

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Parasismique et Géo-environnement

Par

Mehdi MISSOUM BENZIANE

Thème :

EVALUATION DES PERFORMANCES A LA LIQUEFACTION D'UN SOL NON COHERENT AMELIORE PAR FIBRES NATURELLES ET SYNTHETIQUES

Soutenue le 18/11/2021, devant le jury composé de :

Ahmed ARAB	Professeur	UHB Chlef	Président
Noureddine DELLA	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Said NOURI	MCB	UHB Chlef	Co-rapporteur
Abdellah KRIM	Professeur	UIK Tiaret	Examineur
Tahar MESSAFER	Professeur	UMB Boumerdes	Examineur
Zohra BOUTARAA	MCA	UHB Chlef	Examinatrice

Avant-Propos

Ce travail a été effectué au Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef en collaboration avec le laboratoire de géotechnique de l'université de Sakarya en Turquie. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier :

A mon directeur de thèse le Professeur Noureddine Della, qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses. Je ne peux que lui exprimer mon immense reconnaissance pour m'avoir fait partager son enthousiasme et son intérêt pour la recherche.

A mon co-directeur de thèse Dr Said Nouri, pour m'avoir orienté, suivi et soutenu tout au long de ces années. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande considération.

Au Docteur Sedat Sert, qui m'a accueilli au sein de son équipe au cours de mon séjour (2019), contribuant à l'enrichissement de ce travail par son aide et ses conseils et m'apportant assistance et encouragement. A tous les ingénieurs et techniciens du laboratoire de Sakarya et plus précisément M. Recep Eyüpler pour son précieux apport technique et sa contribution dans le développement et la mise au point des dispositifs expérimentaux. Sa disponibilité et ses conseils m'ont été d'une grande utilité.

A monsieur Ahmed ARAB, Professeur à l'Université de Chlef, qui a bien voulu présider cette soutenance et donner ses appréciations, de même messieurs Abdellah KRIM, Professeur à l'Université de Tiaret, Tahar MESSAFER, Professeur à l'Université de Boumerdes, Madame Zohra BOUTRAA, Maître de conférences à l'Université de Chlef, qui ont eu l'amabilité d'examiner cette thèse et dont leur présence au jury a donné une dimension supplémentaire à cette thèse par leurs interventions et leurs remarques.

Aux docteurs Denine Sidali, Bedr Samir et Benessalah Ismail, qui ont contribué à l'enrichissement de ce travail par leur aide et conseils. Qu'ils reçoivent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

A l'équipe de formation de l'option Parasismique et Géo-environnement et plus spécialement le professeur Harichane Zamila, le professeur Ghrici Mohamed, le professeur Ezziane Karim, le docteur Rebouh Redouane et le Professeur Harichane khelifa paix a son âme.

A l'équipe pédagogique de la Faculté de Génie Civil et d'Architecture. A toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre
des études en Post-gradués en Génie Civil.

Je dédie ce travail à mes très chers parents sans qui je ne serai pas ici, pour toujours avoir été
présent durant les moments les plus pénibles de ce long parcours.

A mes très chers frères et sœurs pour leur soutien qui m'a permis de réussir mes études.

A ma famille.

A mon directeur de thèse Pr. Nouredine Della pour son encouragement. J'ai apprécié
grandement sa méthode de travail et la liberté qu'il m'a accordé au cours de la préparation et
l'organisation de ce travail de recherche.

A mes amis pour leur sincère amitié et confiance.

A tous ceux qui me sont chers et que j'ai omis de citer.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01 : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS ET PARAMETRES INFLUENTS

Figure 1.1 : Exemples de phénomène de liquéfaction durant les séismes à travers le monde (Belhouari, 2015)	4
Figure 1.2 : Localisation des zones à risque touchées par le phénomène de la liquéfaction après le séisme d'El-Asnam, 1980 (Durville et Meneroud, 1982)	5
Figure 1.3 : Apparition du phénomène de la liquéfaction durant les séismes de Chlef 1980 et Boumerdes 2003:(a) Ebullition du sable; (b) surface liquéfiée (Benghalia et al. 2014)	5
Figure 1.4 : Comportement à la liquéfaction statique du sable d'Hostun (Canou et al. 1991)	6
Figure 1.5 : Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano., 2001)	7
Figure 1.6 : Comportement mécanique de sables dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non drainé.	8
Figure 1.7 : Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1936)	9
Figure 1.8 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al., 1958)	9
Figure 1.9 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong, 1980)	10
Figure 1.10 : Essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de Sacramento a l'état lâche (Lee, 1965).....	11
Figure 1.11 : Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento a l'état dense (d'après Lee, 1965)	12
Figure 1.12 : Essais triaxiaux monotones non drainés (A, B et C) et drainé (D) sur sable (d'après Casagrande, 1975)	12
Figure 1.13 : Variation du volume sous chargement monotone (Habib et Luong 1978)	13
Figure 1.14 : Etat caractéristique sous chargement monotone (Luong, 1978)	14
Figure 1.15 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos	14
Figure 1.16 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)	15

Figure 1.17 : Influence de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement cyclique (Lee and Seed, 1967)	16
Figure 1.18 : Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable : (a) évolution du déviateur de contrainte, (b) évolution de la déformation volumique	17
Figure 1.19 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction du sable d'Hostun Rf a) Sur le potentiel de liquéfaction, b) sur la résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)	18
Figure 1.20 : Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass : a) Courbe de potentiel de liquéfaction b) Résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)	18
Figure 1.21 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour., 2010)	19
Figure 1.22 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun RF) (Arab et Shahrour., 2010)	19
Figure 1.23 : Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution du comportement non drainé (Yoshimine et Ishihara, 1998)	20
Figure 1.24 : Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al., 2011)	20
Figure 1.25 : Évolution de l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 (a) sable lâche (b) sable dense (Gay et al. 2003)	21
Figure 1.26 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (d'après Lade et Yamamuro, 1997)	22
Figure 1.27 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)	23
Figure 1.28 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009)	23
Figure 1.29 : Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab., 2009)	23
Figure 1.30 : Effet de fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction cyclique (Benghalia et al., 2014)	24

Figure 1.31 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984)	25
Figure 1.32 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009)	26
Figure 1.33 : Influence d'un préchargement cyclique sur résistance au cisaillement non drainé du mélange sable de Rass- limon SM (FC = 10%, Id = 0,65) (Arab et al., 2011)	27
Figure 1.34 : Chemin de contrainte sous cisaillement cyclique d'échantillons de sable surconsolidés (Ishihara and Okada, 1978)	28
Figure 1.35 : Influence de la surconsolidation sur réponse du sable de Chlef sous une pression de confinement de 100 kPa (Essai non drainé) (Della et al., 2010)	29
Figure 1.36 : Préparation des échantillons par la méthode de pluviation à sec, (a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al., 2010)	29
Figure 1.37 : Préparation de l'échantillon par la méthode de placement humide, (a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al., 2010)	29
Figure 1.38 : Variation du déviateur de contrainte versus déformation axiales (essais non drainés) sur le sable de Chlef ($p'c = 100$ kPa ; $Dr = 52\%$) (a) OCR = 1, (b) OCR = 2, (c) OCR = 4 (Mahmoudi et al., 2016)	30
Figure 1.39 : Influence du mode de dépôt en utilisant plusieurs méthodes de fabrication. (a) Mulilis et al. (1977) ; (b), (c) et (d) Yamashita et Toki (1993)	32
Figure 1.40 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed, 2004)	32

CHAPITRE 2 : RENFORCEMENT PAR FIBRE ET PARAMETRES INFLUENTS

Figure 2.1 : (a) Photomicrographie au MEB des particules de sol fixées sur la surface de la fibre après l'essai d'arrachement et (b) dessin d'esquisse des interactions mécaniques interfaciales entre les particules du sol et la fibre (Tang et al., 2010)	35
Figure 2.2 : Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine (Sathishkumar, 2014)	36
Figure 2.3 : Grains de sable et fibres de polyamide (0,3 mm de diamètre): (a) sable fin et (b) sable grossier (Al-Rafeai, 1991)	39
Figure 2.4 : Fibres maillées et lisses (Al-Rafeai 1991)	40

Figure 2.5 : Taux de contrainte principal à la rupture en fonction de la longueur des fibres et des mailles pour (a) sable fin et (b) sable moyen (AI-Refeai, 1991)	41
Figure 2.6 : Effet de la longueur de la fibre sur le deviateur de contrainte d'un composite sable sableux-fibre à une teneur de 1% (Bao et al., 2020)	42
Figure 2.7 : Relation contrainte-déformation de sable renforcé pour: (a) sable fin et (b) sable moyen. $\sigma_3 = 200$ kPa (AI-Refeai, 1991)	43
Figure 2.8 : Variation des caractéristiques mécaniques C et ϕ en fonction de la teneur en fibres (Parakar et al., 2002)	44
Figure 2.9 : Valeur UCS du mélange sol- fibre par rapport au contenu en fibres (Li et al. 2018)	45
Figure 2.10 : Résistance à la compression non confinée d'un sol avec divers pourcentages et rapport d'aspects de fibre de coco (CF) (Ramesh et al., 2010)	46
Figure 2.11 : Effet de la teneur en fibres de verre et du rapport d'aspect sur la résistance à la rupture du sable de Muskegon aux contraintes de confinement faibles et élevées (Maher et Gray, 1990)	46
Figure 2.12 : Classification et illustration du mécanisme de renforcement des fibres du sol (Gowthaman et al. 2018)	47
Figure 2.13 : Représentation schématique d'une unité de fibre distribuée de façon aléatoire à: (a) l'étape initiale (b) l'étape de déformation due au chargement, où l'effet de l'enclenchement du frottement et de la liaison d'interface induit la mobilisation de la contrainte de traction sur l'unité de fibre (Gowthaman et al., 2018)	48
Figure 2.14 : Courbes de contrainte-déformation horizontale déformation volumique pour un sable fin renforcé pour différentes orientations de fibre (Michalowski et Cermak, 2002)	49
Figure 2.15 : Effet du confinement et de la densité sur la résistance au cisaillement du sable humide ($w= 3\%$) renforcé par une teneur volumique en fibres de 0,3%: (a) contrainte de cisaillement en fonction de la déformation horizontale, (b) effet de la pression de confinement et de la densité relative sur la déformation verticale, (c) courbe intrinsèque de l'équation $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$ (Benessalah et al., 2015)	50
Figure 2.16 : Résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al., 2011)	51
Figure 2.17 : Résistance maximale au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al., 2011)	51

Figure 2.18 : Résistance résiduelle au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al., 2011)	51
Figure 2.19 : Résistance maximale au cisaillement en fonction de la teneur en fibres pour un sol renforcé à différentes pressions de confinement : (a) état lâche, (b) état dense (Khebizi et al., 2018)	52
Figure 2.20 : Évolution de la résistance maximale au cisaillement par rapport à la contrainte normale du composite sable-fibre-résidu de clinker (Bouaricha et al. 2017)	53
Figure 2.21 : Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable renforcé à 200 kPa de contrainte verticale pour des échantillons: (a). Moyennement denses ($D_r = 48\%$) et (b). Dense ($D_r = 87\%$) (Benessalah et al., 2015)	54
Figure 2.22 : Variation de la résistance à la traction du sol en fonction de la teneur en eau (Li et al., 2014)	55
Figure 2.23 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec le type de fibre (1) et préparées avec les techniques MT et MV: (a) réponse de contrainte déportée déviatorique et (b) réponse de contrainte déformée volumétrique (Ibraim et al., (2012)	56
Figure 2.24 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec des fibres de type (2) et préparées avec les techniques MT et MV (Ibraim et al., (2012)	57
Figure 2.25 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec des fibres de type (3) et préparées avec les techniques MT et MV (Ibraim et al., (2012)	57
Figure 2.26 : Variations de la résistance au cisaillement des sable de Chlef et de Rass renforcés en fonction de (a) la teneurs en fibre et (b) la longueur des fibres (Bouaricha et al., 2017)	58
Figure 2.27 : Compression triaxiale ; sable fin, fibres de polyamide, $\rho = 2,0\%$, $\eta = 85$, $l = 25,4$ mm : (a) courbes de contrainte-déformation; (b) contrainte volumétrique (Michalowski et Zhao, 1996a)	59
Figure 2.28 : Variation du CSR avec le nombre de cycles en considérant l'effet de la longueur de fibre $FL = 6$ mm et $FL = 12$ mm, respectivement ($D_r = 50\%$ et $\sigma'_0 = 100$ kPa) (Eskisar et al., 2016)	61

Figure 2.29 : Variation du CSR avec le nombre de cycles en considérant l'effet de la longueur de fibre FL = 6mm et FL = 12mm, respectivement (Dr = 70% et $\sigma'_0 = 100$ kPa) (Eskisar et al., 2016)	61
Figure 2.30 : Énergie de capacité en fonction de la teneur en fibres pour différentes longueurs de fibres (CP = 200 kPa et Dr = 40%) (Amini et al., 2018)	62
Figure 2.31 : Énergie de capacité en fonction de la longueur des fibres pour différentes teneurs en fibres (CP = 50 kPa et Dr = 40%) (Amini et al., 2018)	63
Figure 2.32 : Deux photos de spécimens lâches entièrement liquéfiés après cisaillement : (a) Sable ; (b) sable + 0,4% fibres (Jin Liu et al., 2011)	64
Figure 2.33 : Deux photos de spécimens moyennement denses entièrement liquéfiés après cisaillement : (a) Sable ; (b) Sable +0,4% fibres (Jin Liu et al., 2011)	64
Figure 2.34 : Deux photos de spécimens denses entièrement liquéfiés après cisaillement : (a) Sable ; (b) Sable +0,4% fibres (Jin Liu et al., 2011)	64

CHAPITRE 3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

Figure 3.1 : Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte : (a) En début de cisaillement, (b) En cours de cisaillement	67
Figure 3.2 : Bâti de cisaillement	68
Figure 3.3 : Boite de cisaillement direct du laboratoire de Science des Matériaux et Environnement (LMSE) de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef	68
Figure 3.4 : Mélange de sable et de fibres : (a) fibre de polypropylène ; (b) fibre de verre ; (c) Fibre de sisal	69
Figure 3.5 : Échantillons renforcés par fibres : (a) fibre de polypropylène ; (b) fibre de verre ; (c) Fibre de sisal	70
Figure 3.6 : Résultats typiques d'essais triaxiaux (Mitchell et Soga, 2005)	71
Figure 3.7 : Vue générale de l'appareil triaxial	72
Figure 3.8 : Schéma de la cellule triaxiale utilisée	72
Figure 3.9 : Système de pression de l'appareil :(a) Schéma des cellules ; (b) vue de dispositif	73
Figure 3.10 : Système de pilotage et d'acquisition	74
Figure 3.11 : Mise en place de la membrane et du moule	75

Figure 3.12 : Phase de démontage du moule	76
Figure 3.13 : Cisaillement de l'éprouvette	77
Figure 3.14 : Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef	78
Figure 3.15 : Vue microscopique des particules du sol de Chlef	79
Figure 3.16 : Fibres étudiées : (a) fibre de Polypropylène, (b) fibre de verre, (c) fibre de sisal	80

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS RENFORCES PAR FIBRES

Figure 4.1 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($D_r=50\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	82
Figure 4.2 : Variations de la déformation volumique des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($D_r=50\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	84
Figure 4.3 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différentes types de fibre ($D_r=80\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	85
Figure 4.4 : Variations de la déformation volumique $\Delta V(\text{mm})$ des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($D_r=80\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	86
Figure 4.5 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du teneur en fibre (F_c) et de la contrainte normale (σ_n) pour des échantillons préparés à l'état moyennement dense $D_r=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	88
Figure 4.6 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du teneur en fibre (F_c) et de la contrainte normale (σ_n) pour des échantillons préparés à l'état dense $D_r=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	89
Figure 4.7 : Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense et dense, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	92
Figure 4.8 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense et dense, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	93

Figure 4.9 : Evolution du coefficient de renforcement S_r en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense $D_r=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	95
Figure 4.10 : Evolution du coefficient de renforcement S_r en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état dense $D_r=80\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	96
Figure 4.11 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre : (a) état moyennement dense $D_r =50\%$, (b) état dense $D_r =80\%$	98
Figure 4.12 : Variations de la déformation volumique ΔV (mm) des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre : (a) état moyennement dense $D_r =50\%$, (b) état dense $D_r =80\%$	99
Figure 4.13 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du type de fibre et de la contrainte normale (σ_n), (a) état moyennement dense $D_r=50\%$, (b) état dense $D_r=80\%$	100
Figure 4.14 : Evolution de la cohésion en fonction du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $D_r=50\%$, (b) état dense $D_r=80\%$	101
Figure 4.15 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $D_r=50\%$, (b) état dense $D_r=80\%$	102
Figure 4.16 : Evolution du coefficient de renforcement S_r du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $D_r=50\%$, (b) état dense $D_r=80\%$	103
Figure 4.17 : Variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la teneur en fibre F_c (%) des échantillons non renforcés et renforcés du sable de Chlef à différentes contraintes normales et densités relatives : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal	105

CHAPITRE 5 : COMPORTEMENT NON DRAINE DU SABLE RENFORCE PAR FIBRES

Figure 5.1 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé, (a) Déviateur de contrainte - déformation axiale ; (b) variation de la pression interstitielle - déformation axiale	108
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Figure 5.2 : Influence du type de fibre sur le déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef a l'état moyennement dense ($Dr=50\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa	109
Figure 5.3 : Vue microscopique a l'appareil de microscopie électronique à balayage (MEB) des fibres étudié, (a) fibre de verre ; (b) fibre de polypropylène ; (c) fibre de sisal	111
Figure 5.4 : Influence du type de fibre sur la variation de la pression interstitielle du sable naturel de Chlef a l'état moyennement dense ($Dr=50\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa	113
Figure 5.5 : Influence du type de fibre sur le chemin de contrainte du sable naturel de Chlef a l'état moyennement dense ($Dr=50\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa	114
Figure 5.6 : Influence du type de fibre sur le déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef a l'état dense ($Dr=80\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa	115
Figure 5.7 : Influence du type de fibre sur la variation de la pression interstitielle du sable naturel de Chlef a l'état dense ($Dr=80\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa	116
Figure 5.8 : Influence du type de fibre sur le chemin de contrainte du sable naturel de Chlef a l'état dense ($Dr=80\%$): (a) $p'c=50$ kPa; (b) $p'c=100$ kPa; (c) $p'c=200$ kPa.....	117
Figure 5.9 : Influence du type de fibre sur la variation du coefficient du renforcement, (a) à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$); (b) à l'état dense ($Dr=80\%$)	120
Figure 5.10 : Evolution de l'angle de frottement d'instabilité ϕ_{INS} en fonction du type de fibre : (a) état moyennement dense, (b) état dense	121
Figure 5.11 : Evolution de l'angle de frottement a l'état stable ϕ_{SS} en fonction du type de fibre : (a) état moyennement dense, (b) état dense	121
Figure 5.12 : Influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur la variation de déviateur de contrainte maximum, (a) fibre de verre ; (b) fibre de polypropylène ; (c) fibre de sisal	123
Figure 5.13 : Influence du type de fibre sur la variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne effective $p'c$ (kPa), (a) à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$) ; (b) à l'état dense ($Dr=80\%$)	125

Figure 5.14 : Influence du type de fibre sur la variation de la cohésion et de l'angle de frottement :(a) Enveloppe $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ en fonction $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; (b) variation de la cohésion en fonction du type de fibre ; (c) variation de l'angle de frottement en fonction du type de fibre	127
Figure 5.15 : Influence du type de fibre sur la variation de l'effort de cisaillement résiduel, (a) à l'état moyennement dense ($D_r=50\%$); (b) à l'état dense ($D_r=80\%$)	128
Figure 5.16 : Influence de la teneur en eau sur la variation du déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibre pour des teneurs en eau de: (a) $w=0\%$; (b) $w=3\%$; (c) $w=5\%$	130
Figure 5.17 : Influence de la teneur en eau sur la variation de la surpression interstitielle du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibres : (a) $w=0\%$; (b) $w=3\%$; (c) $w=5\%$	131
Figure 5.18 : Influence de la teneur en eau sur la variation du chemin de contrainte du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibre : (a) $w=0\%$; (b) $w=3\%$; (c) $w=5\%$	132
Figure 5.19 : Variation de l'angle de frottement d'instabilité ϕ_{INS} en fonction du type de fibre : (a) $w=0\%$, (b) $w=3\%$, (c) $w=5\%$	134
Figure 5.20 : Variation du coefficient du renforcement en fonction du type de fibre et de la teneur en eau	135
Figure 5.21 : Potentiel d'écoulement en fonction du type de fibre	136
Figure 5.22 : Contribution de la nappe géocellule à l'amélioration de la limite de sécurité dans le plan $(\Delta U, \epsilon_a)$ (Benessalah et al., 2020)	137
Figure 5.23 : Variation du module sécant en fonction du type de renforcement et de la teneur en eau	138
Figure 5.24 : Variation de l'effort résiduel en fonction du type de fibre et de la teneur en eau	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sable naturel de Chlef	79
Tableau 3.2: Physical and mechanical properties of Polypropylene fibre	80
Tableau 4.1 : Paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) d'échantillons renforcés par différents types et teneur en fibre à l'état moyennement dense et dense	90
Tableau 4.2 : Valeurs du rapport de résistance au cisaillement (S_r) pour des échantillons de sable renforcé par différents types et teneur en fibre a l'état moyennement dense et dense	97
Tableau 5.1 : Valeurs maximales du déviateur de contrainte et le coefficient de renforcement des échantillons renforcés	118
Tableau 5.2 : Angles de frottement d'instabilité ϕ_{INS} et angles de frottement a l'état stable ϕ_{SS}	122
Tableau 5.3 : Valeurs des coefficients A, B, C, D	124
Tableau 5.4 : Variation du module sécant en fonction du type de fibre	125

NOTATIONS

A, B, C, D	Coefficients d'équation
B	Coefficient de Skempton
c	Cohésion
c'	Cohésion (Condition non drainée)
Cu	Coefficient d'uniformité
D	Diamètre d'échantillon
D₁₀	Diamètre efficace
D₅₀	Diamètre moyen
Dr	Densité relative initiale
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
Fc	Teneur en fibre
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{max}	Contrainte de cisaillement max
τ_{max}^R	Contrainte de cisaillement max d'échantillon renforcé
τ_{max}^{NR}	Contrainte de cisaillement max d'échantillon non renforcé
ΔH	Déplacement horizontale
ΔV	Déplacement verticale
H/D	Rapport hauteur sur diamètre d'échantillon
Id	Indice de densité
OCR	Rapport de surconsolidation
q	Déviateur de contrainte
q_{max}	Résistance au cisaillement maximale
q_{max}^R	Résistance au cisaillement maximale d'échantillon renforcé
q_{max}^{NR}	Résistance au cisaillement maximale d'échantillon non renforcé
R²	Coefficient de détermination
P'	Pression moyenne effective (condition non drainée)
P'_{pt}	Contrainte principale effective moyenne à la transformation de phase
P	Pression moyenne effective (condition drainée)
Sr	Coefficient du renforcement
S_{us}	Effort au cisaillement résiduel non drainée
u	Pression interstitielle
Δu	Variation de la pression interstitielle
u_f	Pic de la pression interstitielle
u_{pic}	Pic de la pression interstitielle
Vt	Volume total d'échantillon
Δv	Variation volumique de l'échantillon
Ip	Indice de plasticité
ε_a	La déformation axiale
φ	Angle de frottement
φ'	Angle de frottement (condition non drainée)
φ_{INS}	Angle de frottement d'instabilité
φ_{SS}	Angle de frottement de stabilité

SOMMAIRE

Avant-propos	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Sommaire	
Résumé	I
Abstract	II
ملخص.....	III

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE 01 : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS ET PARAMETRES INFLUENTS

1.1. Introduction	3
1.2. Liquéfaction des sols	3
1.2.1 Définition et historique du phénomène.	3
1.2.2. Identification et mise en évidence du phénomène de liquéfaction au laboratoire	5
1.3. Concepts rhéologiques	7
1.3.1. Notions de contractance et dilatance	7
1.3.2. Etat critique	8
1.3.3. Etat caractéristique	9
1.4. Comportement des sables sous chargement monotone	10
1.4.1. Essai Drainé	10
1.4.2. Essai non Drainé	12
1.5. Paramètres influents sur la résistance au cisaillement	14
1.5.1. L'état de contrainte initial	14
1.5.2. La densité relative	15
1.5.3. La pression de confinement	19
1.5.4. Présence de fines	21

1.5.5. La saturation	24
1.5.6. Le préchargement	26
1.5.7. La surconsolidation	27
1.5.8. La méthode de préparation des échantillons	31
1.6. Conclusion	33

CHAPITRE 2 : RENFORCEMENT PAR FIBRE ET PARAMETRES INFLUENTS

2.1. Introduction	34
2.2. Renforcement des sols par fibres	34
2.3. Différents types de fibres	35
2.3.1. Fibres naturelles	35
2.3.2. Fibres synthétiques	36
2.4. Paramètres affectant le comportement des sols renforcés par fibres	37
2.4.1. Effet des propriétés du sol	37
2.4.1.1. La forme des particules	37
2.4.1.2. La taille des grains	38
2.4.2. Effet des propriétés des fibres	39
2.4.2.1. La forme des fibres	39
2.4.2.2. La longueur des fibres	41
2.4.2.3. La teneur en fibres	43
2.4.2.4. Le rapport d'aspects	45
2.4.2.5. Orientation des fibres	47
2.4.3. Influence des conditions d'essai	49
2.4.3.1. Densité relative	49
2.4.3.2. Contrainte de confinement et contrainte normale	52
2.4.3.3. Teneur en eau	53
2.4.3.4. Technique de préparation des échantillons	55
2.5. Incidence des fibres sur le comportement des sols renforcés	57
2.5.1. Résistance au cisaillement	57
2.5.2. Rigidité	59

