morchhale, R. K. (2004). “Influence of fly ash on strength behavior of typical soils”. *Construction and Building Materials*, **18**(4), 263–267. doi:10.1016/j.conbuildmat.2003.11.003
- Rabbani, P.; Daghigh, Y.; Atrechian, M. R.; Karimi, M.; Tolooiyan, A. (2012). “The potential of lime and grand granulated blast furnace slag (GGBFS) mixture for stabilisation of desert silty sands”. *Journal of Civil Engineering Research*, **2**(6), 108–119. doi: 10.5923/j.jce.20120206.07
- Rahman, M. W. & Arafat, M. T. (2021). “Gellan and xanthan-based nanocomposites for tissue engineering”. *Woodhead Publishing Series in Biomaterials*, **46**, 155–190. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-821230-1.00004-9>
- Rahman, W.; Freer-Hewish, R.; Ghataora, G. S. (2008). “Investigation into the Use of Cement Stabilized Sand in Road Pavement Construction in Bangladesh”. *Airfield and Highway Pavements*. doi:10.1061/41005(329)37
- Raj, P. P. (1999). “Ground improvement techniques”, (HB). *Firewall Media*.
- Rajagopal, K.; Krishnaswamy, N. R.; Madhavi Latha, G. (1999). “Behaviour of sand confined with single and multiple geocells”. *Geotextiles and Geomembranes*, **17**(3), 171–184. doi:10.1016/s0266-1144(98)00034-x
- Reynolds, O. (1885). “LVII. On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations”. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, **20**(127), 469–481. doi:10.1080/14786448508627791
- Sabbar, A. S.; Chegenizadeh, A.; Nikraz, H. (2017). “Static liquefaction of very loose sand–slag–bentonite mixtures”. *Soils and Foundations*, **57**(3), 341–356. doi:10.1016/j.sandf.2017.05.003
- Sadek, S.; Najjar, S. S.; Freiha, F. (2010). “Shear Strength of Fiber-Reinforced Sands”. *Journal of*

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **136**(3), 490–499. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000235
- Saeid, A.; Amin, C.; Hamid, N. (2012). “Laboratory investigation on the compaction properties of lime and fly ash composite.” *International Conference on Civil and Architectural Applications (ICCAA '2012)*, (December 18-19, 2012), Thailand, pp.79-83
- Saha, M. C.; Mahfuz, H.; Chakravarty, U. K.; Uddin, M.; Kabir, M. E.; Jeelani, S. (2005). “Effect of density, microstructure, and strain rate on compression behavior of polymeric foams”. *Materials Science and Engineering: A*, **406**(1-2), 328–336. doi:10.1016/j.msea.2005.07.006
- Salgado, R.; Bandini, P.; Karim, A. (2000). “Shear Strength and Stiffness of Silty Sand”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**(5), 451–462. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:5(451)
- Schanz, T. & Vermeer, P. A. (1996). “Angles of friction and dilatancy of sand”. *Géotechnique*, **46**(1), 145–151. doi:10.1680/geot.1996.46.1.145
- Schlosser, F. (1997). “Exposé sur le thème: Amélioration et renforcement des sols”. In *Comptes rendus du quatorzième conférence internationale de Mécanique des sols et des travaux de fondation*, Hambourg, 6-12 septembre 1997 (Vol. 4, p. 2445). CRC Press.
- Sidek, N.; Mohamed, K.; Jais, I. B. M.; Abu Bakar, I. A. (2015). “Strength Characteristics Of Polyurethane (PU) With Modified Sand”. *Applied Mechanics and Materials*, **773-774**, 1508–1512. doi:10.4028/www.scientific.net/amm.773-774.1508
- Simatupang, M.; Mangalla, L. K.; Edwin, R. S.; Putra, A. A.; Azikin, M. T.; Aswad, N. H.; Mustika, W. (2020). “The Mechanical Properties of Fly-Ash-Stabilized Sands”. *Geosciences*, **10**(4), 132. doi:10.3390/geosciences10040132
- Singh, D.; Kumar, V.; Rawat, A. (2016). “Review on Various Techniques to Improve Bearing Capacity of Soil”, *International Conference on Emerging Trends in Civil Engineering (ICETCE-16)*, October 21-22, 2016
- Smaida, A.; Haddadi, S.; Nechnech, A. (2019). “Improvement of the mechanical performance of dune sand for using in flexible pavements”. *Construction and Building Materials*, **208**, 464–471. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.03.041
- Smitha, S. & Rangaswamy, K. (2020). “Effect of Biopolymer Treatment on Pore Pressure Response and