2.5.3. Résistance à la liquéfaction	60
2.5.4. Stabilité structurale	63
2.6. Conclusion	65

CHAPITRE 3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

3.1. Introduction	66
3.2. Dispositif expérimental	66
3.2.1. Essai a la boite de cisaillement	66
3.2.1.1. Principe de l'essai	66
3.2.1.2. Appareillage	67
3.2.1.3. Détermination de la masse du sol	69
3.2.1.4. Préparation des échantillons	69
3.2.2 Essai à l'appareil triaxial	70
3.2.2.1. Principe de l'essai	70
3.2.2.2. Appareillage	71
3.2.2.3. Procédures d'essai et mode opératoire	74
a. Mise en place de l'échantillon	74
• Préparation de l'échantillon	74
Méthode de préparation	75
- Le dépôt à sec	75
- Le dépôt humide	75
b. Saturation de l'éprouvette	76
c. Consolidation	77
d. Ecrasement (cisaillement)	77
e. Démontage de l'essai	78
3.3. Matériaux utilisés	78
3.3.1. Sol	78
3.3.2. Matériau de renforcement	79
3.4. Conclusion	80

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS RENFORCES PAR FIBRES

4.1. Introduction	81
4.2. Contrainte de cisaillement	81
4.2.1. Etat moyennement dense	81
4.2.2. Etat dense	84
4.3. Effet de la teneur en fibre sur les caractéristiques mécaniques	87
4.3.1. Etat moyennement dense	87
4.3.2. Etat dense	88
4.4. Effet de la teneur en fibre sur la cohésion	90
4.5. Effet de la teneur en fibre sur l'angle de frottement	92
4.6. Effet de la teneur en fibre sur le coefficient de renforcement S_r	93
4.7. Effet du type de fibre sur la contrainte de cisaillement	97
4.8. Effet du type de fibre sur les caractéristiques mécaniques	99
4.9. Effet du type de fibre sur la cohésion	100
4.10. Effet du type de fibre sur l'angle de frottement	101
4.11. Effet du type de fibre sur le coefficient de renforcement S_r	102
4.12. Effet de la contrainte normale et de la densité relative	103
4.13. Conclusion	105

CHAPITRE 5 : COMPORTEMENT NON DRAINE DU SABLE RENFORCE PAR FIBRES

5.1. Introduction	107
5.2. Sable non renforcé	107
5.3. Sable renforcé à l'état sec ($w=0\%$)	108
5.3.1. Etat Moyennement dense ($D_r=50\%$)	108
5.3.2. Etat dense ($D_r=80\%$)	114
5.3.3. Coefficient de renforcement (S_r)	118
5.3.4. Influence de l'inclusion de fibres sur les angles de frottement ϕ_{INS} et ϕ_{SS}	120
5.3.5. Effet de la densité relative et de la contrainte de confinement	122
5.3.6. Module sécant	124

5.3.7. Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne (c' et ϕ')	125
5.3.8. Effort résiduel	127
5.4. Sable renforcé a différentes teneurs en eau ($w=0, 3$ et 5%)	128
5.4.1. Variation de déviateur de contrainte	129
5.4.2. Variation de surpression interstitielle	130
5.4.3. Chemin de contrainte	131
5.4.4. Influence de la teneur en eau sur l'instabilité du sable renforcé par fibre	133
5.4.5. Variation du coefficient de renforcement.....	134
5.4.6. Potentiel du sol a la liquéfaction	135
5.4.7. Module sécant	137
5.4.8. Effort résiduel	138
5.5. Conclusion	139
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	141
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	144

RESUME

Le renfort géosynthétique est une solution intéressante pour traiter les problèmes géotechniques. Ces éléments peuvent être utilisés en géotechnique sous de nombreuses formes telles que des couches, des inclusions cellulaires ou mélangées aléatoirement avec du sol (fibres discrètes). Le dernier procédé a récemment attiré une attention croissante dans le domaine de l'amélioration des sols. Cette attention est principalement due à la diversité de leurs effets sur la résistance et d'autres caractéristiques que les inclusions de fibres fournissent à la masse du sol. En plus de la large gamme de fibres synthétiques fabriquées en usine, les fibres naturelles extraites des racines ou des feuilles des plantes et les fibres résiduelles issues du processus de recyclage peuvent également être utilisées comme renfort. Ce travail de thèse concerne une étude en laboratoire sur l'amélioration des sols granulaires par la méthode du renforcement par fibre distribuée aléatoirement. Les sols granulaires fins sont susceptibles de se liquéfier sous sollicitation monotone ou cyclique et l'étude du comportement du sable renforcé sous ces sollicitations a une importance pour évaluer l'effet du renforcement sur les propriétés mécaniques d'un sol à risque de liquéfaction. Dans ce travail expérimental, comme premier pas, il a été utilisé l'appareil de la boîte de cisaillement direct de Casagrande pour l'étude de l'influence des caractéristiques des fibres telles que la teneur en fibre sur un sol à risque. Les résultats ont montré que le comportement mécanique du sol renforcé est principalement dépendant du pourcentage de fibres présent dans la masse du sol. Il a été trouvé qu'il existe une teneur en fibres optimale propre à chaque type de fibre, une fois cette teneur en fibre dépassée, une chute importante de la résistance a été observée. D'autre part, ce travail a aussi fait l'objet d'une étude à l'appareil triaxial sur l'effet du renforcement par fibres sur le comportement non drainé du sol granulaire renforcé en tenant compte de l'influence des propriétés physiques des fibres. Les résultats expérimentaux ont montré que le renforcement par fibre augmente la résistance du sol au phénomène de liquéfaction et que sous une teneur en fibre optimale le comportement du sol renforcé par fibres à la liquéfaction est principalement gouverné par la résistance à la traction, la rugosité de surface et le module d'élasticité de chaque fibre. Aussi, il a été constaté à travers les essais sur le comportement mécanique et ceux sur le comportement non drainé des sols renforcés que l'état initial du sol renforcé par fibre exercent réellement une influence sur l'efficacité du renforcement. Il est à noter qu'une augmentation des paramètres de la teneur en eau, la contrainte de confinement et de la densité relative affecte considérablement le mécanisme de renforcement. Ces constatations nous ont permis de conclure que le renforcement fonctionne considérablement dans les échantillons du sol les plus instables.

Mots-clés : Sable, boîte de cisaillement direct, triaxial, comportement mécanique, non drainé, fibre synthétique, fibre naturelle, résistance, liquéfaction, état initial.

ABSTRACT

The geosynthetic reinforcement is an interesting solution to deal with geotechnical problems. Its elements can be used in geotechnics in many forms such as layers, cell inclusions or randomly mixed with soil (discrete fibers). The latter process has recently gained increasing attention in the field of soil improvement. This attention is mainly due to the diversity of their effects on strength and other characteristics that fiber inclusions provide to the soil mass. In addition to the wide range of factory-made synthetic fibers, natural fibers extracted from the roots or leaves of plants and from the recycling process can also be used as reinforcement. This thesis work concerns a laboratory study on the improvement of granular soils by the method of reinforcement by randomly distributed fibers. Fine granular soils are likely to liquefy under monotonic or cyclic stress and the study of the behavior of reinforced sand under these stresses is important for evaluating the effect of reinforcement on the mechanical properties of a soil at risk of liquefaction. As a first step in this experimental work, the Casagrande Direct Shear apparatus was used to study the influence of fiber characteristics such as fiber content on soft soils. The results showed that the mechanical behavior of the reinforced soil is mainly dependent on the percentage of fibers present in the mass of soil. It has been found that there is an optimum fiber content specific to each type of fiber, once this fiber content is exceeded a significant drop in strength has been observed. On the other hand, this work was also the subject of a study with the triaxial apparatus on the effect of fiber reinforcement on the undrained behavior of reinforced granular soil, taking into account the influence of the physical properties of fibers. The experimental results have shown that fiber reinforcement increases the resistance of the soil to the liquefaction phenomenon and that under an optimal fiber content the behavior of the fiber reinforced soil to liquefaction is mainly governed by the tensile strength, the surface roughness and the elastic modulus of each fiber. Also, it has been observed through the tests on the mechanical behavior and those on the undrained behavior of reinforced soils that the initial state of the fiber-reinforced soil really exerts an influence on the effectiveness of the reinforcement. It should be noted that an increase in the parameters of water content, confinement stress and relative density considerably affect the strengthening mechanism. These findings led us to conclude that the reinforcement works considerably in the most unstable soil samples.

Keywords: Sand, direct shear box, triaxial, mechanical behavior, undrained, synthetic fiber, natural fiber, strength, liquefaction, initial state.

ملخص

يعد تعزيز الأرض بمنتجات الألياف حلاً مثييراً للاهتمام لمعالجة المشكلات الجيوتقنية، ويمكن استخدام عناصره في المجال الجيوتقني بأشكال عديدة مثل الطبقات أو شوائب الخلايا أو خلطها عشوائياً مع التربة (الألياف المنفصلة). وقد جذب هذا الأخير مؤخراً اهتماماً متزايداً في مجال تحسين التربة. يرجع هذا الاهتمام بشكل أساسي إلى تنوع المقاومة التي توفرها شوائب الألياف لكتلة التربة. بالإضافة إلى مجموعة واسعة من الألياف التركيبية المصنوعة في المصنع، يمكن أيضاً استخدام الألياف الطبيعية المستخرجة من جذور أو أوراق النباتات والألياف المتبقية من عملية إعادة التدوير كتعزيز. تتعلق هذه الدراسة بدراسة معملية حول تحسين التربة الحبيبية بطريقة التعزيز بالألياف الموزعة عشوائياً. من المحتمل أن تمييع التربة الحبيبية الدقيقة تحت إجهاد رتيب أو دوري، ودراسة سلوك الرمل المقوى تحت هذه الضغوط مهمة لتقييم تأثير التعزيز على الخواص الميكانيكية للتربة المعرضة لخطر التمييع. في هذا العمل التجريبي، ركزنا على جهاز شرب القص المباشر لدراسة تأثير خصائص الألياف مثل محتوى الألياف على التربة المعرضة للخطر. أظهرت النتائج أن السلوك الميكانيكي للتربة مقوى ويعتمد بشكل أساسي على نسبة الألياف الموجودة في كتلة التربة. لقد وجد أن هناك محتوى ألياف مثالي خاص بكل نوع من الألياف، بمجرد تجاوز محتوى الألياف هذا، لوحظ انخفاض كبير في القوة. من ناحية أخرى، كان هذا العمل أيضاً موضوع دراسة مع الجهاز ثلاثي المحاور حول تأثير تقوية الألياف على السلوك غير المصقول للتربة الحبيبية المقواة، مع مراعاة تأثير خصائص الألياف الفيزيائية. أظهرت النتائج التجريبية أن الألياف تزيد من مقاومة التربة لظاهرة التميع وأنه في ظل محتوى الألياف الأمثل، فإن سلوك التربة المقواة بالألياف إلى التميع خاضع بشكل أساسي إلى مقاومة الشد وخشونة مساحة السطح ومعامل مرونة كل ألياف. أيضاً، لقد لوحظ من خلال الاختبارات على السلوك الميكانيكي وتلك الخاصة بالسلوك غير المصقول للتربة المقواة أن الحالة الأولية للتربة المقواة بالألياف تؤثر حقاً على فعالية التعزيز. وتجدر الإشارة إلى أن الزيادة في محتوى الماء وإجهاد الحبس والكثافة النسبية تؤثر بشكل كبير آلية التعزيز. قادتنا هذه النتائج إلى استنتاج أن التعزيز يعمل بشكل كبير في عينات التربة الأقل استقراراً.

الكلمات المفتاحية: رمل، صندوق القص المباشر، ثلاثي المحاور، سلوك ميكانيكي، المجمع الغير المستنفذة، ألياف تركيبية، ألياف طبيعية، المقاومة، التميع، الحالة الأولية.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur d'urbanisme et de génie civil a connu ces dernières années une progression accélérée à tel point que certaines prévisions annoncent la saturation des sites à bon sol favorables à la construction. La réalisation des ouvrages d'infrastructures nécessite l'utilisation des surfaces des sols disponibles qui sont parfois faibles ou de portance limitée. L'instabilité des sols granulaires constitue une problématique majeure en géotechnique car celle-ci est susceptible d'être à l'origine de catastrophes très graves. La région de Chlef a enregistré, à titre d'exemple, lors du séisme du 10 Octobre 1980, des ruptures du sol par liquéfaction dont a résulté des affaissements et des glissements. L'étude de ce risque a suscité l'intérêt d'un grand nombre de chercheurs de par le monde qui ont cherché à mettre en lumière les conditions dans lesquelles celui-ci se produit. Des recherches avancées ont révélé que la présence de l'eau concourt significativement au potentiel à la liquéfaction des sols granulaires fins. Le fort excès de la pression d'eau des pores se traduit par de faibles contraintes effectives, ce qui réduit la résistance au cisaillement du sol, et la rend plus faible en augmentant le risque d'instabilité par la liquéfaction. N'échappant pas à ce contexte, la thématique que nous souhaitons étudier rentre dans la problématique des risques naturels, d'une part du fait de l'existence des sols qui y sont naturellement sensibles, et d'autre part et surtout les solutions proposées pour minimiser l'effet de ce risque à travers l'amélioration de ces sols par le renforcement. Le travail de recherche proposé est consacré donc à l'étude en laboratoire de l'influence de l'ajout du renforcement par fibres naturelles et synthétiques distribuées aléatoirement, sur les caractéristiques mécaniques du sol en prenant en considération le comportement du composite sol-renforcement sous l'effet d'un certain nombre de paramètres.

La thèse résultant de ce travail de recherche comporte cinq chapitres :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur le comportement du sol granulaire, ainsi qu'une synthèse des différents travaux contenus dans la littérature sur les paramètres influents sur le comportement du sol granulaire.

Le deuxième chapitre décrit, d'une part, le renforcement des sols par fibre et les recherches entreprises dans ce cadre et d'autre part passe en revue les paramètres influant sur le comportement du composite sol-fibre. Ce chapitre est aussi consacré à l'incidence du renforcement par fibre sur les sols à risque.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques physiques des matériaux utilisés constitués du sable de Chlef ainsi que les différents types de fibres de

renforcement. En plus des dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude, ainsi que la description des procédures expérimentales et des protocoles des essais réalisés.

Dans le quatrième chapitre, on présente les résultats des essais à la boîte de cisaillement direct. On montre en détail les résultats des essais réalisés sur les échantillons du sol non renforcés et renforcés par fibres distribuées aléatoirement ainsi que l'influence de la teneur et du type de fibre et d'un certain nombre de paramètres comme : le contrainte normale et la densité relative sur le comportement mécanique du sol renforcé.

Le cinquième chapitre comporte les résultats d'une série d'essais triaxiaux monotones non drainés dans le but d'étudier l'influence des propriétés physiques et rhéologiques des fibres sur le comportement non drainé du sable renforcé. Les résultats des essais réalisés sur les échantillons de sol non renforcés et renforcés par différents types de fibres sont représentés par les courbes de variation du déviateur de contrainte, de la pression interstitielle au pic et des chemins de contraintes en fonction de la contrainte de confinement, de la densité relative et de la teneur en eau suivie d'une étude paramétrique traitant les courbes des essais non drainés typiques.

Enfin, la thèse se termine par une conclusion générale, des perspectives de recherches futures à la lumière des résultats trouvés et une liste des références citées dans le texte.

CHAPITRE I :
COMPORTEMENT MECANIQUE DES
SOLS ET PARAMETRES INFLUENTS

1.1. Introduction

La connaissance du comportement d'un sol soumis à des efforts constitue un enjeu important, puisqu'elle permet d'estimer les déformations résultant des contraintes appliquées et de prévoir, en particulier, la rupture du massif. Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure, un ouvrage ou par un événement naturel comme le séisme, ainsi que les paramètres qui influent sur ce comportement.

1.2. Liquéfaction des sols

1.2.1. Définition et historique du phénomène

Le séisme manifeste ses effets les plus terribles à travers le sol causant dans certains cas sa liquéfaction. La liquéfaction est un cas particulier de comportement des sols vis-à-vis du cisaillement caractérisé par des cratères ou volcans de sable suite à l'éjection du sol liquéfié sous l'effet de la pression interstitielle élevée égale à la contrainte effective initiale du sol. Ce phénomène se produit lorsque la résistance au cisaillement des sols diminue en réponse à un phénomène monotone (accumulation rapide de sédiments, érosion au pied d'une pente ...), dynamique (souffle, vibration) ou cyclique (tremblement de terre, raz de marée). La liquéfaction du sable est un phénomène très ancien, il y est fait mention dans plusieurs écrits à travers l'histoire. Son étude est cependant récente ; les premières recherches datent du début des années 1960. La liquéfaction du sable s'est constituée en un domaine de recherche à partir des séismes de Niigata et d'Alaska en 1964. Car les graves dommages que les deux régions ont connus, ont été imputés par les chercheurs non pas à la force du séisme mais davantage à la liquéfaction du sable. La liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottaison des immeubles, la rupture des ouvrages hydrauliques (barrages) et les ouvrages d'arts, le glissement et le déplacement des talus ... etc. (figure 1.1). Avec la survenue d'autres séismes majeurs tels que ceux de San Francisco en 1989 et Kobe en 1995, ce phénomène a pris de plus en plus d'ampleur.



(a) Niigata, Japan, 1964



(b) Alaska, 1964



(c) San Francisco, 1989



(d) Port of Kobe, 1995



(e) Christchurch, New Zealand, 2010



(f) Cephalonia, Greece, 2014

Figure 1.1 : Exemples de phénomène de liquéfaction durant les séismes à travers le monde.

L'Algérie a également connu ce phénomène très évident dans deux zones sismiques : le séisme de Chlef (El Asnam, 1980) et le séisme de Boumerdès (Zemmouri, 2003). La figure 1.2 montre la liquéfaction enregistrée lors du séisme de Chlef en 1980. La liquéfaction s'est produite dans une immense vallée alluvionnaire traversée par l'Oued Chlef à la zone de confluence de cette rivière et de l'Oued Fodda. Différents phénomènes liés à la déformation du sol ont été remarqués sur des surfaces du sol liquéfiées et sur les côtés de la rivière de l'Oued Chlef tels que des ruptures diffusées et des cratères de sable (Figure 1.3a), ainsi que des dommages importants occasionnés à des infrastructures en raison des affaissements et des déplacements latéraux des sols.

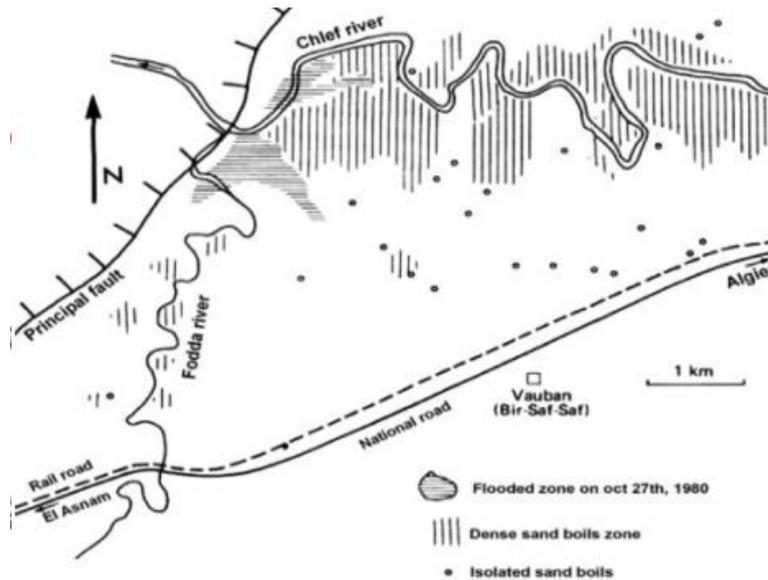


Figure 1.2 : Localisation des zones à risque touchées par le phénomène de la liquéfaction après le séisme d’El-Asnam, 1980 (Durville et Meneroud, 1982).

Ultérieurement, Boumèrdes fut la victime d’un séisme destructeur (Zemmouri, 2003) causant plusieurs dommages importants en relation avec la liquéfaction des sols (Figure 1.3b) (Hamane et al., 2007 ; Benghalia et al., 2014), comme le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d’Isser (Boumèrdes).

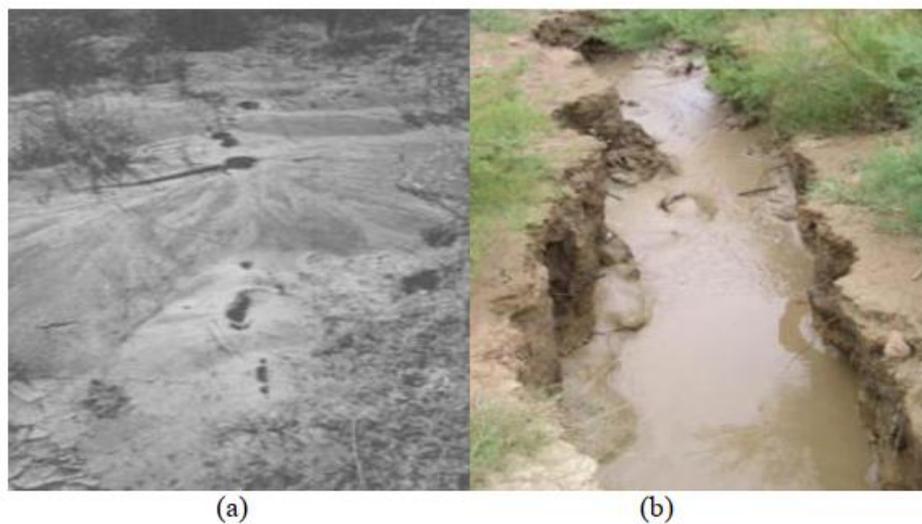


Figure 1.3 : Apparition du phénomène de la liquéfaction durant les séismes de Chlef 1980 et Boumèrdes 2003 : (a) Ebullition du sable ; (b) surface liquéfiée (Benghalia et al. 2014).

1.2.2. Identification du phénomène de liquéfaction

Plusieurs recherches au laboratoire ont eu pour but l’étude du comportement des sols granulaires vis-à-vis du phénomène de liquéfaction, cherchant les conditions d’activation du

phénomène (Castro,1969, Casagrande 1975, Sladen et al. 1985, Canou et al. 1990, Ishihara 1993, Verdugo et Ishihara 1996, Arab et al. 2013;Belkhatir et al. 2014; Della et al. 2014; Benghalia et al. 2014; Mahmoudi et al. 2016). Des études en laboratoire ont indiqué que la liquéfaction survient généralement sous l'effet de l'action sismique ou de charges statiques à un certain état de sol et sous l'influence de certains paramètres externes. Canou et al. (1991) ont constaté que la susceptibilité à la liquéfaction statique est liée directement au comportement du sol et à l'augmentation de la pression interstitielle en tenant compte de la densité lâche de l'échantillon avec ou sans un mauvais drainage se traduit dans le sol par un comportement non drainé (Figure 1.4). Terzaghi (1925) a défini la résistance du sol en fonction de la contrainte effective (σ') par une différence entre la contrainte moyenne totale (σ) et la pression interstitielle (u). La liquéfaction a lieu lorsque la valeur de la pression interstitielle approche celle de la contrainte effective. L'augmentation progressive de la pression interstitielle engendre une diminution de celle-ci, les contraintes effectives deviennent alors nulles (ou très faibles) poussant le sol à se comporter comme un fluide ayant la densité du sol saturé.

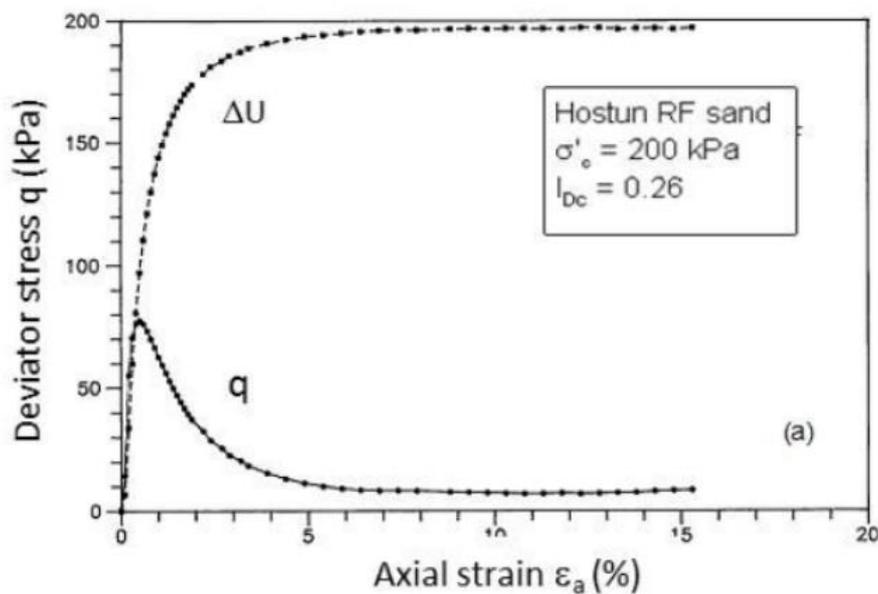


Figure 1.4 : Comportement à la liquéfaction statique du sable d'Hostun
(Canou et al. 1991).

1.3. Concepts rhéologiques

1.3.1. Notions de contractance et dilatance

Lors d'un essai triaxial, on peut clairement distinguer deux types de comportement. Ces deux notions contrôlent la réponse mécanique du matériau et caractérisent la nature des déformations volumiques d'origine irréversible des sols sollicités au cisaillement (figure 1.5).

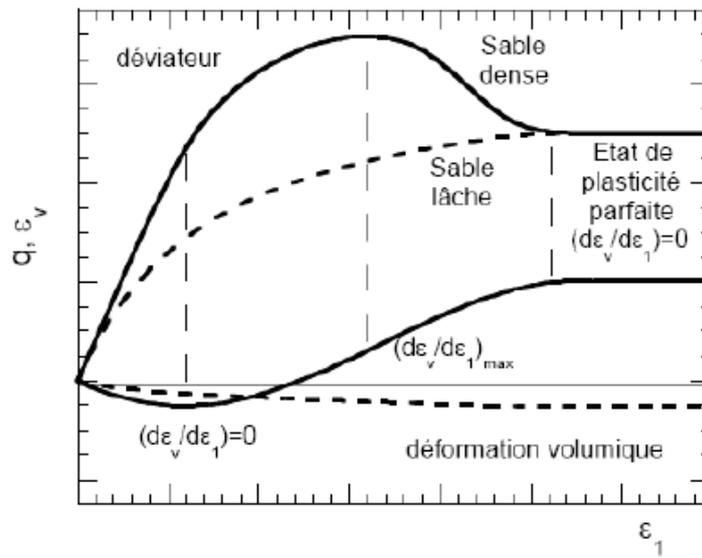


Figure 1.5 : Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano., 2001).

Le premier comportement rencontré est un comportement à caractère contractant caractérisé dans un cas drainé (figure 1.6a) par une diminution de volume du matériau. Ce changement volumique correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre grains provoqués par des forces inter-granulaire assez importantes occasionnées par la sollicitation appliquée. Le deuxième comportement est un comportement à caractère dilatant qui contrairement au comportement contractant se caractérise par une augmentation du volume du sol soumis au cisaillement et correspond à un mécanisme de dés-enchevêtrement et au foisonnement de l'empilement de la structure granulaire.

Dans un cas non drainé (figure 1.6b) le comportement contractant et dilatant se traduit par un taux d'évolution des surpressions interstitielles d'origine positive et négative, respectivement. Le caractère contractant se traduit donc par une augmentation de la pression interstitielle et inversement le caractère dilatant par une diminution de celle-ci. On note que le comportement contractant ou dilatant d'un sol est directement associé à son état initial et est principalement

influencé par l'état de densité initiale du matériau ainsi que le niveau de la contrainte de consolidation.

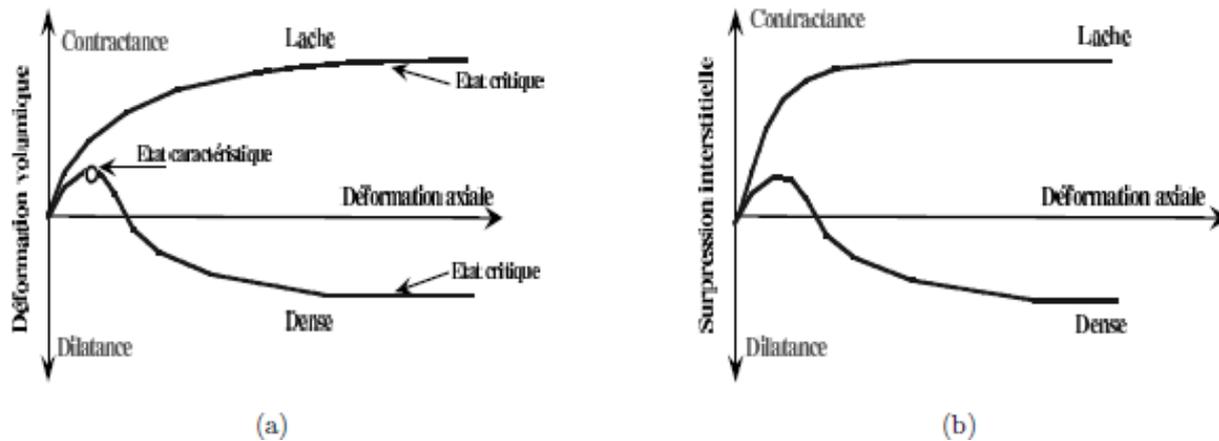


Figure 1.6 : Comportement mécanique de sables dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non drainé.

1.3.2. Etat critique

A l'issue d'essais à la boîte de cisaillement direct en condition drainée sur un sable, Casagrande avance l'idée d'indice critique ecr. Cet état se caractérise par une déformation continue du sol sous une contrainte de cisaillement constante sous chargement monotone. L'indice des vides critiques n'est pas une constante en relation avec un matériau mais dépend seulement de la contrainte normale. La représentation de l'ensemble des points critiques dans un plan « e log p' » permet de tracer la ligne de l'indice des vides critique nommée « e » (figure 1.7). Roscoe et al 1958 nomme cette ligne "Critical state line" et Castro 1969 développe celle-ci en "Steady state line". La ligne délimite le domaine contractant du domaine dilatant par conséquent cette ligne unique permet l'évaluation de la susceptibilité d'un échantillon de sol à la liquéfaction. Un sol saturé dont l'état initial est au-dessus de cette ligne est susceptible à une liquéfaction. Inversement, un sol avec un état initial en dessous est quasiment résistant au phénomène (figure 1.8).

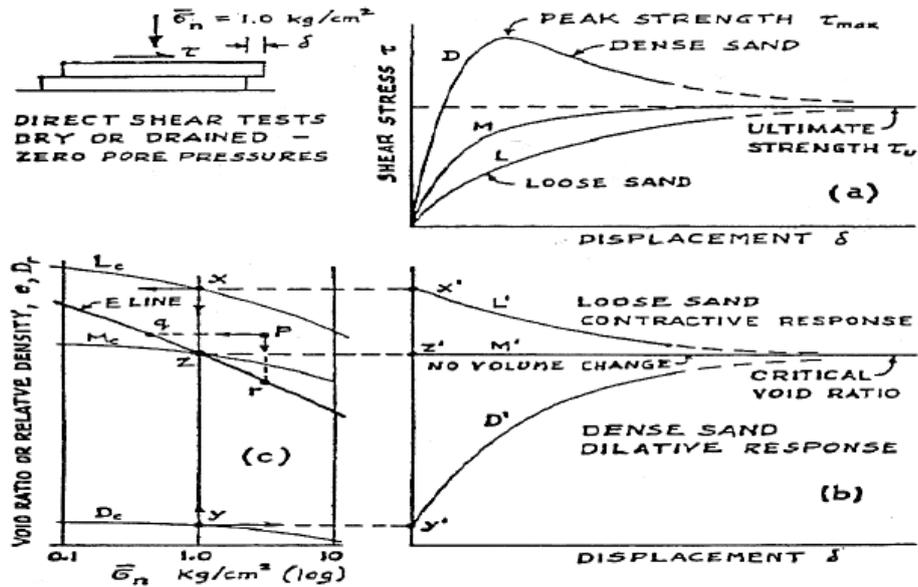


Figure 1.7 : Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1936)

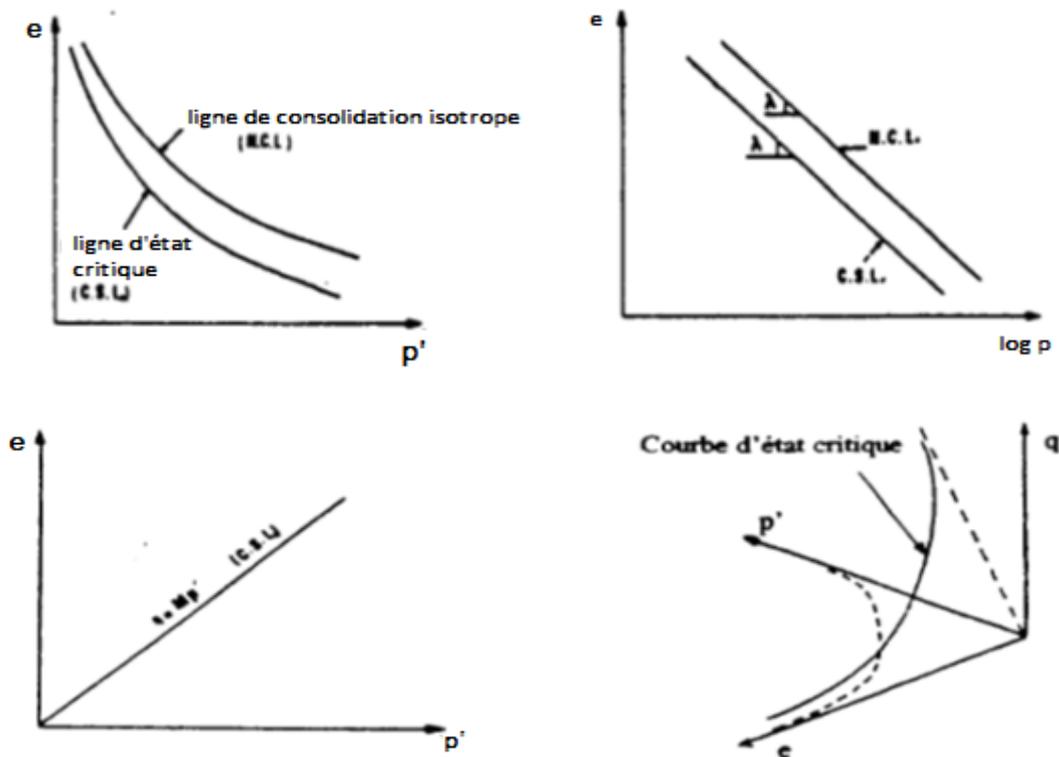


Figure 1.8 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al., 1958)

1.3.3. Etat caractéristique

L'état caractéristique défini par Luong 1978 Habib et Luong 1978 et Sidaner 1981 correspond à l'état où le matériau passe d'un comportement contractant à un comportement dilatatant lors

d'un chargement de cisaillement en condition drainé ou non drainé. Dans le plan des contraintes (q, p') , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Cette droite délimite l'espace des contraintes admissibles en deux domaines distincts. Un domaine sub-caractéristique situé au-dessous de la droite caractéristique dans lequel le sable est contractant et un domaine sur-caractéristique situé entre la droite caractéristique et la droite de rupture, dans lequel le sable est dilatatant. Luong 1980 a exposé que le niveau de contrainte auquel le taux de génération de la surpression interstitielle s'annule correspond au seuil de contrainte auquel le taux de déformation volumétrique s'annule en condition drainée et le concept d'état caractéristiques reste cohérent lorsque l'échantillon de sable est soumis à différents chemins de contraintes triaxiales comme le montre la figure 1.9

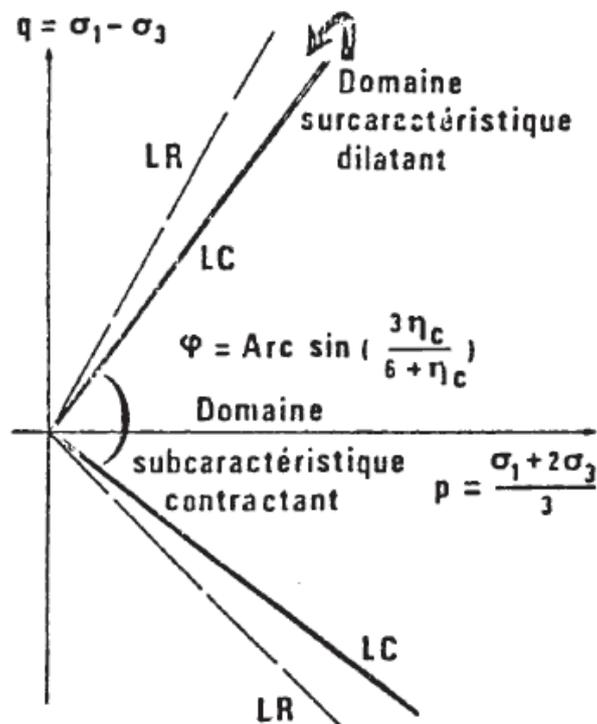


Figure 1.9 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong, 1980).

1.4. Comportement des sables sous chargement monotone

1.4.1. Essai Drainé

Le comportement drainé signifie que lorsqu'une charge est appliquée l'eau interstitielle s'écoule librement entre les particules de matériau. Par conséquent, le comportement drainé est caractérisé par des changements de volume de matériau et une pression interstitielle nulle ($\Delta u=0$). Deux conditions sont nécessaires pour un comportement parfaitement drainé, la

vitesse d'application de la charge doit être suffisamment lente pour ne pas provoquer de surpression interstitielle et l'application de la charge doit durer suffisamment longtemps pour que la surpression interstitielle (le cas échéant) se dissipe.

Lors d'un essai triaxial conventionnel où on applique une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainée, on remarque initialement une diminution du volume de l'échantillon de sable correspondant une augmentation de la valeur du déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

Lee 1965 a constaté que la phase de contractance et la phase de dilatance sont principalement dépendantes de la densité du sable et de la pression de confinement (σ'_c). L'influence de ces deux paramètres sur le changement de volume est très évidente. On peut voir sur les figures 1.10 et 1.11 qu'au fur et à mesure que la pression de confinement augmente, la phase de dilatance diminue progressivement et devient inexistante. En comparant les deux figures on peut voir que pour une même contrainte de confinement lorsque la densité relative du sable augmente la phase de contractance diminue et inversement la phase de dilatance s'accroît.

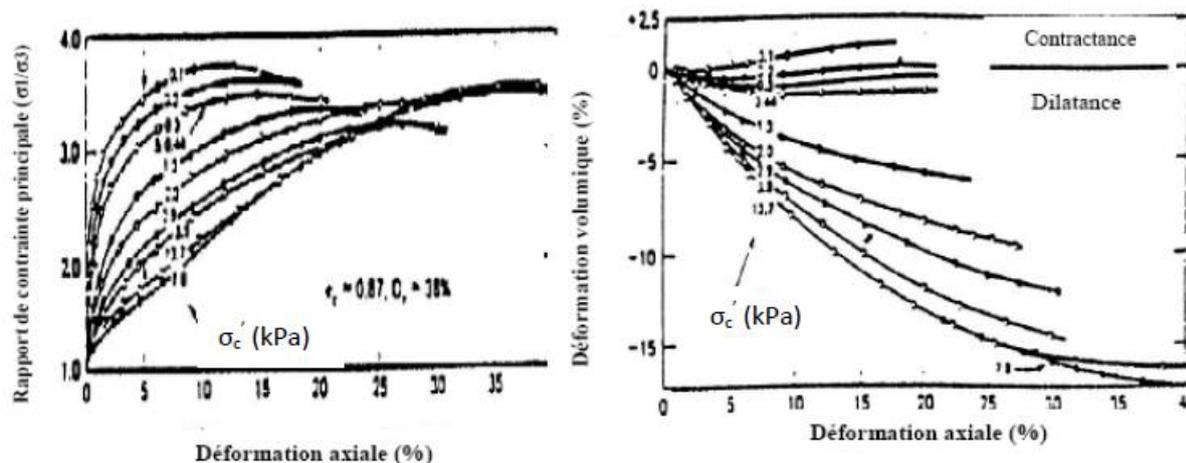


Figure 1.10 : Essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de Sacramento à l'état lâche (Lee, 1965)

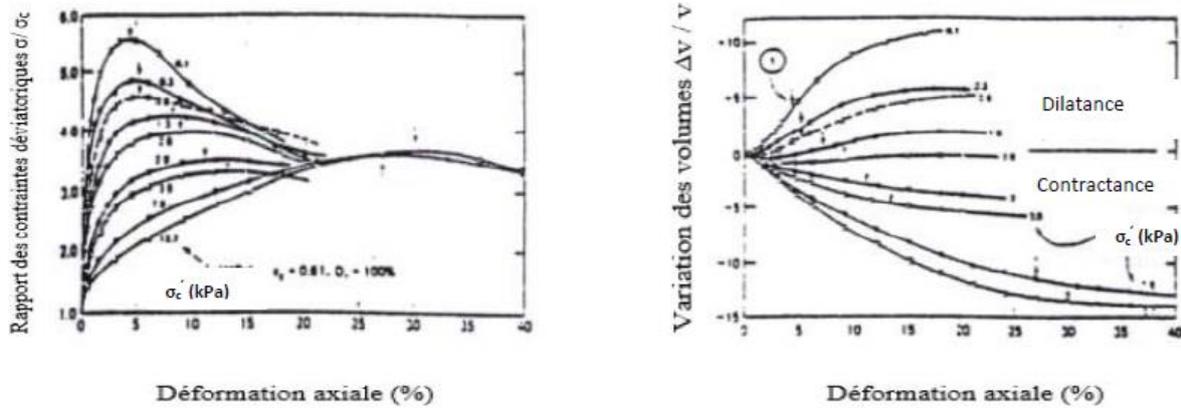


Figure 1.11 : Essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de Sacramento à l'état dense (Lee, 1965).

1.4.2. Essai non Drainé

Un comportement non drainé signifie que l'eau interstitielle est emprisonnée dans le matériau pendant l'application du chargement donc ce comportement est caractérisé par un changement de volume nul et par une augmentation de la pression interstitielle de l'eau au cours de l'essai. Par conséquent, les phases de contractance et de dilatance sont observées sur les variations de la pression interstitielle. La phase de contractance se manifeste donc par une augmentation de la pression interstitielle causée par la tendance du volume solide à se densifier. Quant à la phase de dilatance, elle apparaîtra comme une diminution de la pression interstitielle causée par la tendance à l'augmentation du volume solide.

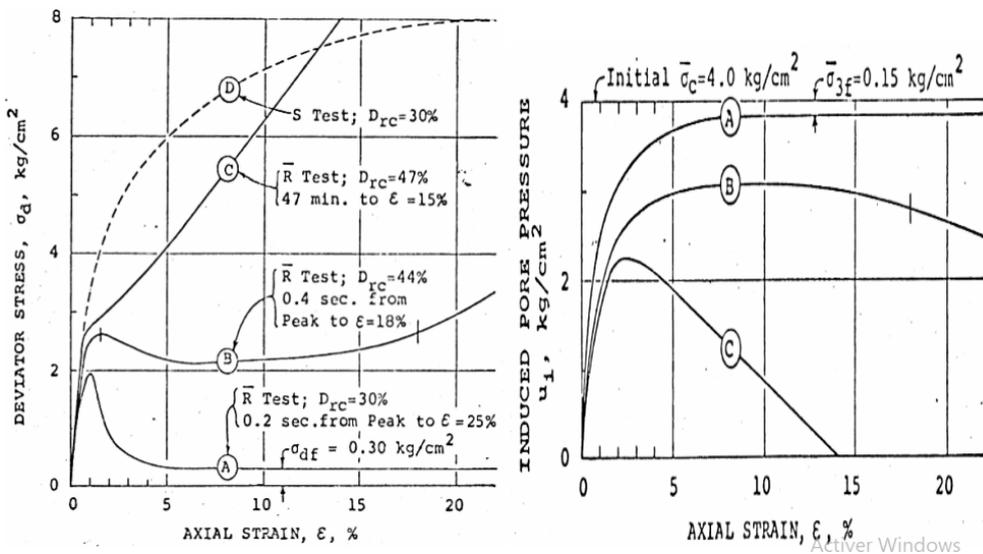


Figure 1.12 : Essais triaxiaux monotones non drainés (A, B et C) et drainé (D) sur sable (d'après Casagrande, 1975)

On constate sur la figure 1.12 établie par Casagrande (1975), au début du chargement, une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B), et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé et sa correspondante au niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (figure 1.13) sont définies par Habib et Luong (1978) comme étant l'état caractéristique du matériau. Ils ont restreint les deux domaines par des droites caractéristiques LC et LR (une droite où $Q > 0$ et une autre où $Q < 0$). L'ensemble de valeurs se situant en dessous de la ligne LC représente le domaine subcaractéristique dans lequel le comportement du matériau se contracte quant aux valeurs qui se trouvent entre les lignes LC et LR, ces dernières décrivent le domaine surcaractéristique dans lequel le matériau présente un comportement dilatant (Figure 1.14).

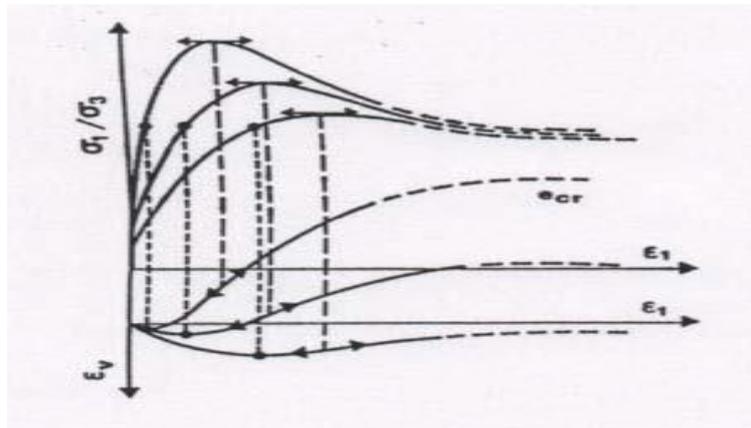


Figure 1.13 : Variation du volume sous chargement monotone (Habib et Luong 1978).

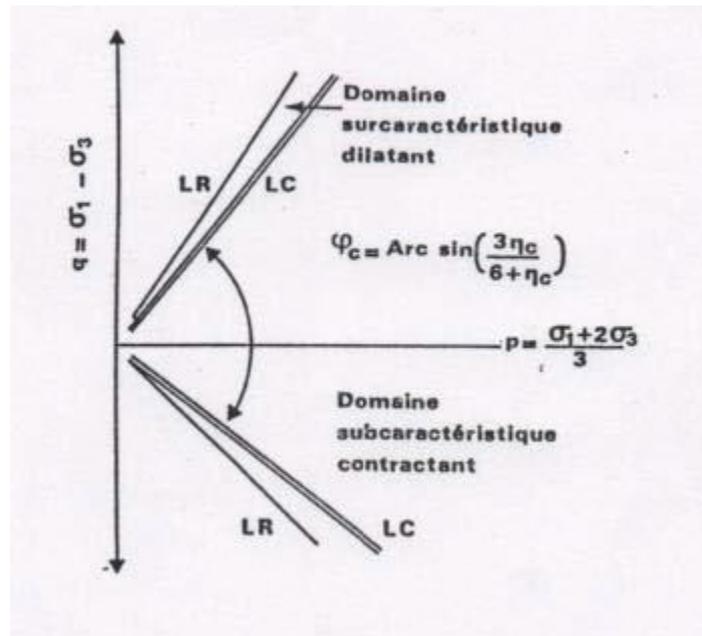


Figure 1.14 : Etat caractéristique sous chargement monotone (Luong, 1978).

1.5. Paramètres influant sur la résistance au cisaillement des sables

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sables. Dans la littérature, l'influence de la densité relative, la pression de confinement, la présence des fines et d'autres paramètres qui conditionnent la tendance à la contractance ou à la dilatance des sables a été largement étudiée.

1.5.1. L'état de contrainte initial

L'état de contrainte initiale d'un élément de sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale. (Figure 1.15).

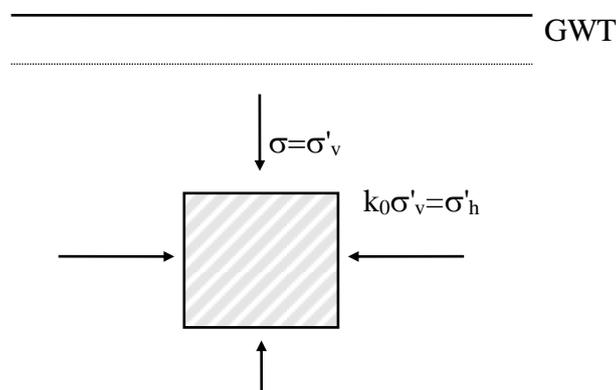


Figure 1.15 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.

K_0 = Coefficient des terres au repos.

σ'_h = Contrainte effective horizontale.

σ'_v = Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient K_0 . En effet, on peut remarquer sur la figure 1.16 établie par Seed et Peacock (1971) que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec K_0 . Comme le coefficient K_0 croît avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches de sol les plus profondes.

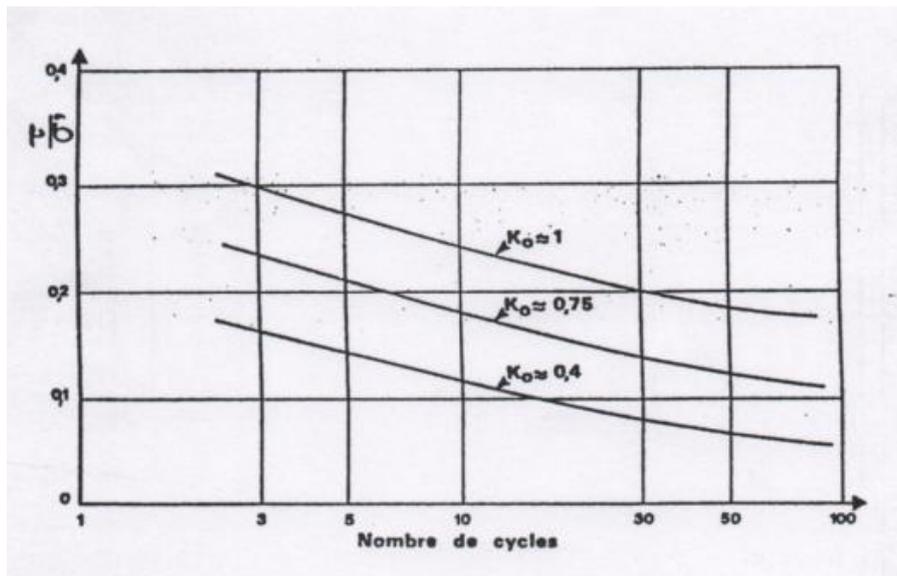


Figure 1.16 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971).

τ_{hv} : Contrainte de cisaillement cyclique.

σ'_0 : Contrainte effective verticale.

N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

1.5.2. La densité relative

La densité relative ou bien l'indice des vides est l'un des facteurs les plus déterminants dans le comportement des sols. Lee et Seed (1967), Seed et Idriss (1971) et Seed (1979) ont discuté le rôle joué par cette dernière et ont montré que l'augmentation de la densité diminue le potentiel de liquéfaction. Ils ont constaté que la contrainte de cisaillement nécessaire pour provoquer la rupture augmente avec l'augmentation de l'indice des vides (Figure 1.17). Plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations, (Ishihara et al., 1975 ; Castro and Poulos, 1977 ; Vaid et al., 1985; Kramer et Seed 1988 ; Ladd et al., 1989 ; Konrad 1990a,b ; Meghachou 1993 ; Verdugo et Ishihara 1996 ; Benahmed 2001).