- Dynamic Properties of Silty Sand”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, **32**(8), 04020217. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003285
- Smitha, S.; Rangaswamy, K.; Keerthi, D. S. (2019). “Triaxial test behaviour of silty sands treated with agar biopolymer”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–12. doi:10.1080/19386362.2019.1679441
- Song, Z.; Liu, J.; Bai, Y.; Shi, X.; Kanungo, D. P.; Qi, C.; Bu, F. (2020). “Investigation of Temperature Effect on Strength Properties of Polyurethane-Treated Sand”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, **33**(3), 04020482. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003557
- Su, T. & Zhang, X. (2011). “Effects of EN-1 soil stabilizer on slope runoff hydraulic characteristics of Pisha sandstone stabilized soil”. *Transactions of the Chinese Society for Agricultural Machinery*, **42**(11), 68-75.
- Taheri, A.; Zhang, Y.; Munoz, H. (2020). “Performance of rock crack stress thresholds determination criteria and investigating strength and confining pressure effects”. *Construction and Building Materials*, **243**, 118263. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118263
- Tasalloti, A.; Chiaro, G.; Banasiak, L.; Palermo, A. (2021). “Experimental investigation of the mechanical behaviour of gravel-granulated tyre rubber mixtures”. *Construction and Building Materials*, **273**, 121749. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.121749
- Walker, R. & Indraratna, B. (2006). “Vertical Drain Consolidation with Parabolic Distribution of Permeability in Smear Zone”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(7), 937–941. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:7(937)
- Wang, J.-J.; Zhang, H.-P.; Tang, S.-C.; Liang, Y. (2013). “Effects of Particle Size Distribution on Shear Strength of Accumulation Soil”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**(11), 1994–1997. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000931
- Wei, L. M. & Yang, J. (2014). “On the role of grain shape in static liquefaction of sand–fines mixtures”. *Géotechnique*, **64**(9), 740–745. doi:10.1680/geot.14.t.013
- Xanthakos, P. P.; Abramson, L. W.; Bruce, D. A. (1994). “Ground control and improvement”. *John Wiley & Sons, Inc.*, New York, 910 pp.
- Xiao, Y.; Long, L.; Matthew Evans, T.; Zhou, H.; Liu, H.; Stuedlein, A. W. (2019). “Effect of Particle Shape on Stress-Dilatancy Responses of Medium-Dense Sands”. *Journal of Geotechnical and*

- Geoenvironmental Engineering*, **145**(2), 04018105. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001994
- Xiao, Y.; Stuedlein, A. W.; Chen, Q.; Liu, H.; Liu, P. (2018). “Stress-Strain-Strength Response and Ductility of Gravels Improved by Polyurethane Foam Adhesive”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **144**(2), 04017108. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001812
- Xiao, Y.; Sun, Y.; Yin, F.; Liu, H.; Xiang, J. (2017). “Constitutive Modeling for Transparent Granular Soils”. *International Journal of Geomechanics*, **17**(7), 04016150. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000857
- Yang, J. & Luo, X. D. (2015). “Exploring the relationship between critical state and particle shape for granular materials”. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, **84**, 196–213. doi:10.1016/j.jmps.2015.08.001
- Yilmaz, Y.; Mollamahmutoglu, M.; Ozaydin, V.; Kayabali, K. (2008). “Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands”. *Engineering Geology*, **100**(3-4), 91–100. doi:10.1016/j.enggeo.2007.12.002
- Zhu, D.; Qin, L.; Lin, Y.; Tian, R. (2014). “The land subsidence and building deformation during the excavation process of the deep foundation pit”. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, **19**(1), 9851–9864.

Sites web

- | | |
|------------------|--|
| Alchemy | https://info.alchemy-spetec.com/blog/causes-unstable-soil-brief-overview
(accédé le 23/12/2021) |
| Dachadesign | https://dachadesign.ru/georeshetka/ (accédé le 23/12/2021) |
| Geotechnicsworld | http://geotechnicsworld.com/fr/produits/drainage-vertical/
(accédé le 23/12/2021) |
| Iwtcargoguard | https://www.iwtcargoguard.com/confinement-systems-roadway-stabilization/
(accédé le 23/12/2021) |
| Keller-France | https://www.keller-france.com/expertise/techniques/compactage-dynamique
(accédé le 23/12/2021) |
| Keller-na | https://www.keller-na.com/expertise/techniques/wick-drains
(accédé le 23/12/2021) |
| Mainmark | https://mainmark.com/residential-solutions/problems/weak-and-unstable-ground/?fbclid=IwAR3X4M8GmTwNFHVyOpjHgDsWN6GOQrU6f8IZsgm87jwchq3cDDqMPR-zafs (accédé le 23/12/2021) |
| Primagem | https://www.primagem.org/pengertian-drainase-vertikal/
(accédé le 23/12/2021) |