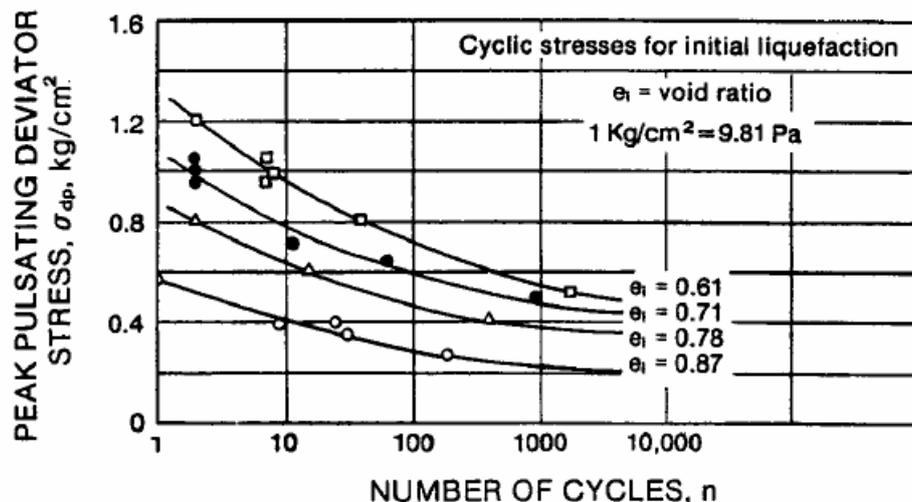


Figure 1.17 : Influence de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement cyclique (Lee and Seed, 1967).

Boutaraa et al., 2020 ont étudié l'effet de la densité relative D_r sur le comportement des échantillons de sable de Chlef. Trois essais triaxiaux en condition drainé ont été entrepris avec des valeurs D_r variables ($D_r = 10\%$, 65% , 80%). La première valeur D_r représente un état d'échantillon lâche, la seconde représente un état moyennement dense et la troisième correspond à un état dense. La figure 1.18 montre clairement que l'augmentation du déviateur de contrainte q est proportionnelle à celle de D_r . En effet, la résistance atteint des valeurs maximales de 320, 340 et 390 kPa pour des valeurs de D_r de : 10, 65 et 80%, respectivement. Ce résultat met en évidence l'effet positif de l'augmentation de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable étudié. On constate que l'échantillon dense ($D_r = 80\%$) présente un pic de contrainte de déviateur à 10% de déformation axiale, reflétant un taux de dilatance maximum. Aussi, les auteurs ont rapporté que l'augmentation de la densité relative augmente le caractère dilatant des sols sableux.

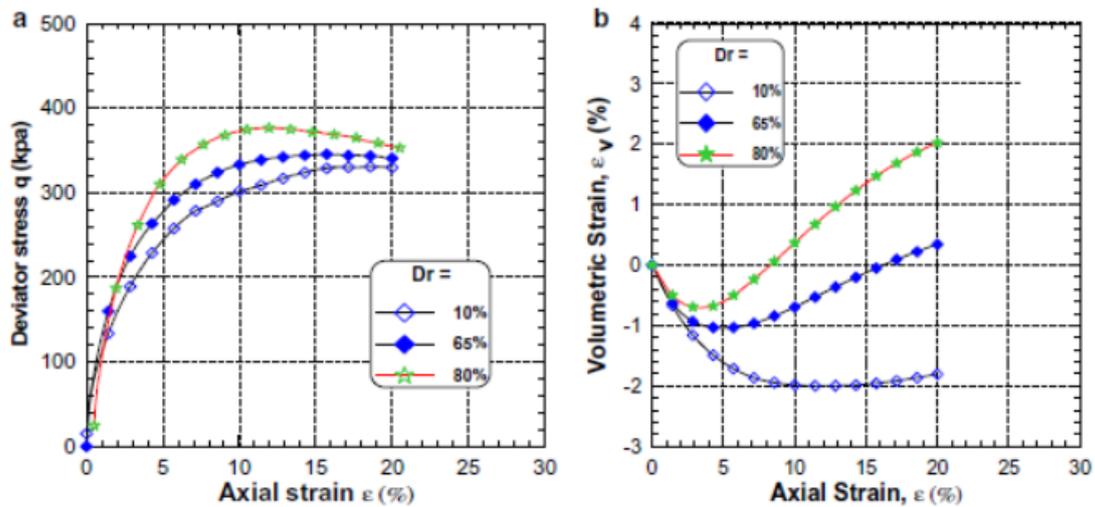


Figure 1.18 : Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable : (a) évolution du déviateur de contrainte, (b) évolution de la déformation volumique (Boutaraa et al., 2020).

Arab et Shahrour (2010) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur trois sables différents Le sable d'Hostun Rf, le sable de Chlef et de le sable de Oued Rass, afin d'étudier l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction de chaque sable. Les essais ont été réalisés sur des échantillons soumis à un confinement initial de 100 kPa avec différents indices de densité ($I_d = 0,15, 0,5$ et $0,65$). Les figures 1.19, 1.20 et 1.21 montrent très clairement que l'augmentation de la densité relative a un effet majeur dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction des sables. Aussi ; ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction du sable d'Hostun Rf est supérieure aux autres sables (Chlef et Oued Rass) ceci peut être expliqué par le fait que le sable d'Hostun RF est un sable de caractère dilatant et que les autres sables (Chlef et Oued Rass) sont des sables à caractère contractant (figure 1.19).

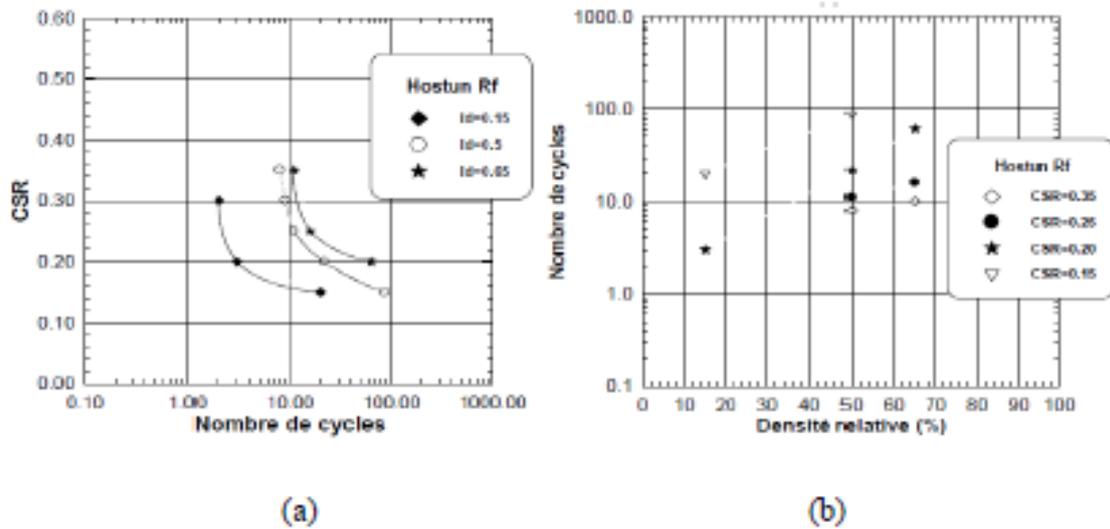


Figure 1.19 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction du sable d'HostunRf a) Sur le potentiel de liquéfaction, b) sur la résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)

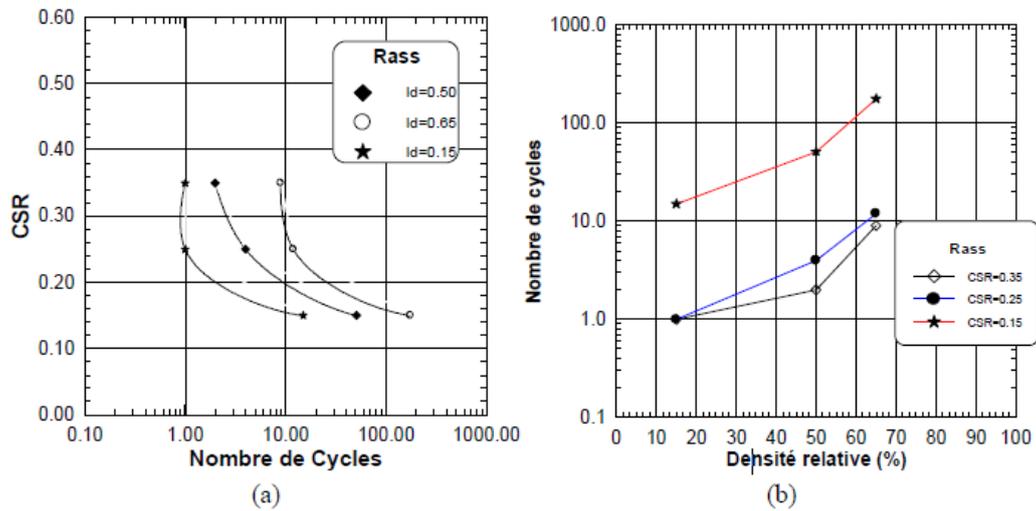


Figure 1.20 : Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass : a) Courbe de potentiel de liquéfaction b) Résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)

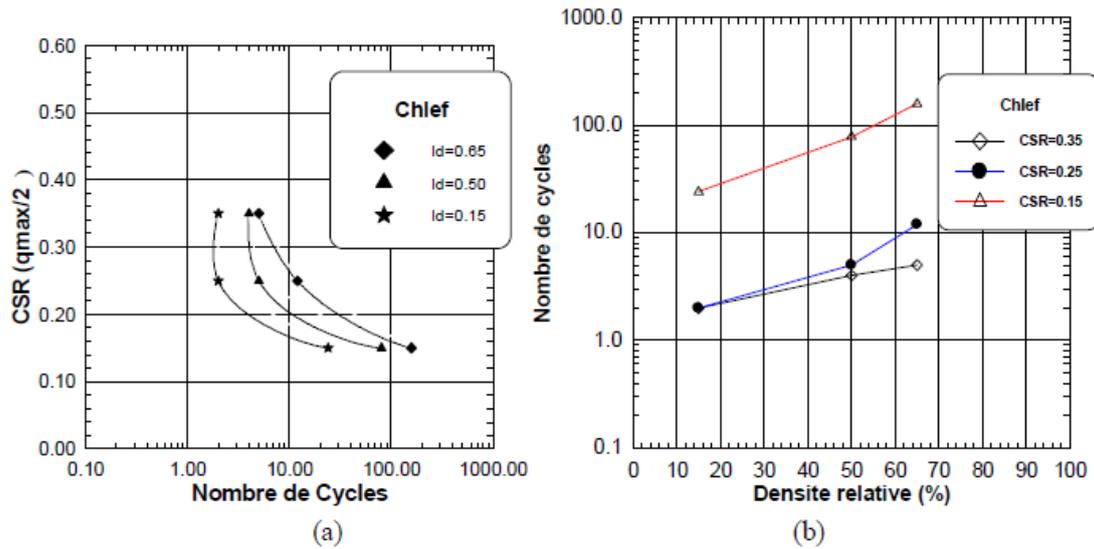


Figure 1.21 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour., 2010)

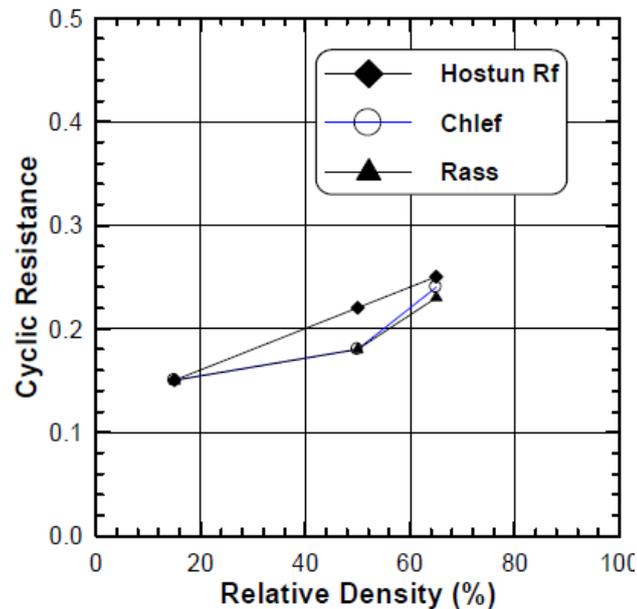


Figure 1.22 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun RF) (Arab et Shahrour., 2010)

1.5.3. La pression de confinement

La variation de la pression de confinement peut complètement modifier le comportement d'un sol. En effet, elle entraîne dans le cas d'un essai drainé l'augmentation de la tendance à la contraction volumique de celui-ci. Yoshimine et Ishihara (1998) ont présenté les résultats de recherche menées par Verdugo (1992). Ils ont confirmé que pour des contraintes de consolidations comprises entre 100 et 3000 kPa, le caractère contractant du sol augmente suite à l'augmentation de la contrainte de consolidation (figure 1.23).

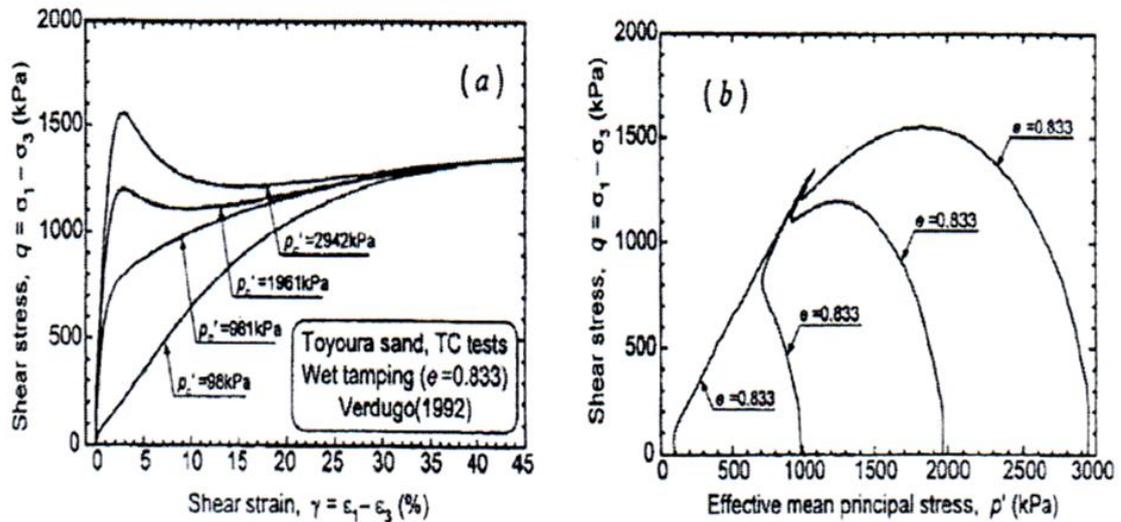


Figure 1.23 : Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution du comportement non drainé (Yoshimine et Ishihara, 1998).

Della et al., 2011 ont évalué l'influence du confinement sur le comportement non drainé du sable de Chlef sous des pressions de confinement initiales de 50, 100 et 200 kPa à l'appareil triaxial. Ils ont montré que la résistance à liquéfaction du sable augmente avec l'augmentation de la pression de confinement (figure 1.24).

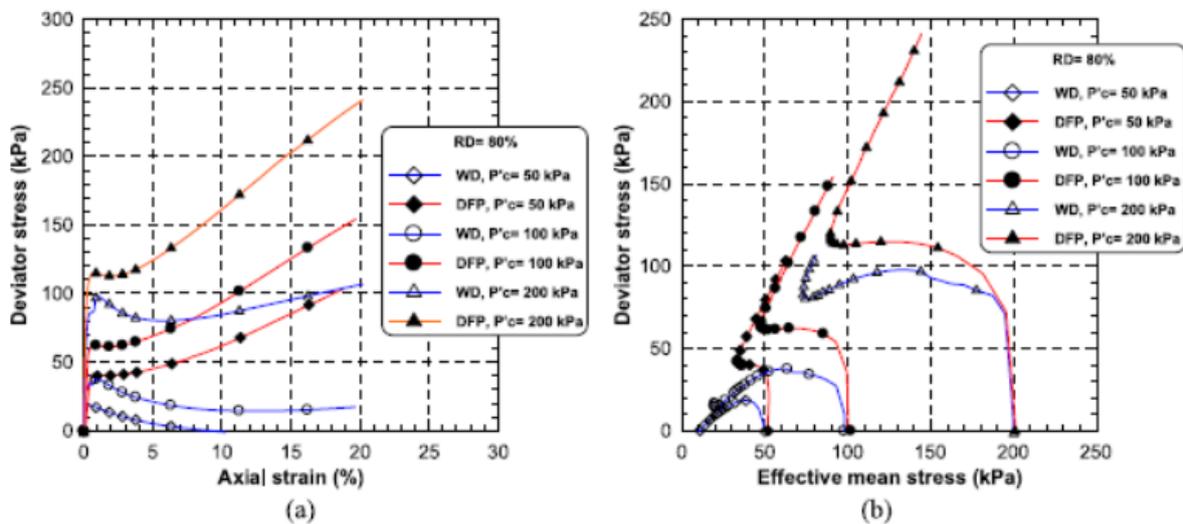


Figure 1.24 : Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al., 2011).

Gay et al. (2003) ont procédé à une comparaison entre leurs résultats en rapport avec les essais consolidés à moins de 20kPa et ceux d'autres chercheurs mais, il est à noter, à des pressions de consolidation légèrement supérieures entre 20 et 100 kPa (figure 1.25). Cette comparaison a abouti aux résultats suivants :

- Une diminution de l'angle de frottement au pic avec l'augmentation de la contrainte de confinement ;
- Des valeurs élevées de l'angle de frottement de l'ordre de 42° pour le sable lâche et de 47° pour le sable dense sont obtenues ;
- Une chute de 5° à 7° de cet angle est notée au passage d'une contrainte de 5 à 20 kPa. Cette chute est atténuée pour les contraintes supérieures.

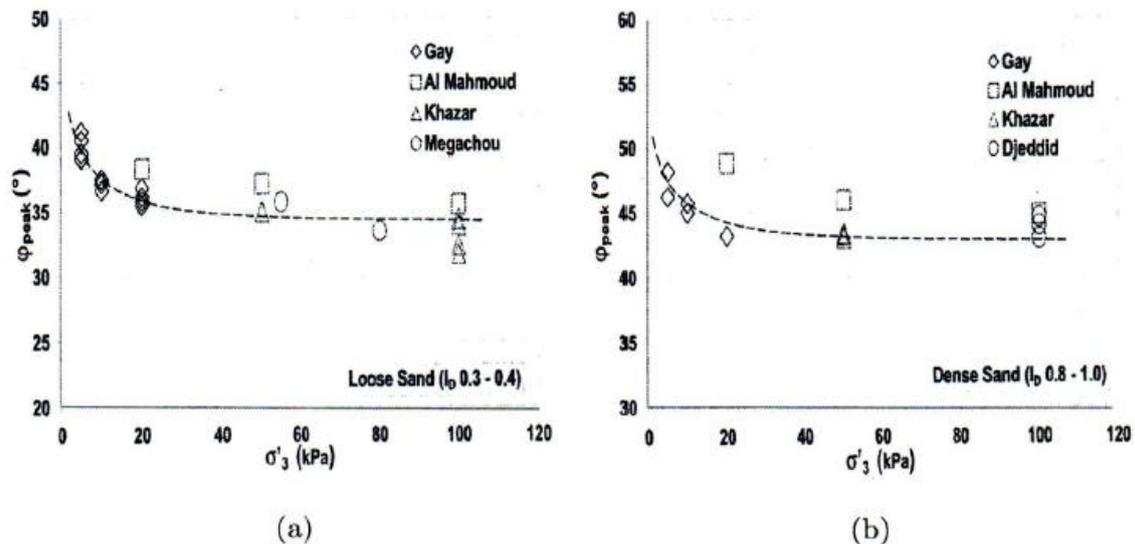


Figure 1.25 :Évolution de l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 (a) sable lâche (b) sable dense (Gay et al. 2003).

1.5.4. Présence de fines

Les recherches relatives aux sols liquéfiés in situ ont montré que ces derniers étaient pour la plupart de nature alluvionnaire avec un pourcentage non négligeable de fines. Lade et Yamamoto (1997) attribuent ce comportement à une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes du sol. Un tel comportement s'explique par le fait que les fines se posent au début au point de contact entre les grains. Ces fines ont tendance, après le cisaillement, à occuper les espaces vides (figure 1.26) ce qui génère une tendance contractive dont il résulte sous conditions non drainées une liquéfaction statique. Lors du cisaillement, il a été constaté un meilleur contact entre les grandes particules ; fait qui entraîne le sol à présenter une tendance à la dilatation croissante avec l'augmentation des contraintes et des déformations. Cependant pour des hauts pourcentages en fines, le sable a tendance à développer une contraction volumique assez importante susceptible de supprimer significativement toute tendance à la dilatation indépendamment des magnitudes des contraintes et des déformations. Ainsi la perte de résistance au cisaillement

non drainée peut se produire à des densités relatives très élevées. Notons que l'augmentation de la teneur en fines peut s'accompagner d'une augmentation du potentiel de liquéfaction jusqu'à un seuil maximum à partir duquel les fines dominent le comportement non drainé du sol.

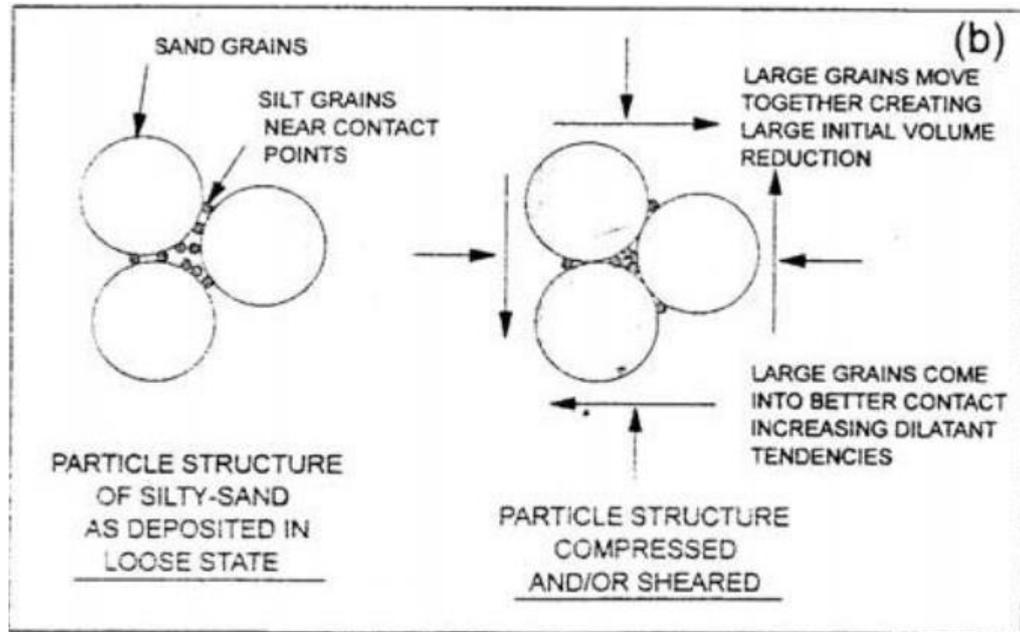


Figure 1.26 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (d'après Lade et Yamamuro, 1997).

L'effet des fractions de fines sur la résistance à la liquéfaction des sols est principalement lié à leur indice de plasticité. Cependant les résultats expérimentaux sur le sujet soulèvent jusqu'à aujourd'hui des divergences d'opinion (Ishihara, 1985 ; Kuerbis et al., 1988 ; Erten and Maher, 1995). Certains travaux montrent que l'augmentation de la fraction des fines peut avoir pour conséquence une amélioration de la résistance au cisaillement non drainée des sols (Amini et Qi 2000), alors que d'autres indiquent une diminution de cette résistance en fonction de l'augmentation de la fraction de fines (Troncoso et Verdugo, 1985). Arab (2009) a étudié en laboratoire, l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude est basée sur des essais triaxiaux monotones drainés et non drainés entrepris pour des fractions de fines variant entre 0 et 50% et des essais cycliques réalisés pour des fractions des fines variant entre 0 et 40%. Les essais montrent que l'effort résiduel diminue linéairement et de manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente. Cet effet est également

important pour le comportement des sables limoneux sur des chemins non drainés à cause du fort couplage entre le comportement déviatorique et volumique pour ce type de chemins (figures 1.27, 1.28 et 1.29).

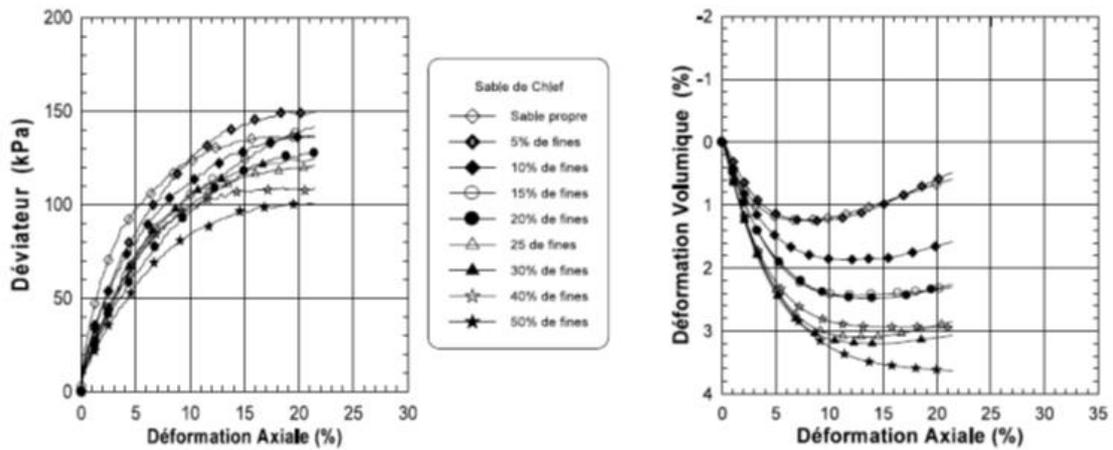


Figure 1.27 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)

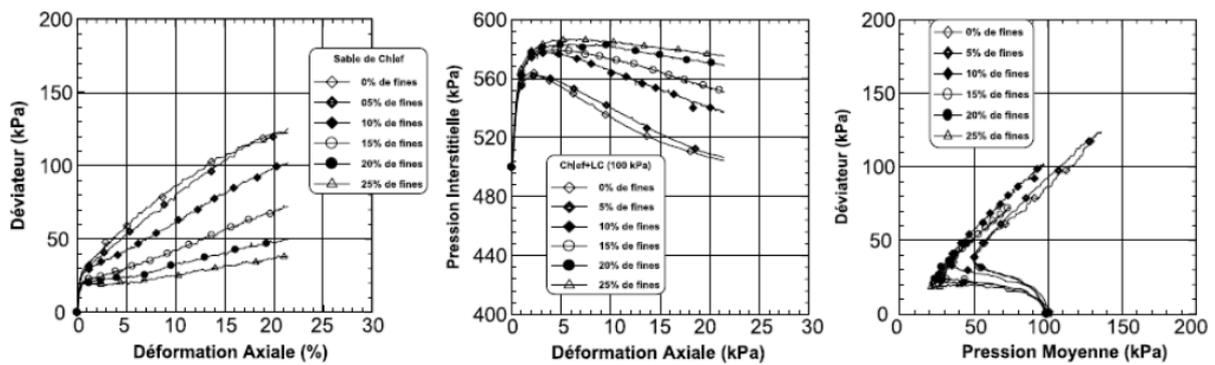


Figure 1.28 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009).

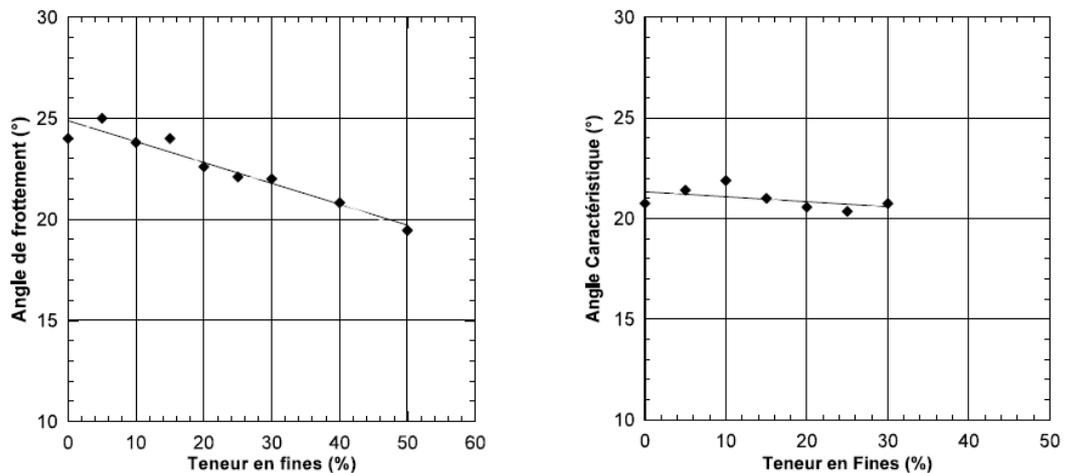


Figure 1.29 : Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab., 2009).

D'autres recherches adoptent une position intermédiaire ; elles soutiennent que la résistance au cisaillement non drainée diminue avec l'augmentation de la teneur en fine jusqu'à atteindre une résistance minimale puis ré-augmente avec la teneur en fines. Benghalia et al. (2014) ont réalisé des essais cycliques sur deux sables tels que le sable de Chlef et le sable d'oued Rass. Ils ont constaté que la résistance cyclique du sable diminue avec la diminution des fines jusqu'à une valeur limite $f_{c_{thre}}=5\%$ puis la résistance cyclique augmente avec l'augmentation des fines peu plastiques (figure 1.30). Cette tendance est en accord avec celle de Law et Ling (1992), Koester (1994) et Bouferra et Shahrour (2004).

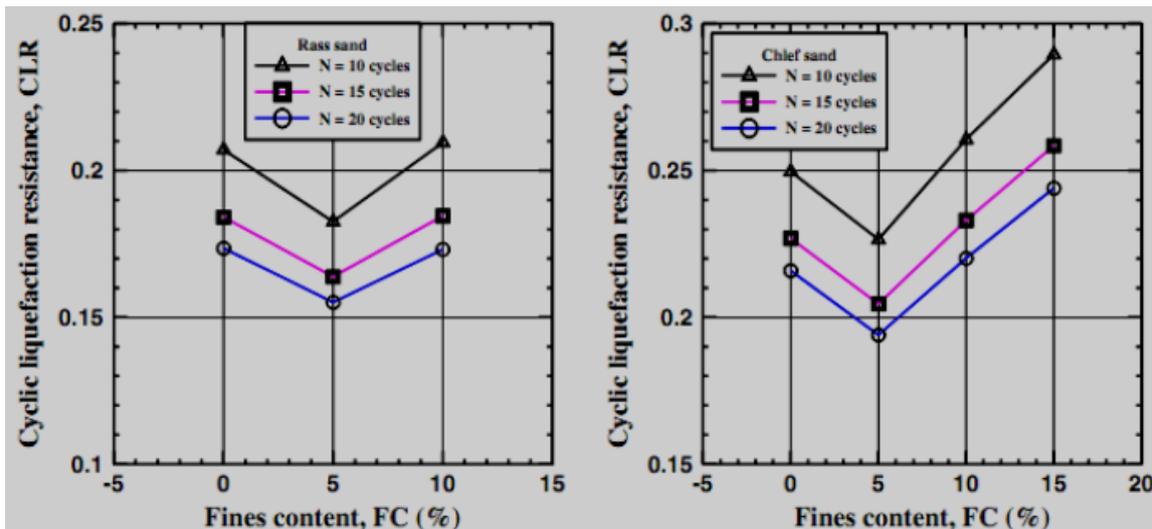


Figure 1.30 : Effet de fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction cyclique (Benghalia et al., 2014).

1.5.5. La saturation

De nombreux résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue (Yoshimin et al., 1998 ; Bouferra et al., 2000 et 2007; Ishihara et al., 2001 et 2004; Yang, 2002; Yang et al.2004; Della et al., 2009). Pecker (1984) a montré que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50% (figure 1.31). Il est donc impératif de bien s'assurer de la saturation optimale des échantillons au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire.

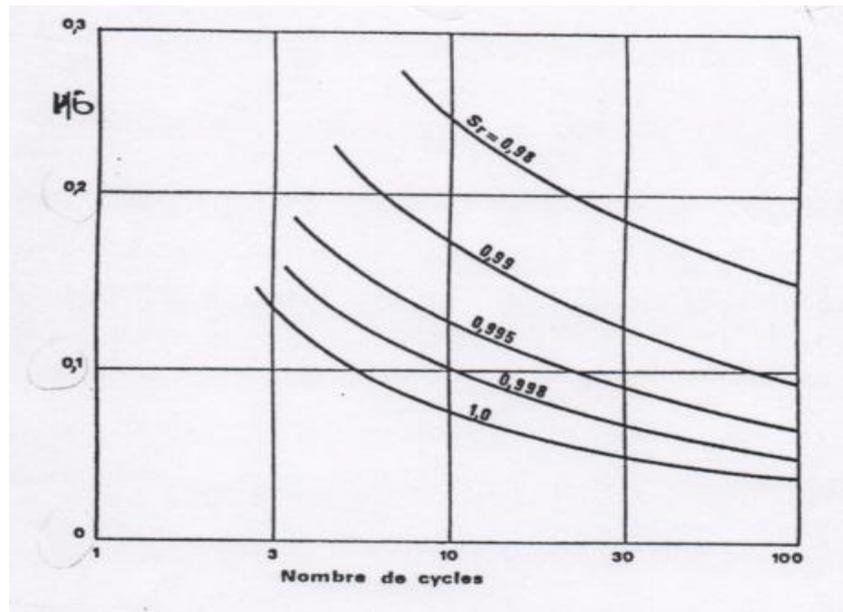


Figure 1.31 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984).

Della et al. (2009) ont réalisé une série d'essais non drainés sur le sable de Chlef pour différentes valeurs du coefficient de Skempton B comprises entre 32 et 90% à une pression de confinement initiale de 100 kPa (figure 1.32). Ils ont trouvé que l'augmentation du degré de saturation conduit à une diminution de la résistance du déviateur (figure 1.32a) et une augmentation de la pression d'eau (Figure 1.32b). Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance observée lors des essais drainés.

L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur comme l'illustre la figure 1.32a. Le chemin de contrainte dans le plan (p', q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal (figure 1.32c).

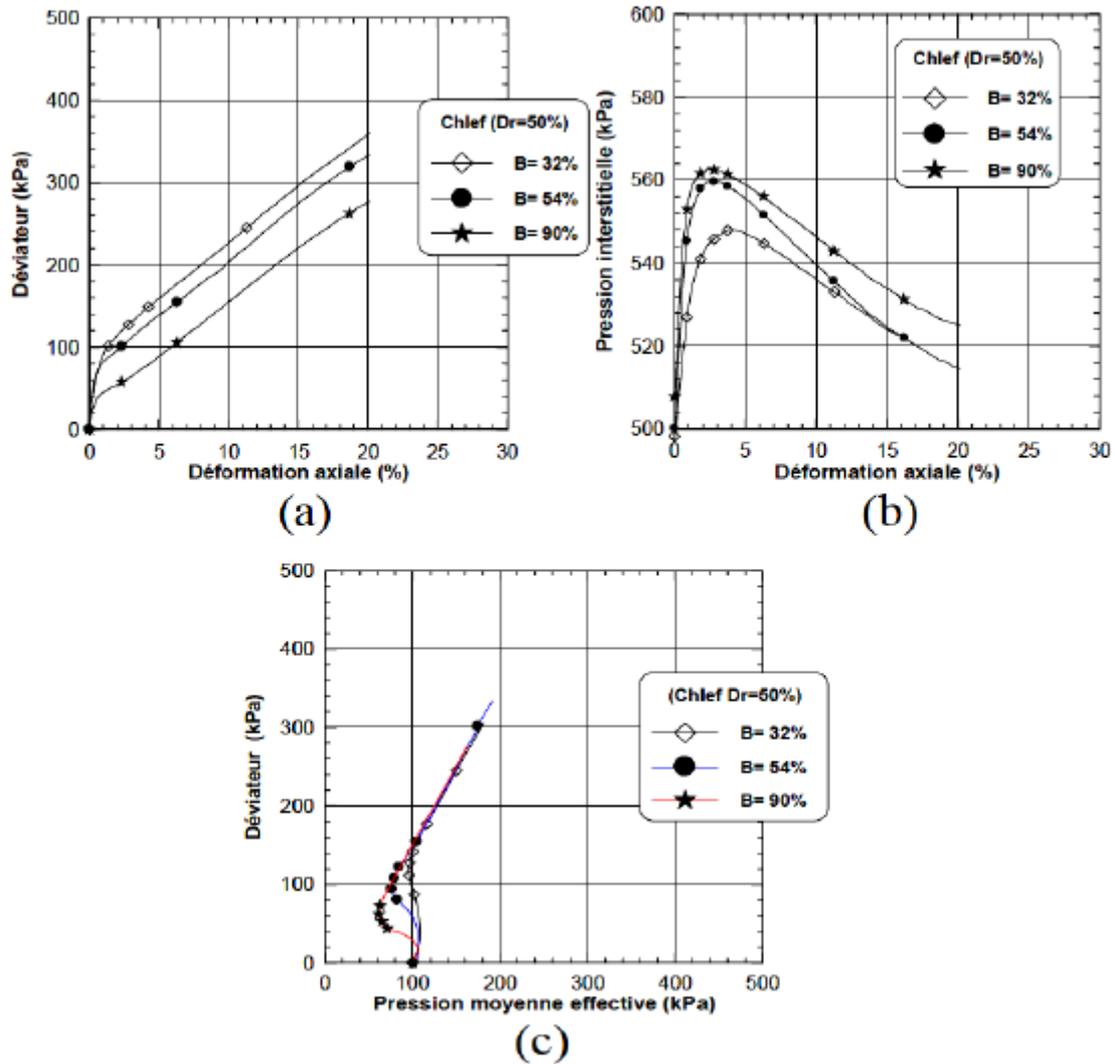


Figure 1.32 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009).

1.5.6. Le préchargement

Les recherches antérieures ont révélé que l'histoire du préchargement tient un rôle majeur dans le changement du comportement des sols. Plusieurs études sur la liquéfaction statique et cyclique ont été réalisées aux laboratoires sur des échantillons reconstitués par diverses méthodes et soumis à différents types de pré chargements afin de reproduire au mieux les différents types de sollicitation que peuvent subir les sols in situ (séisme, érosion, sédimentation, changement du niveau de la nappe phréatique, excavation, enlèvement de surcharge) pour étudier l'influence que joue le préchargement sur le comportement postérieur des sols.

Comme la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur (Lee et Seed, 1967 ; Yoshimi et Oh-Oka, 1975 ; Vaid et

Finn, 1979 ; Mohkam, 1983) il est attendu que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance à la liquéfaction. La figure 1.33 illustre les résultats des deux séries d'essais menées par Arab et al. (2011) sur des échantillons de sols préchargés. Ils ont noté que le préchargement provoque une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée. Pour le chargement $q_m = 60$ kPa, la rupture est observée après 11 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 16 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles. Il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 5 cycles. Pour le chargement $q_m = 40$ kPa, la rupture est observée après 31 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 37 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles. Il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 8 cycles. Pour le chargement $q_m = 30$ kPa, la rupture est observée après 80 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 95 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles. Il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 23 cycles. On note que l'effet des premiers 5 cycles est plus important que celui des 5 derniers. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le chargement cyclique densifie le sol et par conséquent augmente sa dilatance.

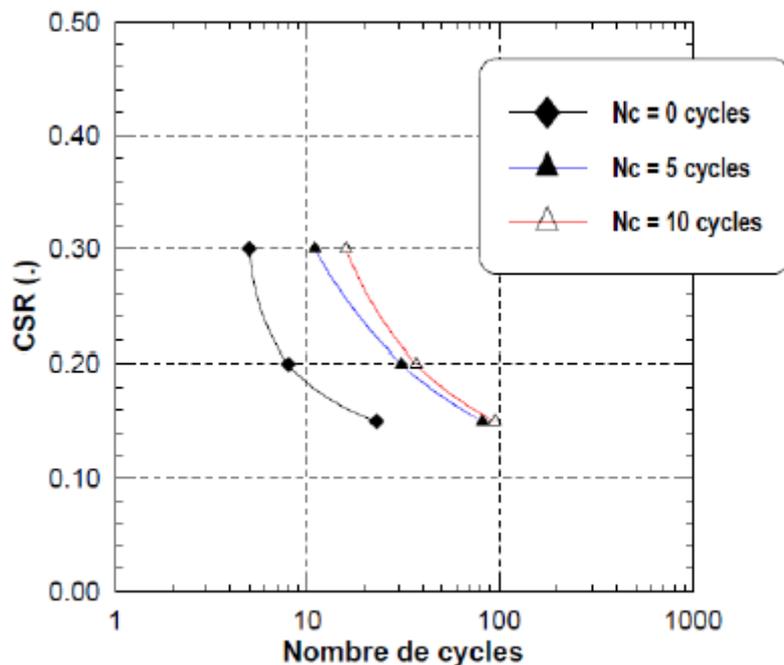


Figure 1.33 : Influence d'un préchargement cyclique sur résistance au cisaillement non drainé du mélange sable de Rass- limon SM (FC = 10%, $I_d = 0,65$) (Arab et al., 2011).

1.5.7. La surconsolidation

De nombreuses recherches ont apporté la preuve que le rapport de surconsolidation a un effet notable sur la résistance au cisaillement non drainée des sols (Ishihara et takutsu, 1979 ; Seed

et al., 1975 ; Seed et Peacock, 1971). La figure 1.34 résume les résultats d'essais triaxiaux cycliques obtenus sur le sable de la rivière Fuji par Ishihara et Okada (1978). Ces résultats démontrent clairement que le sable surconsolidé présente une résistance à la liquéfaction plus grande que celle d'un sable normalement consolidé. On note aussi que suivant les valeurs du degré de surconsolidation OCR le chemin de contrainte sous cisaillement cyclique des échantillons de sable passe d'un comportement parfaitement instable avec une réduction très importante de la contrainte effective moyenne (Figures 1.34a, 1.34b et 1.34c) à un comportement de stabilisation avec pratiquement aucune variation de la valeur de p' pour le dernier cas (Figure 1.34d, 1.34e et 1.34f).

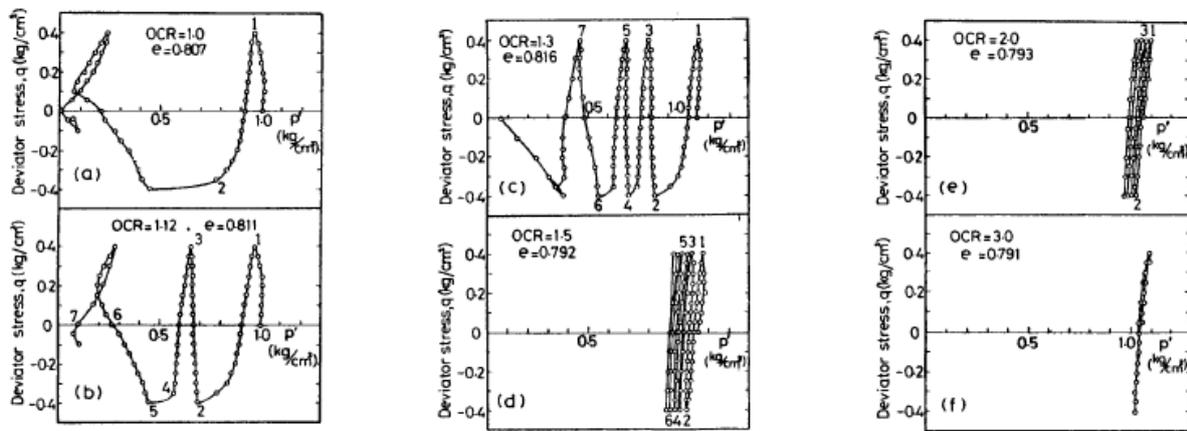


Figure 1.34 : Chemin de contrainte sous cisaillement cyclique d'échantillons de sable surconsolidés (Ishihara and Okada, 1978).

Della et al. (2010) ont présenté les résultats des essais monotones non drainés avec une densité moyenne $Dr=50\%$ et pour des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa réalisés avec deux méthodes de préparation (pluviation à sec et damage humide). Ils conclurent que les OCR influencent considérablement la résistance des sols liquéfiables : cette résistance est optimale, selon cette étude, sous les OCR variant entre 1 et 8 sous un confinement de 100 kPa (figure 1.35) et que l'augmentation de OCR améliore la rigidité du sable et accélère la phase de la dilatance. Ils ont également constaté que l'influence du confinement sur le déviateur de contrainte donne des résultats très fiables pour les échantillons préparés suivant la méthode de pluviation à sec en comparaison avec ceux préparés suivant la méthode du damage humide (figures 1.36 et 1.37).

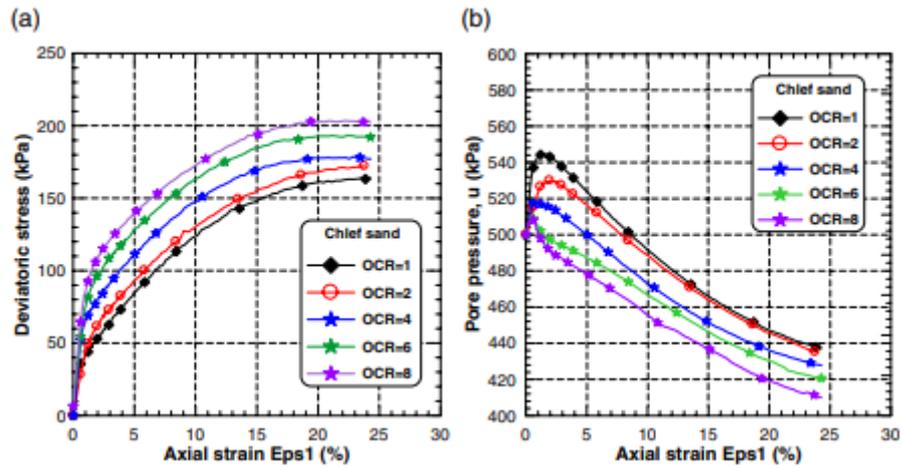


Figure 1.35 : Influence de la surconsolidation sur réponse du sable de Chief sous une pression de confinement de 100 kPa (Essai non drainé) (Della et al., 2010).

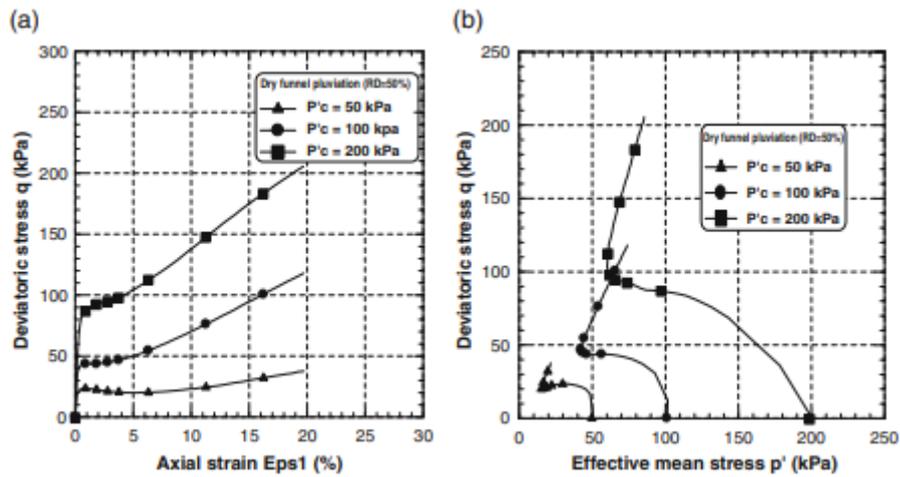


Figure 1.36 : Préparation des échantillons par la méthode de pluviation à sec, (a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al., 2010).

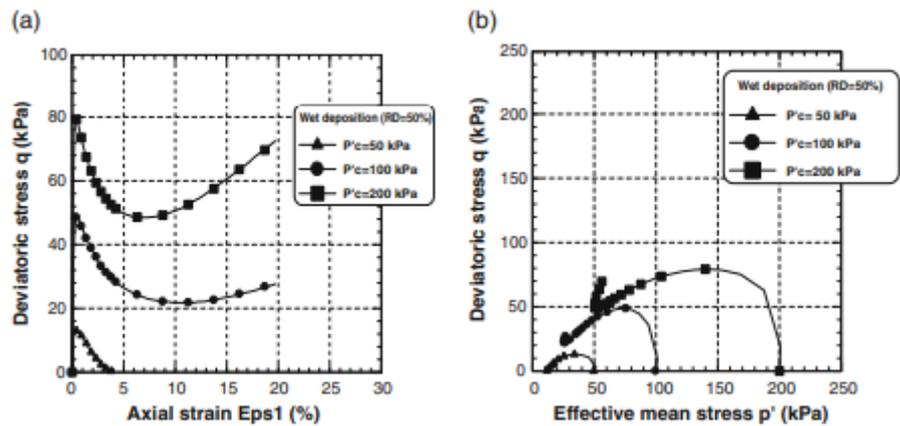


Figure 1.37 : Préparation de l'échantillon par la méthode de placement humide, (a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al., 2010).

Mahmoudi et al. (2016) ont effectué des essais monotones à l'appareil triaxial sur le sable de Chlef avec différents pourcentages de fines variant entre 0% et 40%. Les essais ont été réalisés pour une densité relative moyenne de $D_r = 52\%$ sous une contrainte de confinement de 100 kPa avec l'application de rapports de surconsolidation de $OCR = 1, 2$ et 4. Ils ont ainsi conclu que l'augmentation de l'OCR assure, d'une part, une amélioration de la résistance qui atteint une valeur de 500 kPa à un $OCR = 4$ pour un sable sans fines et que l'augmentation des pourcentages des fines engendre, d'autre part, une diminution de la résistance.

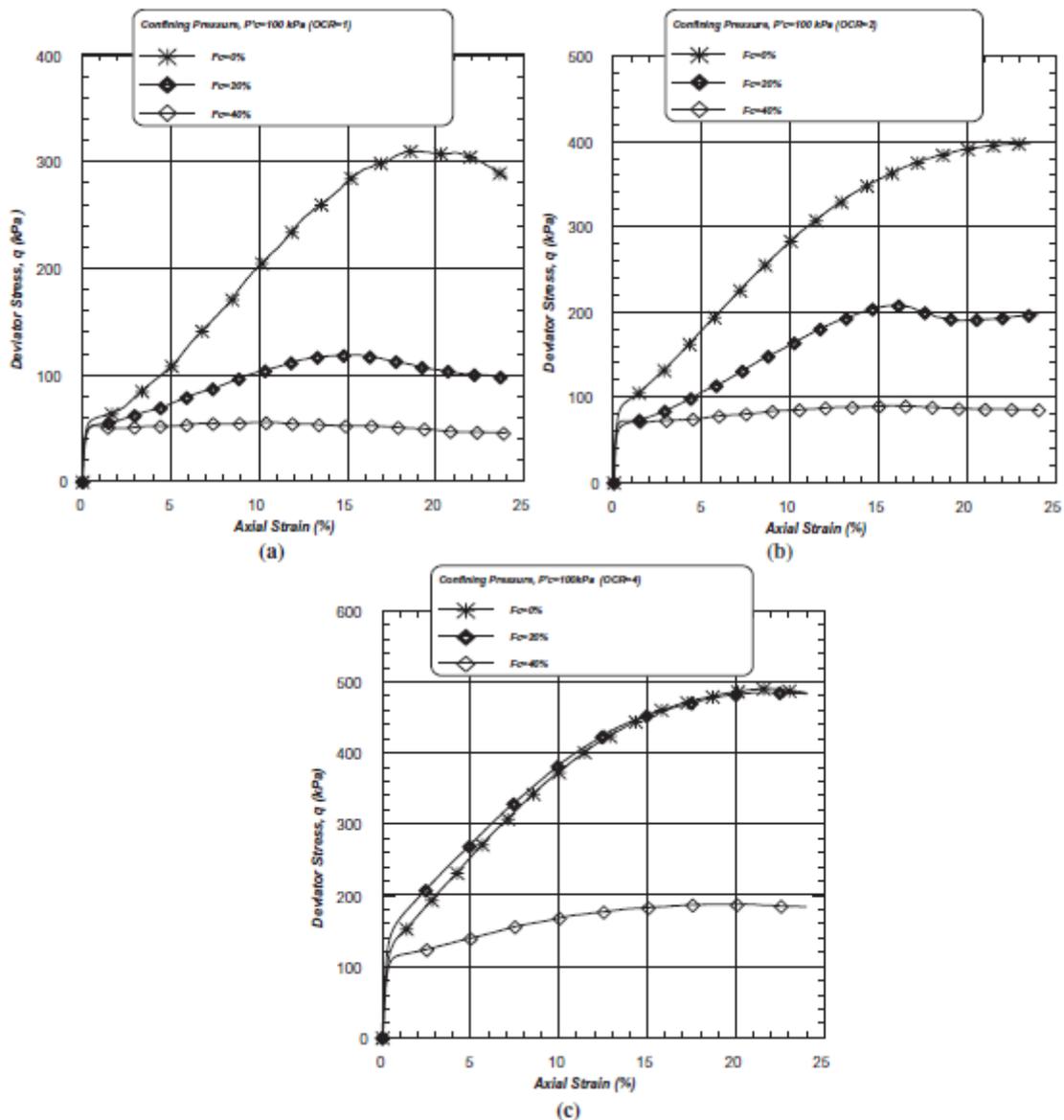
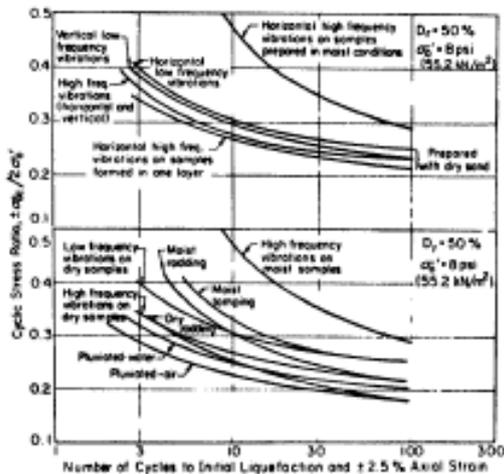


Figure 1.38 : Variation du déviateur de contrainte versus déformation axiales (essais non drainés) sur le sable de Chlef ($p'_c = 100$ kPa ; $D_r = 52\%$)

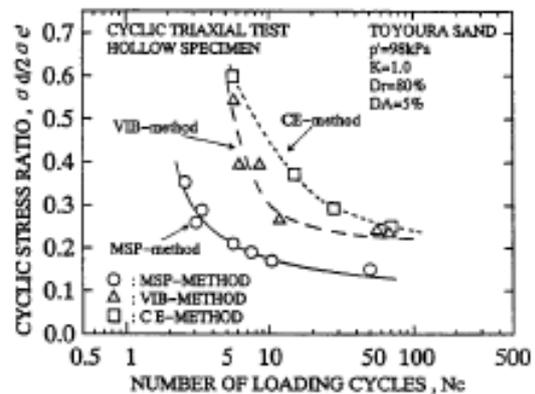
(a) $OCR = 1$, (b) $OCR = 2$, (c) $OCR = 4$ (Mahmoudi et al., 2016).

1.5.8. La méthode de préparation des échantillons

Plusieurs recherches menées ont prouvé que la méthode de préparation des échantillons a une influence considérable sur la résistance au cisaillement d'un sol (Lade, 1974 ; Mulilis et al., 1977 ; Tatsuoka et al., 1986 ; Amini et Sama, 1999). En effet, plusieurs arrangements de grains peuvent être obtenus suivant différents modes de confection d'échantillons au laboratoire pour une même densité. Mulilis et al. (1977) ont considéré dans leurs études une variété de techniques de préparation d'échantillons incluant déversement à sec, sédimentation, déversement humide et plusieurs techniques de vibration à fréquence faible et élevée appliquée horizontalement et verticalement sur des échantillons de sable de Monterey fabriqués pour une même densité. Ces résultats montrent, en effet, que la résistance au cisaillement cyclique varie d'un mode de dépôt à un autre. Ils indiquent cependant que cette variation n'est pas la même pour tous les types de sol. Plus tard, Yamashita et Toki (1993) entreprirent une gamme d'essai en complément à ces études. Ils ont utilisé trois méthodes de fabrication différentes : la pluviation à travers une série de tamis MSP, la pluviation à l'aide d'un entonnoir puis compactage par vibration VIB et la déposition par une force centrifugeuse dans un cylindre creux posé horizontalement CE sur trois sables différents (sable Toyoura, sable de Tohbetsu et le sable de Soma). Les résultats obtenus à travers cette étude semblent confirmer les résultats précédemment obtenus par Mulilis et al., (1977) (figure 1.39).



(a)



(b)

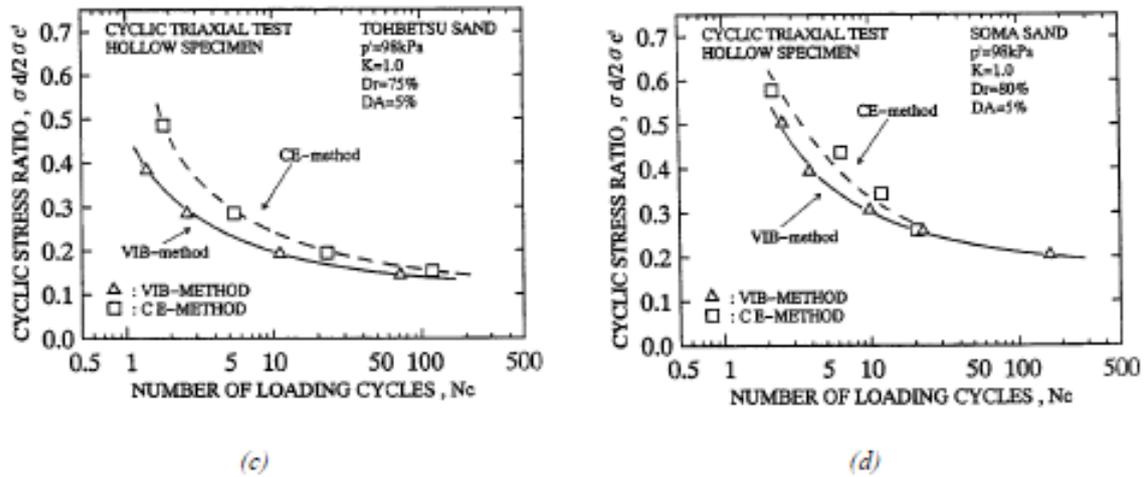


Figure 1.39 : Influence du mode de dépôt en utilisant plusieurs méthodes de fabrication.

(a) Mulilis et al. (1977) ; (b), (c) et (d) Yamashita et Toki (1993).

Benahmed (2001) a trouvé que la méthode de déversement à sec donne des échantillons plus stables que ceux préparés par la méthode de placement humide qui donne des échantillons instables. De plus, Benahmed et al. (2004) ont mis en évidence que le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable (figure 1.40). Ces résultats ont été confirmés par plusieurs chercheurs (Krim et al., 2013; Della et al., 2016 ; Della et al., 2018; Flitti et al., 2019).

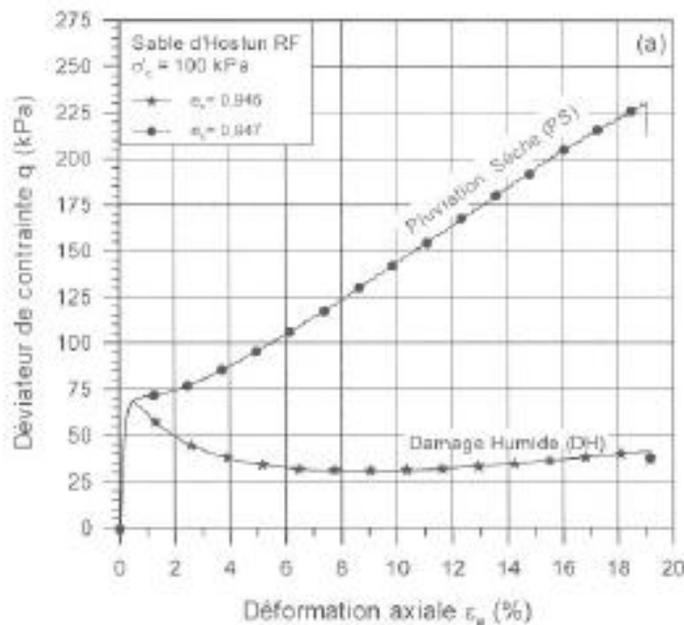


Figure 1.40 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed et al., 2004).

1.6. Conclusion

Le présent chapitre est scindé en deux parties : Dans la première, on présente une synthèse bibliographique sur le comportement des sols granulaires sous chargements monotones. Les recherches présentées dans la littérature montrent que les milieux granulaires tels que les sables et les sables limoneux, saturés ou déposés dans des dépôts sous-marins, sont les sols les plus instables, susceptibles à la rupture par liquéfaction par suite de perte de résistance au cisaillement. La deuxième partie comporte les différents paramètres intervenant sur le potentiel de liquéfaction ; ces derniers sont rapportés dans la littérature comme la densité relative, la contrainte de confinement, la teneur en fines, l'histoire de pré-chargement, etc.

Dans les prochains chapitres, il sera présenté un état de l'art traitant le renforcement des sols par fibres, les paramètres influant sur l'efficacité de ce renforcement et finalement l'incidence de l'inclusion de fibre sur le comportement d'un sol renforcé.

CHAPITRE II :
RENFORCEMENT PAR FIBRE ET
PARAMETRES INFLUENTS

2.1. Introduction

Pour parer aux problèmes posés par l'instabilité des sols, notamment au phénomène de liquéfaction, différentes techniques d'amélioration des sols instables sont proposées, au sein desquelles l'ajout de fibres occupe une place de choix. L'intérêt aux fibres de renforcement pour améliorer les propriétés mécaniques des sols augmente dans de nombreux domaines de la pratique de l'ingénierie géotechnique. Ceci est due à leur disponibilité, leur faible coût et la diversité de leur influence sur le comportement des sols.

2.2. Renforcement des sols par fibres

L'utilisation de fibres flexibles, discrètes et aléatoires imite le comportement des racines des plantes de la végétation de surface et contribue à la stabilité de la masse du sol en renforçant les sols proches de la surface dans lesquels la contrainte effective est faible (Wu et al., 1988 ; Greenwood et al., 2004 ; Greenwood, 2006). Par imitation de la nature, le concept de renforcement par la fibre est également devenu important dans la pratique de la construction technique. En effet, les effets de renforcement, de stabilisation et de renforcement des fibres naturelles sur le sol peuvent être reproduits artificiellement par divers types de fibres naturelles et synthétiques. Le sol renforcé de fibres se comporte donc comme un matériau composite dans lequel des fibres de résistance à la traction relativement élevée sont noyées dans une matrice de sol. Les contraintes de cisaillement dans le sol mobilisent la résistance à la traction dans les fibres, ce qui à son tour confère une plus grande force au sol (Jamshidi et al., 2010; Ghiassian et al., 2008 ; Abtahi et al., 2008). Les fibres distribuées dans le sol agissent comme un réseau spatial tridimensionnel pour interverrouiller les grains de sol, aidant les grains à former une matrice cohérente unitaire et limitant le déplacement (figure 2.1). De nombreuses recherches ont signalé que la rugosité de la surface des fibres affectait fortement la résistance au glissement des fibres (Frost et Han, 1999 ; Tagnit-Hamou et al., 2005 ; Tang et al., 2007). Au fur et à mesure que la fibre était mélangée ou que les échantillons étaient compactés, les particules de sable dur heurtaient et abrasaient la surface de la fibre, entraînant une déformation plastique et même l'enlèvement d'une partie de la couche superficielle. Les creux et les rainures qui se sont formés à la surface de la fibre constituaient un interlock et amélioraient les interactions entre la surface de la fibre et la matrice de sable. Ces interactions mécaniques interfaciales entre la fibre et le sable dépendent fortement de la densité sèche du sable et de la teneur en fibres.

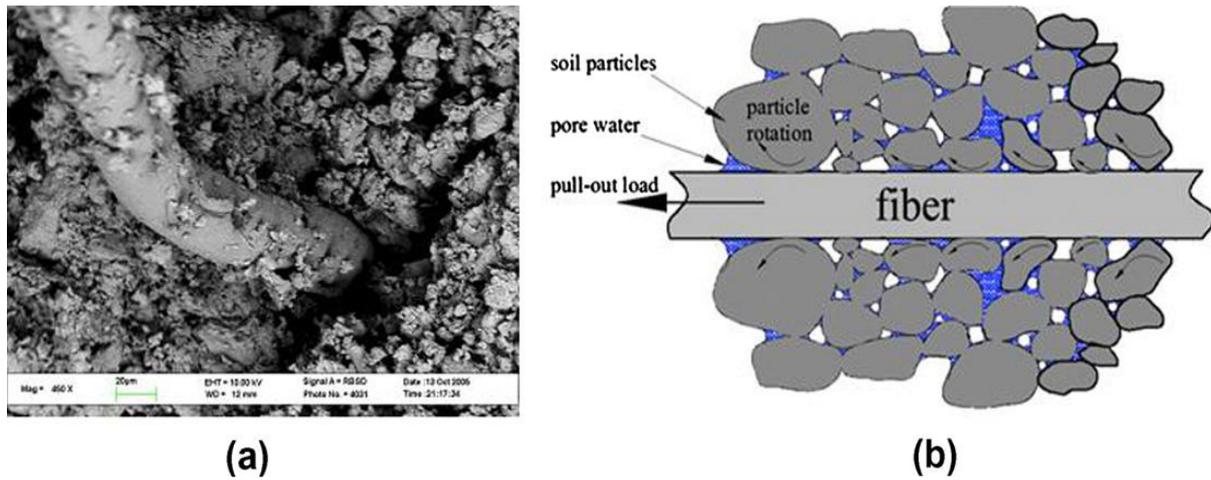


Figure 2.1 : (a) Photomicrographie au MEB des particules de sol fixées sur la surface de la fibre après l'essai d'arrachement et (b) dessin d'esquisse des interactions mécaniques interfaciales entre les particules du sol et la fibre (Tang et al., 2010).

2.3. Différents types de fibres

2.3.1. Fibres naturelles

De nos jours, les fibres naturelles sont largement incorporées dans de nombreuses applications et industries d'ingénierie, y compris les industries automobiles, alimentaires et agricoles en raison de leur abondance, durabilité, rentabilité, faible densité, résistance favorable, rigidité et leur intérêt environnemental (Bordoloi et al., 2017 ; Zakikhani et al., 2014). Bailey (2005) et Sathishkumar et al. 2014 classent les fibres naturelles en trois sections compte tenu de leur origine : la première regroupe les fibres végétales (bambou, jute, coco, chanvre, etc.), la deuxième regroupe celle en provenance des parties animales contenant des protéines (soie, poils, laine, etc.), la dernière regroupe les fibres issues de minéraux. Sur la base de la disponibilité et de l'applicabilité à grande échelle, des intentions géotechniques ont été projetées vers les fibres végétales en termes de fibres naturelles (figure 2.2).

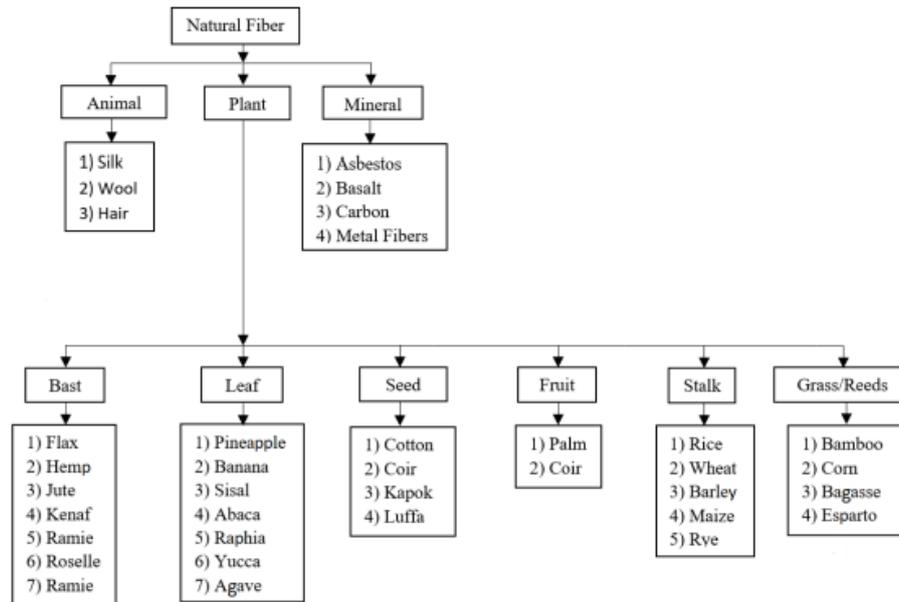


Figure 2.2 : Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine (Sathishkumar, 2014).

Il existe de nombreuses variétés de fibres naturelles. Cependant, seules certaines présentent des propriétés mécaniques remarquables justifiant leur usage comme renfort. Ces propriétés physiques et mécaniques sont associées aux compositions biochimiques des fibres où le composé cellulosique définit la résistance des fibres (Bordoloi et al., 2017). Étant donné que la phase de conception du renforcement des sols n'a pas été directement associée à des compositions biochimiques, la détermination et l'interprétation des propriétés physiques et mécaniques des fibres sont hautement nécessaires en génie géotechnique. A cet effet, on note plusieurs travaux de recherches existants dans la littérature mentionnant l'efficacité du renforcement du sol par fibres naturelles. Parmi ces travaux, on peut citer (Nilsson, 1975 ; Kishore et al., 1986 ; Ghavami et al., 1999 ; Rowellet al., 2000 ; Savastano et al., 2000 ; Ravishankaret al., 2004 ; Prabakara et al., 2002 ; Aggarwal et al., 2010 ; Al Adili et al., 2012). Les résultats de leurs travaux ont pleinement contribué à de bonnes performances physico-mécaniques s'ajustant dans les domaines de l'ingénierie géotechnique.

2.3.2. Fibres synthétiques

Les géosynthétiques sont des produits, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène) ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Ces derniers ont connu une utilisation croissante, au cours des 25 dernières années, en raison de la production

d'une large gamme de nouveaux matériaux présentant des propriétés mécaniques très différentes de celles disponibles auparavant. La technique de renforcement du sol avec des produits synthétiques est actuellement largement utilisée dans des applications très variées et tend ainsi à remplacer les techniques classiques d'amélioration des sols. Ces produits ont généralement une longue durée de vie et ne subissent pas de dégradation biologique, mais sont susceptibles de créer des problèmes environnementaux à long terme (Kar et al., 2014).

Les fibres synthétiques sont plus utilisées dans le béton et le sol en vue d'améliorer leurs propriétés (Wang, 2006). Elles ont fait leur apparition au début de 20ème siècle, suite au succès de la fibre naturelle. Un grand nombre de fibres synthétiques ont été depuis lors mises au point ; elles se caractérisent chacune par des propriétés spécifiques répondant à un type particulier d'application. Ces fibres sont obtenues, tout comme les fibres naturelles, par filage. Un intérêt certain est porté par les industriels aux fibres synthétiques compte tenu de leur faible coût, de leur disponibilité, de leur autonomie par rapport aux saisons et surtout de la possibilité de les adapter et de modifier leurs propriétés. Il est à souligner qu'elles présentent toutefois certains inconvénients, entre autres leur impact négatif vis-à-vis de l'environnement tout au long du processus de leur utilisation. Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées se présentent ainsi :

- Fibres à base de polymère (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène)
- Fibres artificielles : (les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres d'acier et autres). Elles sont, aujourd'hui, les plus utilisées dans l'industrie de la construction.

2.4. Paramètres affectant le comportement des sols renforcés par fibres

L'efficacité des fibres comme renfort dans les sols dépend de plusieurs paramètres liés à des propriétés des fibres, y compris le type, le contenu, la longueur, le rapport d'aspect, le module d'élasticité, l'orientation et également les caractéristiques du sol, y compris la taille, la forme et la gradation des particules, ainsi que le mode de chargement, le niveau de contrainte et la densité.

2.4.1. Effet des propriétés du sol

2.4.1.1. La forme des particules

Des essais triaxiaux réalisés par AI-Refeai(1991) ont montré que le sable fin avec des particules sous-jacentes a une réponse plus favorable au renforcement des fibres que le sable moyen avec des particules subangulaires. Bien que lorsque deux sables ont les mêmes tailles

de particules, l'efficacité de contact est plus grande si l'angularité est plus élevée, les résultats semblaient indiquer que le rapport d'angle de frottement n'était pas grandement affecté par le type de sable.

2.4.1.2. La taille des grains

Il a été noté que, pour la même contrainte de confinement, la résistance du sable renforcé augmente avec la réduction de la taille de grain moyenne D_{50} (Maher et Gray, 1990; Gray et Al-Rafeai, 1986). En outre, une meilleure gradation - augmentation du coefficient d'uniformité, C_u - et un plus petit D_{50} entraînent une contribution plus importante à la résistance. Michalowski et Cermak (2003) ont entrepris des essais de compression triaxiale drainée sur des échantillons de sable fin et grossier renforcé de fibres de polyamide. Les résultats obtenus ont montré que l'effet de renforcement dans le sable fin est plus prononcé, comparé à celui du sable grossier, lorsque la concentration en fibres est faible (0,5%). Ces résultats sont en accord avec ceux de Al-Rafeai (1991) qui a observé que l'efficacité du contact entre les particules de sables fins et moyens renforcés avec (0,5%) en poids d'inclusions différentes était plus grande dans le cas du sable fin ($D_{50} = 0-18$ mm) que dans celui du sable moyen ($D_{50} = 0-78$ mm). Cependant, l'augmentation relative de la force du sable grossier est plus grande pour les grandes concentrations de fibres (2%). Pour les fibres ayant un allongement de 85, longueur 25,4 mm et concentration $\rho = 0,5\%$, l'effet de renforcement dans le sable fin était d'environ 10% supérieur à celui du sable grossier, alors que l'inverse était vrai lorsque la concentration en fibres augmentait à $\rho = 1,5\%$. Cet effet est surprenant au début, puisque les essais de traction par fibre ont indiqué une friction d'interface (moyenne) presque identique pour le sable fin et grossier. D'autre part, un essai de traction (ou d'arrachement) à partir de sable stationnaire ne représente pas le processus de glissement dissipatif des fibres et du sable associé à la déformation de la matrice. L'effet décrit ici peut avoir son explication dans la micromécanique de l'interaction sable-fibre et l'influence des fibres sur la dilatance du sable. Avec une faible concentration en fibres, la dilatation de la matrice entraîne une perte de contact avec les fibres, en particulier lorsque la taille des grains est importante par rapport au diamètre de la fibre (figure 2.3b). Cela a un effet négatif sur l'interaction grossière sable-fibre, alors que dans le sable fin (figure 2.3a) elle ne devrait pas nuire à l'interaction sable-fibre. Cependant, une fois que la concentration en fibres augmente, le processus de dilatation est plus fortement inhibé. Par conséquent, la déformation dans une matrice grossière implique la flexion de fibres synthétiques pour s'adapter au changement de la configuration relative des grains dans le processus de déformation. Ceci, à son tour,

améliore l'interaction entre les grains de sable et les fibres. Cependant, cela ne se produit pas lorsque les grains sont petits par rapport aux fibres (sable fin), car les changements dans la configuration relative des grains pendant la déformation sont faibles par rapport à l'épaisseur de la fibre.

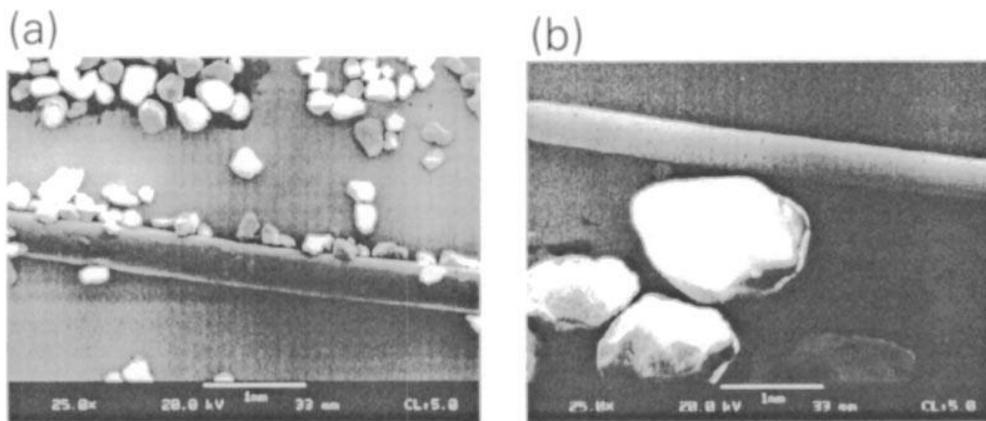


Figure 2.3 : Grains de sable et fibres de polyamide (0,3 mm de diamètre):

(a) sable fin et (b) sable grossier (Al-Rafeai, 1991)

Michalowski et Cermak(2003) ont établi que l'effet des fibres dépend de la taille relative des fibres et des grains, où le renforcement est plus efficace lorsque la longueur de la fibre est grande par rapport à la taille des grains. La longueur des fibres doit être supérieure d'au moins un ordre de grandeur à la taille des grains, sinon le tissu du composite ne permet pas une interaction sable-fibre efficace. Une fois que la longueur des fibres se rapproche de la taille des grains (et des pores), aucun effet de renforcement ne peut être activé. De même, l'interaction sable-fibre devient inhibée lorsque l'épaisseur des fibres devient très faible par rapport à la taille des grains. Dans ce cas, l'interaction mécanique des grains (ou grappes de grains) et des fibres se produit par un effet de « courroie-friction » comme dans le renforcement continu des filaments (Michalowski, 1997).

2.4.2. Effet des propriétés des fibres

2.4.2.1. La forme des fibres

Al-Refeai(1991) a entrepris des essais triaxiaux en utilisant trois types de renforts ; deux de polypropylène et un de verre. Un type de renfort en polypropylène se présentait sous la forme d'éléments de mailles longs de 25 et 50 mm dans une fibre de couleur du sol découpée dans une fibre de polypropylène fibrillé. Le second type était une fibre de pulpe qui était une fibre blanche coupée au hasard de 2 à 12 mm (figure 2.4). Le type de fibre de verre utilisé était une mèche hachée coupée en longueurs de 10, 25, 50, 75 et 100 mm.



Figure 2.4 : Fibres maillées et lisses (Al-Rafeai 1991)

L'effet de la forme d'inclusion sur la résistance des sables renforcés est montré sur la figure 2.5 où la relation entre le rapport de contrainte principal à la rupture, la longueur des fibres de verre et des éléments de maille est présentée. Dans les échantillons de sable fin, le rapport de contrainte principale des échantillons renforcés par des mailles augmentait linéairement avec l'augmentation de la longueur de l'élément de maillage. L'effet de la forme d'inclusion sur la résistance du sable renforcé était évident. Pour le sable moyen, des tendances similaires peuvent être observées, la figure 2.5 (b) montre que l'augmentation de la résistance est essentiellement proportionnelle à la longueur de la fibre pour une concentration en fibres donnée. La résistance des spécimens renforcés avec des éléments de maille de 1% est restée la même avec l'augmentation de la longueur de maille au-delà de 50 mm. Il est donc clair qu'avec des inclusions plus extensibles (éléments de maille), l'amélioration de la résistance des sables renforcés est significativement plus grande que celle des mêmes sables renforcés de fibre de verre rigide à cause du grand nombre présent de mailles par unité de volume de composite et l'interaction de leur filet avec les grains du sol.

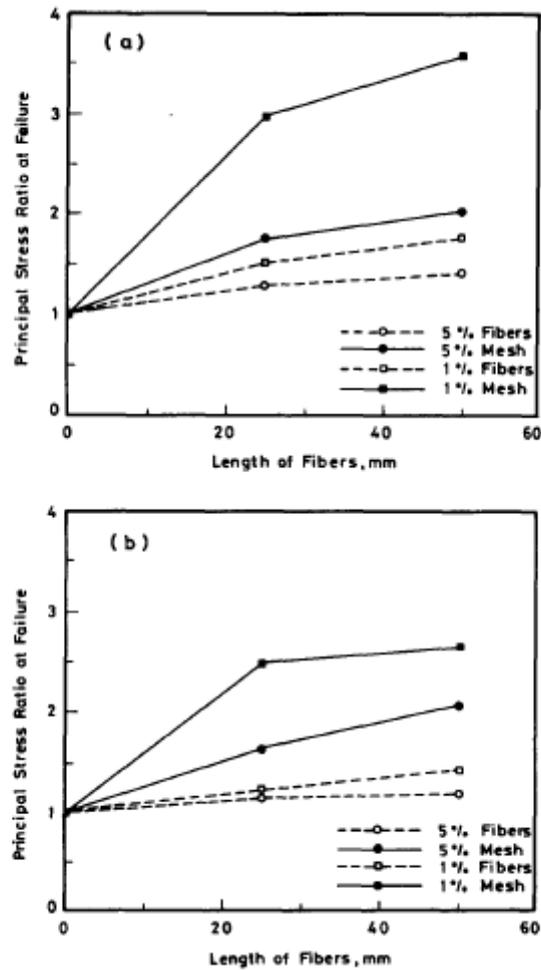


Figure 2.5 : Taux de contrainte principal à la rupture en fonction de la longueur des fibres et des mailles pour (a) sable fin et (b) sable moyen (AI-Refeai, 1991)

2.4.2.2. La longueur des fibres

L'amélioration de la résistance à la rupture est liée à la longueur de la fibre, plus la longueur des fibres augmente plus la résistance au cisaillement augmente (Consoli et al., 2007). Bao et al. (2020) ont réalisé des tests triaxiaux consolidés non drainés (CU) pour étudier le comportement d'un sol sableux renforcés par fibre de carbone (CF) sous une pression de confinement de 100 kPa et une densité relative de 15%. Concernant les performances de ce dernier les résultats expérimentaux ont prouvé que la longueur des fibres a un effet substantiel sur le déviateur de contrainte du sable. Dans l'ensemble, le déviateur de contrainte des échantillons renforcés a été amélioré pour toutes les longueurs de fibre étudié, et la croissance de la pression interstitielle a été limitée. Pour l'échantillon renforcé avec 3 mm, l'amélioration de la résistance n'était pas aussi bonne que pour les échantillons renforcés avec 6 mm et 10

mm CF. Avec une teneur en CF de 1%, l'échantillon renforcé avec 10 mm de CF a montré le déviateur de contrainte la plus élevée, soit 63,7% de plus que le sable non renforcé. Pendant ce temps, la contrainte de déviateur post-pic de l'échantillon a atteint 142,28 kPa à une déformation de cisaillement de 20%, soit 142,3% et 25,4% de plus que les échantillons renforcés avec 3 mm et 6 mm CF, respectivement (figure 2.6).

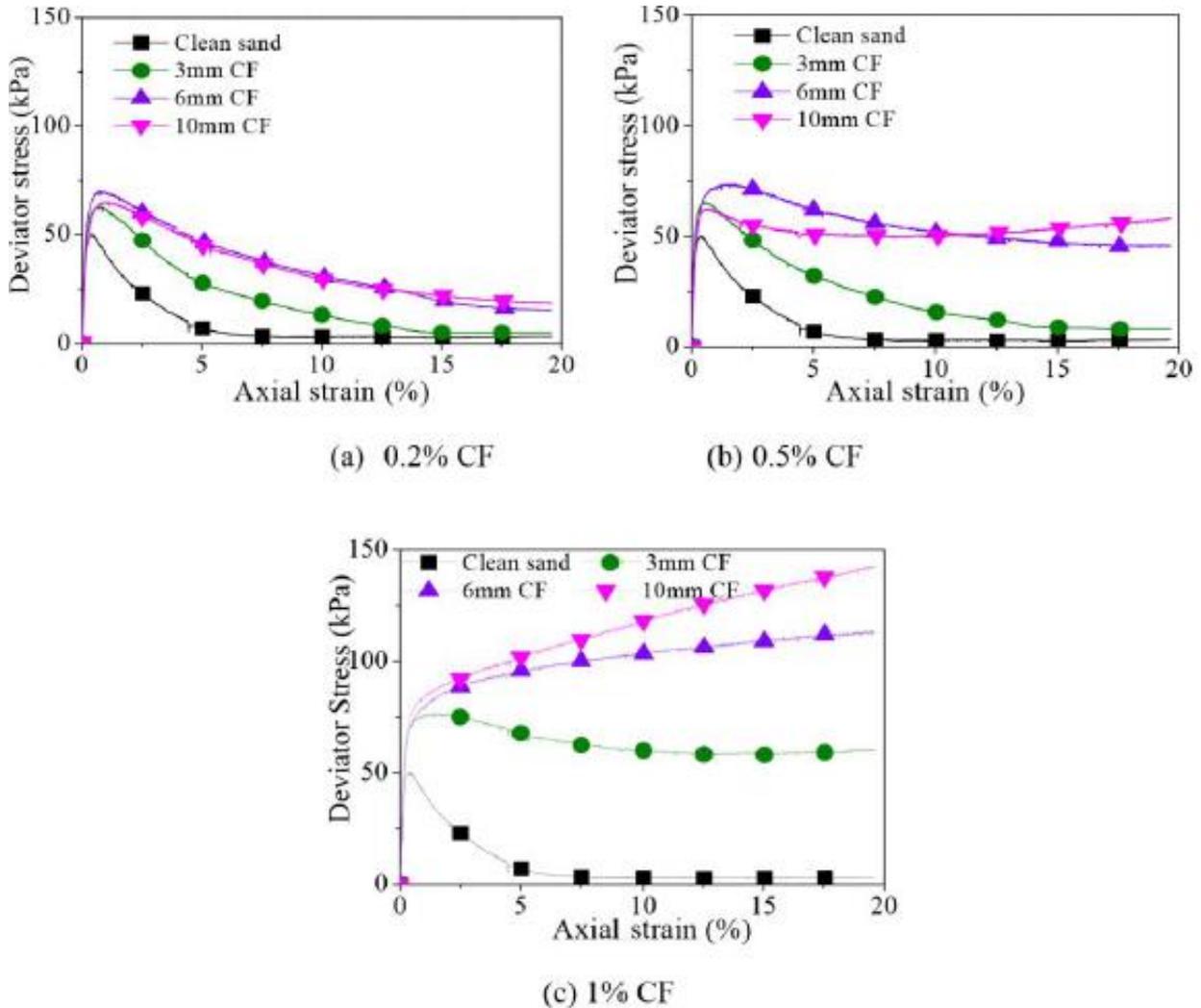


Figure 2.6 : Effet de la longueur de la fibre sur le déviateur de contrainte d'un composite sable sableux-fibre à une teneur de 1% (Bao et al., 2020).

Al-Refeai (1991) a utilisé des spécimens avec des fibres de verre de différentes longueurs mais de même diamètre pour étudier l'effet de la longueur des fibres sur l'amélioration de la résistance de deux sables à une contrainte de confinement de 200 kPa. Il a été trouvé que plus la fibre est longue, plus l'effet de la fibre est important. Cette tendance semble être plus forte avec des échantillons ayant une plus grande teneur en fibres. Ceci a été anticipé car lorsque la friction est entièrement mobilisée sur la longueur du renfort, la force de traction dans le

renfort est proportionnelle à sa longueur. Si la fibre est suffisamment longue, la charge est transférée par une contrainte de cisaillement interfaciale moyenne, et la contrainte de traction longitudinale dans la fibre varie de zéro aux extrémités de la fibre à la contrainte de rupture. Pour une fibre courte, il n'y a pas assez de contrainte accumulée pour mobiliser la contrainte de traction de rupture de fibre (figure 2.7).

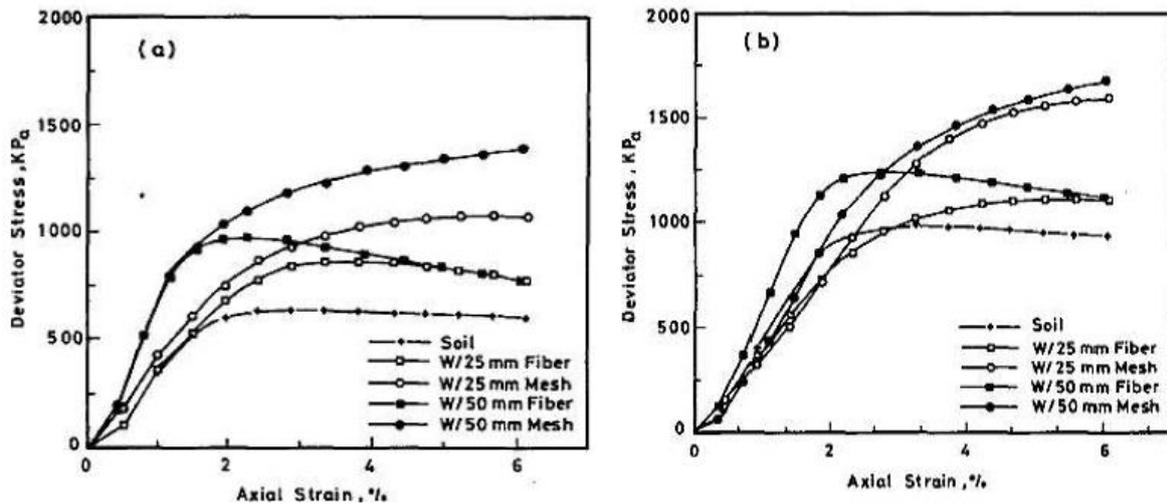


Figure 2.7 : Relation contrainte-déformation de sable renforcé pour: (a) sable fin et (b) sable moyen. $\sigma_3 = 200$ kPa (Al-Refeai, 1991).

2.4.2.3. La teneur en fibres

Plusieurs essais concernant l'effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement ont été réalisés (Gray et al., 1983; Gray et Al-Refeai, 1986; Maher et Ho, 1994; Santoni et al., 2001; Ranjan et al., 1996; Michalowski et Cermak 2003 ; Consoli et al., 1999; Consoli et al., 2003; Consoli et al., 2007; Casagrande et al., 2006 ; Chegenizadeh et Nikraz 2012). En effet, la teneur en fibres joue un rôle très important dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du composite (sol-fibre) jusqu'à un certain pourcentage, au-delà duquel son effet n'est pas observé. Parbakar et Sridhar (2002) ont rapporté que le pourcentage de teneur en fibres influence la résistance au cisaillement, car la contrainte de cisaillement augmente de manière non linéaire avec l'augmentation de la teneur en fibres. Mais cependant au-delà de 0,75% de teneur en fibres, la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres (figure 2.8).

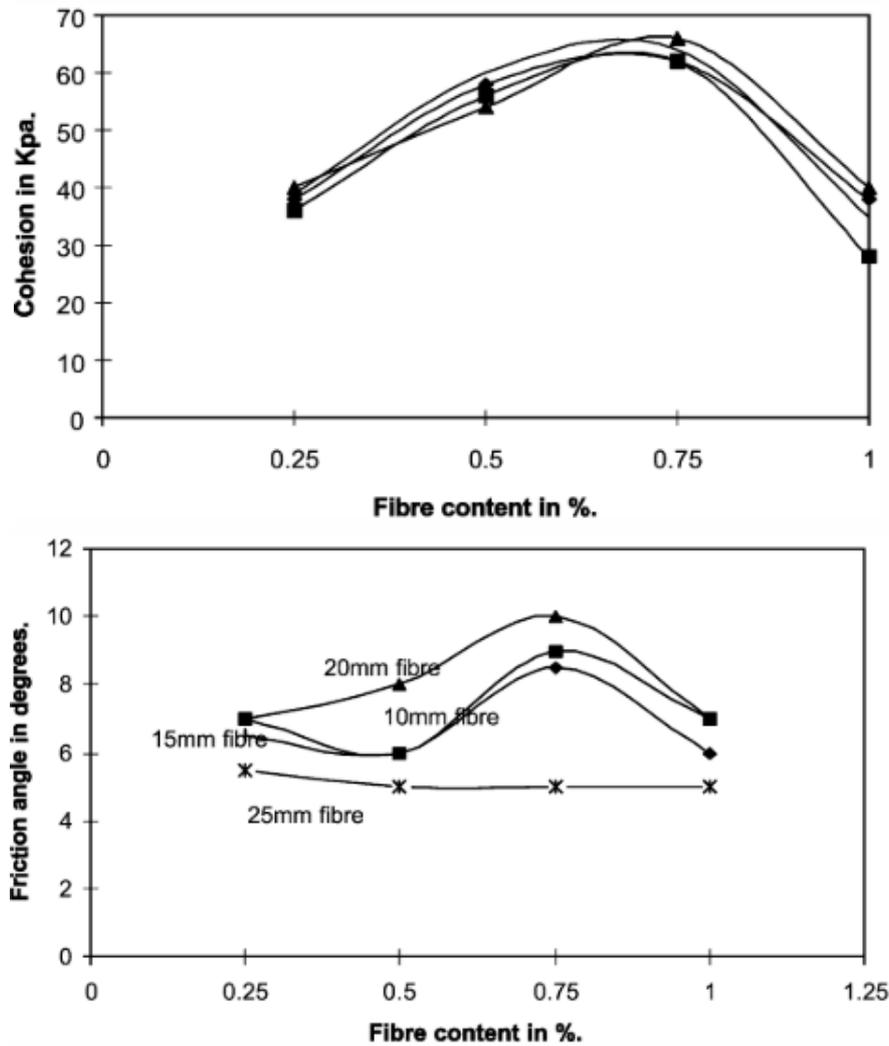


Figure 2.8 : Variation des caractéristiques mécaniques C et ϕ en fonction de la teneur en fibres (Parakar et al., 2002).

Li et al. (2018) expliquent qu'avec l'augmentation de la teneur en fibres, la surface de contact entre les fibres et les particules de sol augmente, entraînant une augmentation du frottement à l'interface. En même temps, les fibres peuvent générer de nombreux points de croisement et créer des réseaux de fibres qui renforcent l'effet de confinement spatial dans le sol. Par conséquent, la force du mélange augmente jusqu'au maximum. Après le pic de résistance, la teneur en fibres dépasse la valeur limitée, les fibres ne sont pas toujours dispersées de manière uniforme dans le sol, en raison du chevauchement et du bobinage et sont susceptibles de donner des poches d'air et de créer des interfaces faibles diminuant par conséquent la résistance du mélange sol fibre (figure 2.9).

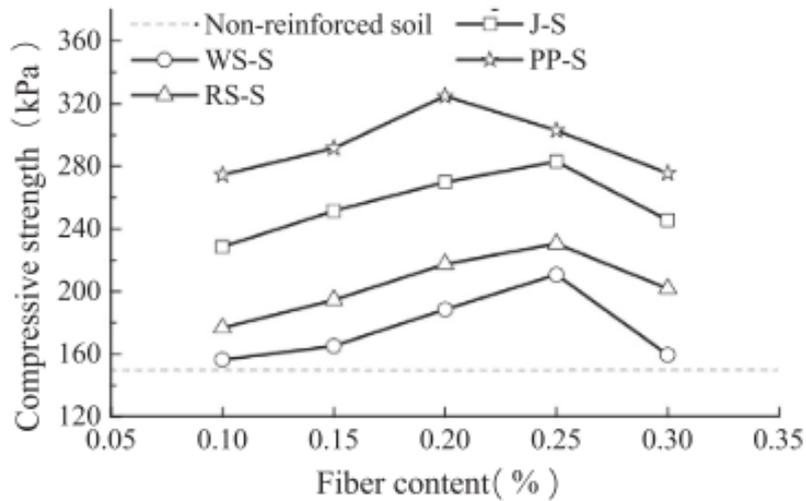


Figure 2.9 : Valeur UCS du mélange sol- fibre par rapport au contenu en fibres (Li et al. 2018)

2.4.2.4. Le rapport d'aspects

Le rapport longueur L sur épaisseur (ou diamètre équivalent) D de la fibre est appelé rapport de forme ou rapport d'aspects a_r , il est défini par la relation suivante :

$$a_r = \frac{L}{D}$$

Plusieurs essais ont été réalisés afin de tester l'effet de ce rapport. Ramesh et al. (2010) ont constaté un gain de résistance pour un sol renforcé par des fibres de coco distribuées de manière aléatoire. Pour un rapport d'aspects de 20, une valeur de teneur en fibres optimale de 1% a été enregistrée. Par contre, pour un rapport d'aspect de 80, la teneur optimale en fibres enregistrée était de 0,5%. Toutefois pour les sols traités à la chaux et renforcés avec 1% de fibres de coco et ce pour un rapport de forme 20, le gain de résistance est plus important que celui des autres pourcentages et rapports de forme (figure 2.10).

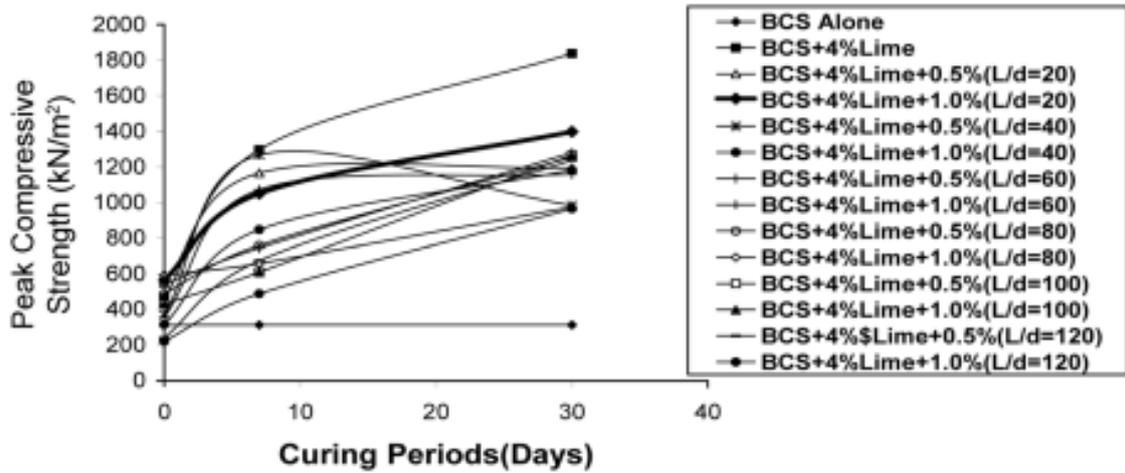


Figure 2.10 : Résistance à la compression non confinée d'un sol avec divers pourcentages et rapport d'aspects de fibre de coco (CF) (Ramesh et al., 2010).

En effectuant des essais en compression triaxiale sur du sable renforcé par des fibres de verre réparties de façon aléatoire, Maher (1988) et Maher et Gray (1990) ont trouvé qu'une augmentation du rapport d'aspect de fibre résulte d'une faible contrainte latérale critique (σ_{3crit}) et une plus grande contribution des fibres à la résistance au cisaillement. Ils ont aussi conclu que la résistance au cisaillement augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres avec des rapports d'aspect supérieures ou égales à 60 (figure2.11).

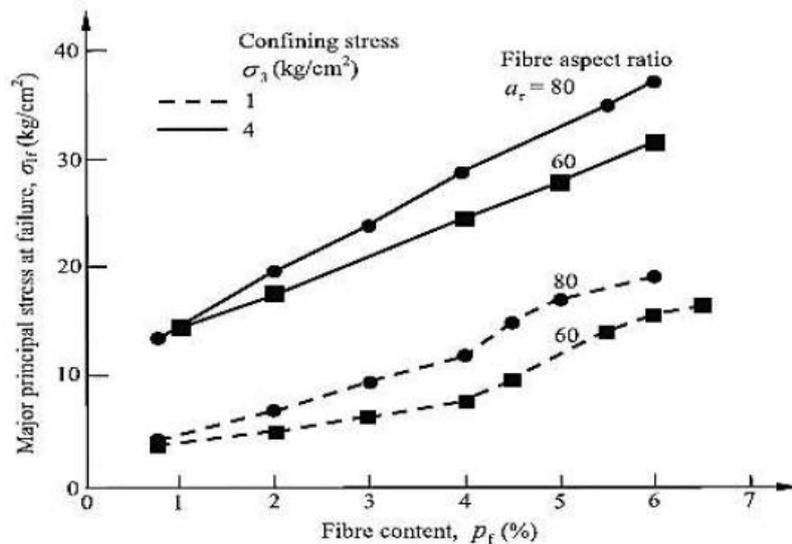


Figure 2.11 : Effet de la teneur en fibres de verre et du rapport d'aspect sur la résistance à la rupture du sable de Muskegon aux contraintes de confinement faibles et élevées (Maher et Gray, 1990).

Cependant, Wang et al., 2017 ont rapporté que la longueur des fibres acquiert un rôle plus important que le diamètre des fibres dans les pratiques d'ingénierie des sols en fibres

distribuées de manière aléatoire. Comme il existe naturellement un diamètre de fibre inhérent avec une très faible importance dans les écarts-types, la résistance accrue du sol renforcé est capturée de manière vitale par la longueur des fibres discrètes qui influence directement les interactions dans les sols.

2.4.2.5. Orientation des fibres

Sharma et al. (2015) et Bordoloi et al. (2017) classent les sols renforcés par fibres en deux catégories en fonction de leur méthode d'application : les sols renforcés de fibres distribués et orientés (ODFS) et les sols renforcés de fibres distribués de façon aléatoire (RDFS). Les diagrammes schématiques de ODFS et RDFS sont clairement illustrés dans la figure 2.12 (Gowthaman et al., 2018). ODFS est le mécanisme de renforcement bien connu où les fibres naturelles peuvent être introduites par des systèmes de planification dans les directions verticales, horizontales ou dans les deux sens. Le mécanisme de l'ODFS est similaire aux approches géosynthétiques conventionnelles dans lesquelles des matériaux ont été introduits dans les plans les plus faibles du sol comme les géo-grilles, les géo-cellules, les géo-tapis, les géotextiles....etc. Maher et al. (1990) évoquent implicitement que la technique ODFS mobilise une résistance au frottement supplémentaire le long des plans renforcés de fibres alors que les zones non renforcées nécessitent la survie par leur propre force mais des possibilités existent encore pour générer des plans de rupture à travers des zones non renforcées plus faibles.

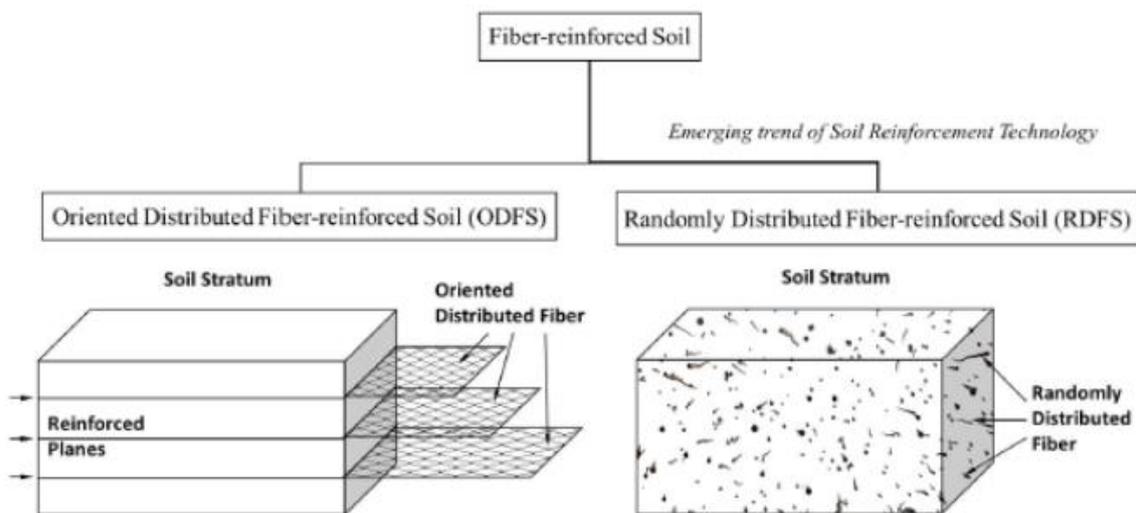


Figure 2.12 : Classification et illustration du mécanisme de renforcement des fibres du sol (Gowthaman et al. 2018).

D'autre part, RDFS est une technique bien connue d'amélioration du sol dans laquelle les fibres composées de la propriété et de la quantité désirées sont assorties au hasard et compactées in situ. L'incorporation de RDFS est devenue plus populaire ces jours-ci, car de courtes fibres discrètes peuvent être simplement ajoutées et mélangées au hasard avec de la terre, ce qui peut fournir une augmentation isotrope de la résistance du composite de sol sans introduire de plans de faiblesse continus. La méthode RDFS exploite le comportement similaire des racines des plantes, ce qui renforce le sol en contribuant à des frottements et des emboîtements supplémentaires (figure 2.13).

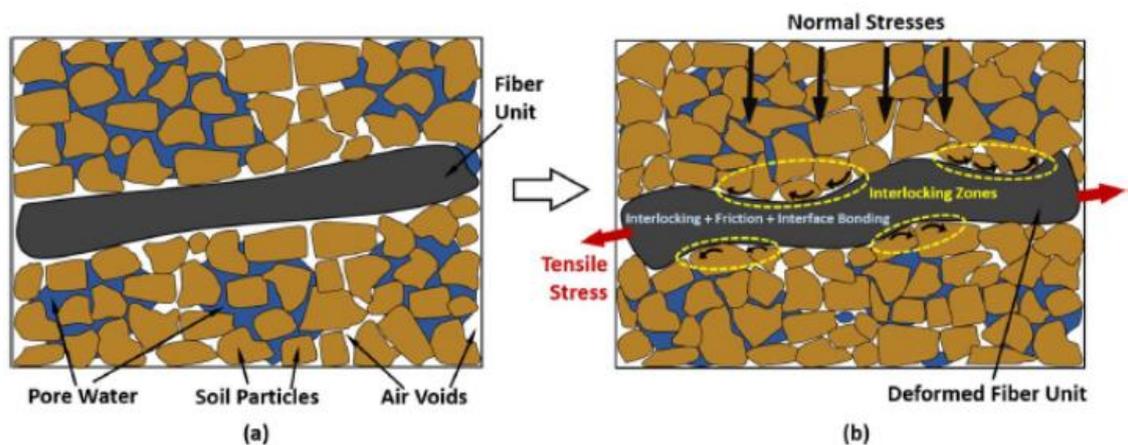


Figure 2.13 : Représentation schématique d'une unité de fibre distribuée de façon aléatoire à: (a) l'étape initiale (b) l'étape de déformation due au chargement, où l'effet de l'enclenchement du frottement et de la liaison d'interface induit la mobilisation de la contrainte de traction sur l'unité de fibre (Gowthamanet al., 2018).

De nombreuses études expérimentales publiées supposent implicitement que les fibres sont orientées au hasard dans toute la masse du sol. Une telle distribution d'orientation permettrait de préserver l'isotropie de la résistance du sol et éventuellement d'éviter ou de retarder la formation de plans de déformation localisés. Une série d'essais de compression triaxiale drainée sur des échantillons de sable renforcé et non renforcé avec des fibres de polyamide et de fibres d'acier avec trois orientations différentes (une disposition verticale, une disposition horizontale et une répartition aléatoire) réalisée par Michalowski et Cermak (2002) ont montré que la contribution des fibres à la résistance du sol composite est très importante quand les fibres sont placées dans le sens horizontal de l'échantillon. Les fibres disposées dans le sens vertical ont été soumises à une compression et ne contribuèrent pas à une augmentation de la résistance au cisaillement. Les fibres disposées de façon aléatoire ont présenté de faibles résistances par rapport à ceux disposées horizontalement, compte tenu qu'une partie de ces fibres est soumise à une compression (figure 2.14).

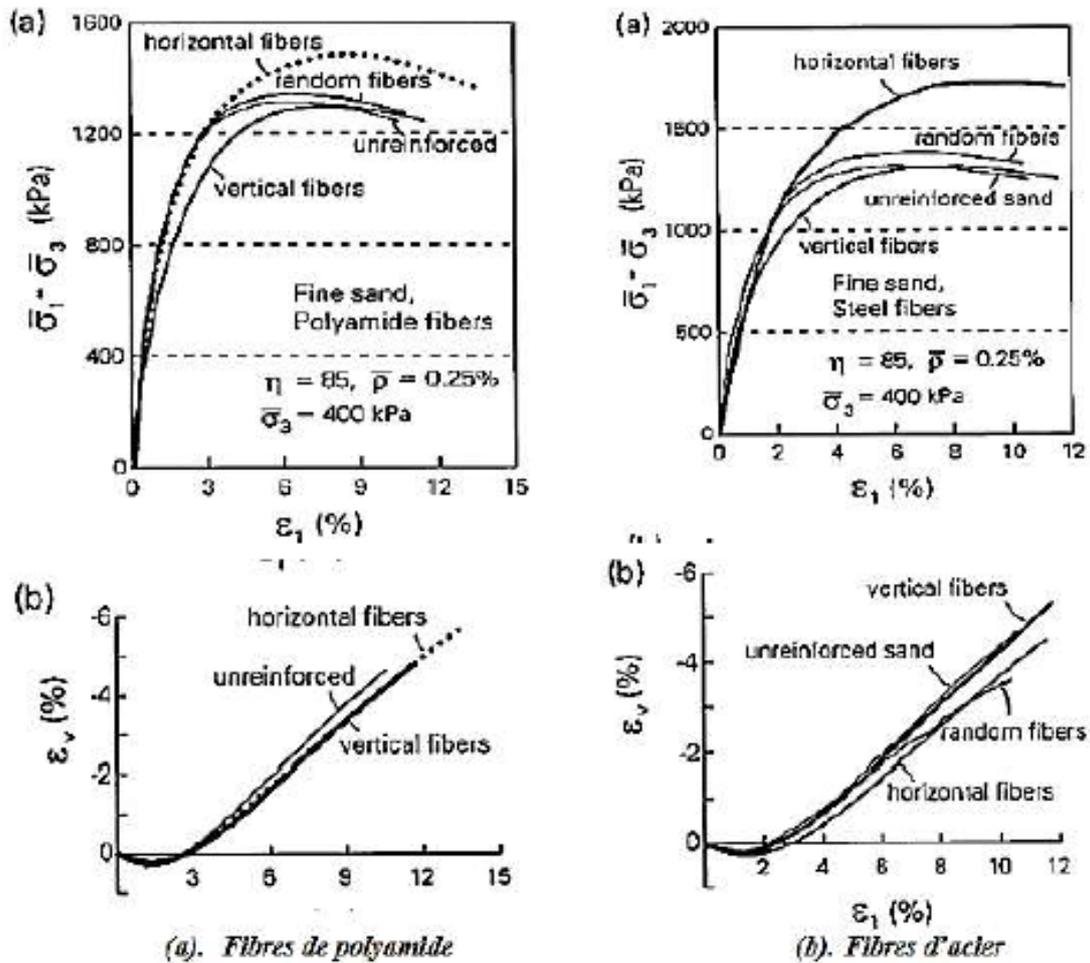


Figure 2.14 : Courbes de contrainte-déformation horizontale déformation volumique pour un sable fin renforcé pour différentes orientations de fibre (Michalowski et Cermak, 2002).

2.4.3. Influence des conditions d'essai

2.4.3.1. Densité relative

Benessalah et al. (2015) ont réalisé des essais à la boîte de cisaillement sur un sable de Chlef renforcé par des fibres de verre distribuées de façon aléatoire. Les résultats illustrés dans la figure 2.15 indiquent que les caractéristiques mécaniques et la contrainte de cisaillement des échantillons denses sont supérieures à celles des échantillons moyennement denses. Aussi, il semble qu'une valeur de confinement supérieure augmente la contractance des échantillons.

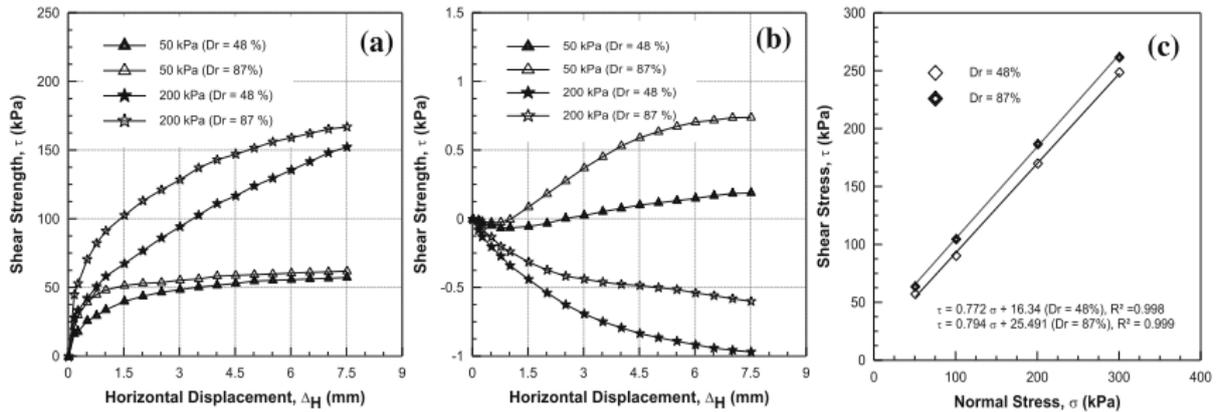


Figure 2.15 : Effet du confinement et de la densité sur la résistance au cisaillement du sable humide ($w = 3\%$) renforcé par une teneur volumique en fibres de 0,3%: (a) contrainte de cisaillement en fonction de la déformation horizontale, (b) effet de la pression de confinement et de la densité relative sur la déformation verticale, (c) courbe intrinsèque de l'équation $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$ (Benessalah et al.,2015).

Des essais de cisaillement annulaire sur le sable renforcé de fibres saturé ont été réalisés par Jin Liu et al. (2011). Les échantillons ont été divisés en trois groupes (états lâche, moyennement dense et dense), en fonction de leur comportement en cisaillement non drainé. Les résultats expérimentaux (figure 2.16, 2.17, 2.18) semblent indiqués que les interactions mécaniques inter faciales entre la fibre et le sable dépendent fortement de la densité sèche du sable et de la teneur en fibres. Le sable libre correspond à un taux de vide plus élevé et à des diamètres de pores plus importants. Il est supposé que lorsque l'échantillon était saturé, une partie de la fibre était séparée des particules de sable. Après le cisaillement de l'échantillon, la fibre peut se déplacer facilement et n'a aucun effet sur le comportement de liquéfaction statique des échantillons saturés. En outre, la fibre n'occupe qu'une partie du volume des pores de l'échantillon dans les échantillons à faible densité, de sorte que la faible teneur en fibres ne modifie guère le comportement au cisaillement du sable saturé. Une augmentation de la densité du sable donne lieu à une zone de contact inter faciale plus efficace entre la fibre et la matrice de sable. Ce qui se traduira par une plus grande force de contact et de verrouillage entre les particules de sable adjacentes et une plus grande déformation plastique et rugosité des surfaces des fibres.

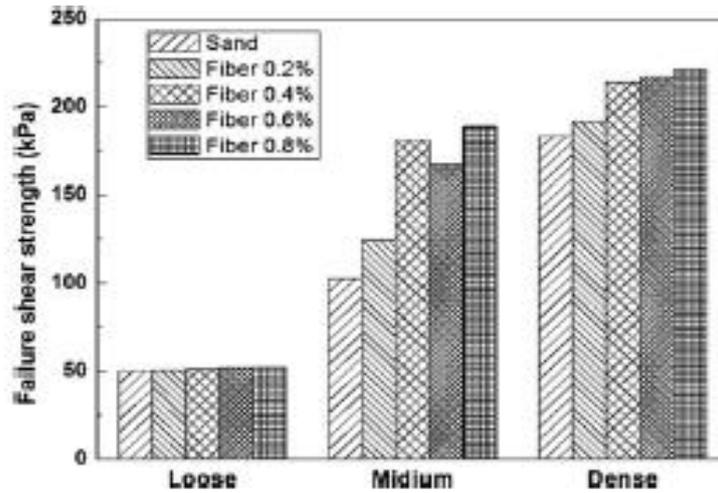


Figure 2.16 : Résistance au cisailment des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al.,2011).

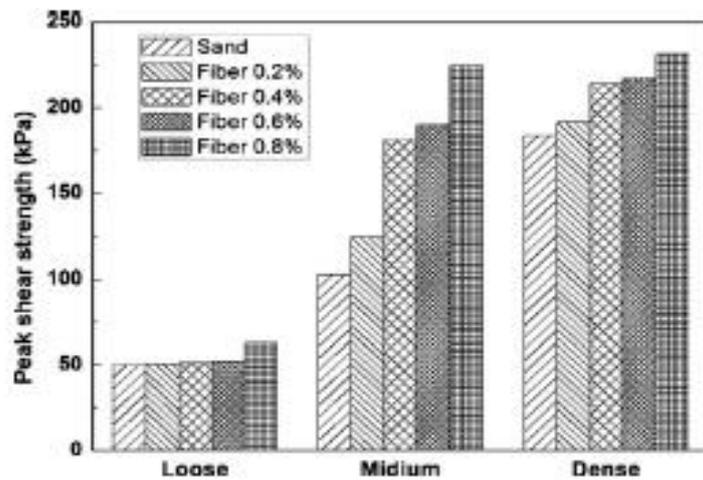


Figure 2.17 : Résistance maximale au cisailment des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al.,2011).

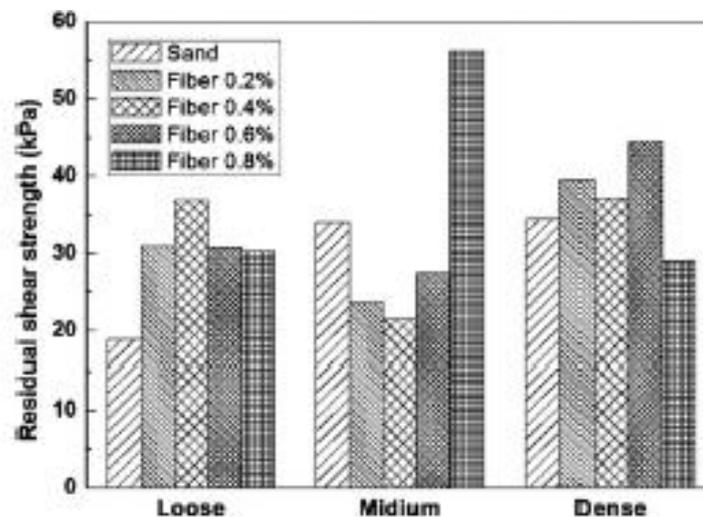


Figure 2.18 : Résistance résiduelle au cisailment des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Jin Liu et al.,2011).

2.4.3.2. Contrainte de confinement et contrainte normale

La contrainte de confinement a un effet similaire à celui de la densité relative dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des sols renforcés par fibres (Benessalah et al., 2015). Khebizi et al. (2018) en réalisant une série d'essais de compression triaxiale monotones non drainés sur du sable de Chlef non renforcé et renforcé par des fibres de polypropylène à différentes teneurs en fibres ($F_c=0, 0.3, 0.5$ et 0.8%) pour deux densités relatives différentes, ont trouvé que l'effet du renforcement est plus prononcé à des contraintes de confinement plus élevées (figure 2.19).

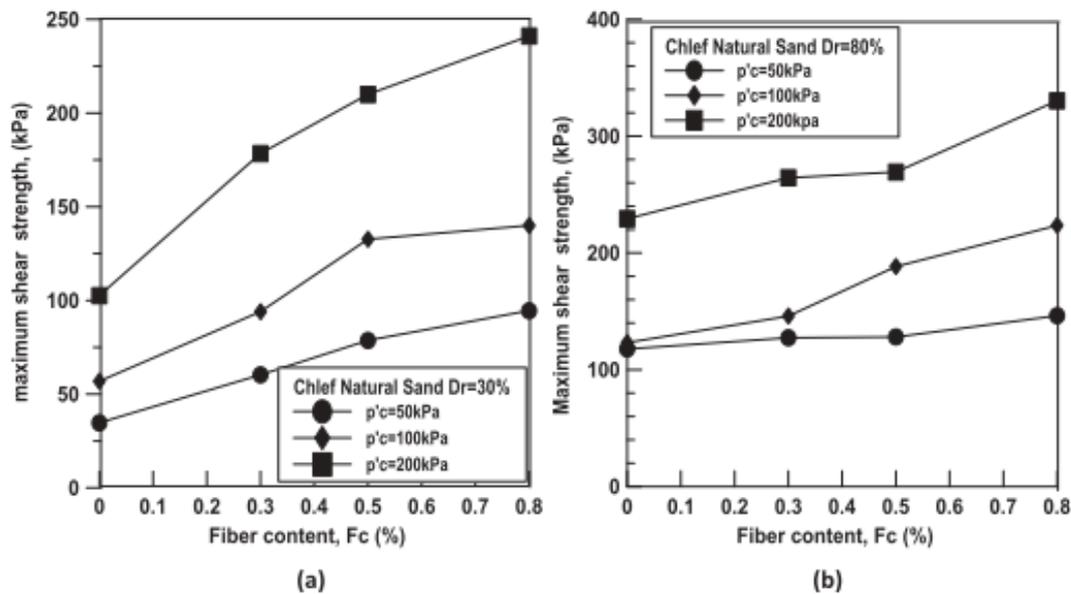


Figure 2.19 : Résistance maximale au cisaillement en fonction de la teneur en fibres pour un sol renforcé à différentes pressions de confinement : (a) état lâche, (b) état dense (Khebizi et al., 2018).

Bouaricha et al. (2017) ont entrepris une série d'essais de cisaillement direct sur deux types de sable (sable de chlef et sable d'oued rass), renforcés de clinker et de fibres de verre, afin d'étudier les paramètres de résistance au cisaillement des sables traités et renforcés de fibres distribuées de manière aléatoire. Les résultats expérimentaux montrent clairement que la résistance maximale au cisaillement des deux sables renforcés par fibres et de résidus de clinker augmente de manière significative lorsque la contrainte normale augmente de 100 kPa à 300 kPa, pour les sols non renforcés et renforcés (figure 2.20).

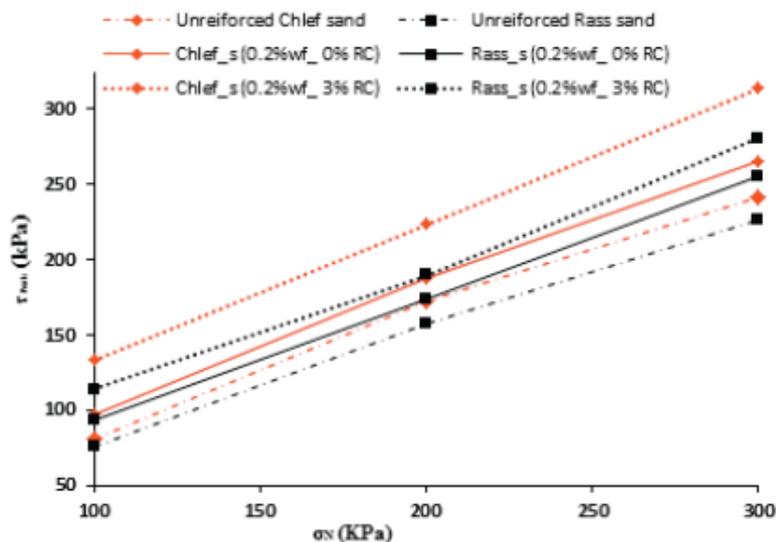


Figure 2.20 : Évolution de la résistance maximale au cisaillement par rapport à la contrainte normale du composite sable-fibre-résidu de clinker (Bouaricha et al. 2017).

2.4.3.3. Teneur en eau

Plusieurs études ont été menées afin d’investiguer l’effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols renforcés. Ces études ont prouvé que l’augmentation de la teneur en eau provoque une diminution remarquable des caractéristiques mécaniques. Tang et al. (2010) ont mesuré de manière quantitative la résistance au cisaillement interfacial d’un sol renforcé de fibres en effectuant un essai d’arrachement d’une fibre. Les résultats ont indiqué que la résistance au cisaillement interfacial était réduite de 177 kPa à 146 kPa. Des résultats similaires ont été obtenus par Benessalah et al. (2015) à travers une série d’essais de cisaillement direct sur un sol sableux de la région de Chlef (Algérie) renforcé avec différentes teneurs en eau et différents pourcentages de fibres de verre (10 mm de longueur) et à des contraintes normales verticales de 50, 100, 200 et 300 kPa. Les résultats expérimentaux montrent clairement que les caractéristiques mécaniques du sol diminuent avec l’augmentation de la teneur en eau (figure 2.21). En effet, l’eau joue un rôle important dans la lubrification de la couche de l’interface fibre / sol, et par suite, l’augmentation de la teneur en eau de l’interface fibre / sol. Par conséquent, l’augmentation de la teneur en eau peut induire une diminution des frictions et de la cohésion interfaciales.

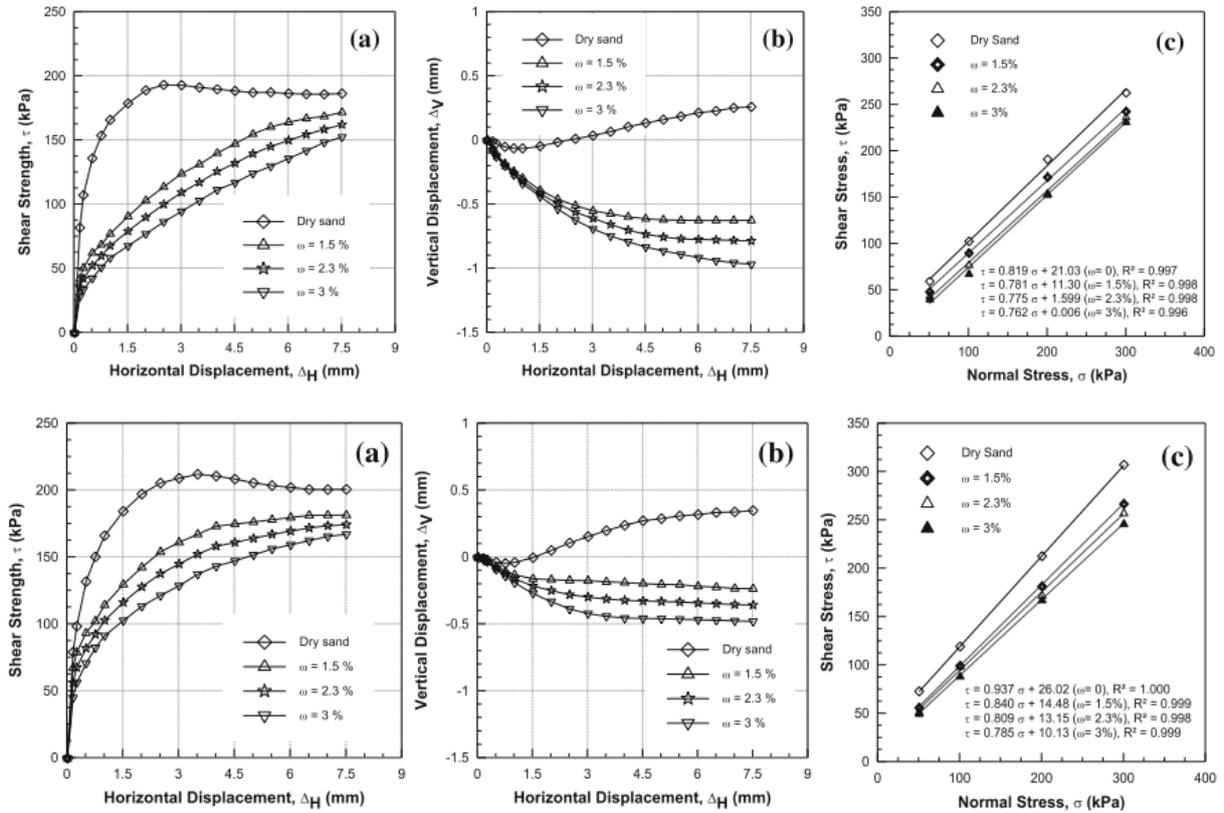


Figure 2.21 : Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable renforcé à 200 kPa de contrainte verticale pour des échantillons : (a). Moyennement denses ($D_r = 48\%$) et (b). Dense ($D_r = 87\%$) (Benessalah et al., 2015).

Afin de comprendre l'influence de la teneur en eau sur la résistance à la traction du sol, Li et al. (2014) entreprirent une série d'essai de traction directe sur quatre groupes d'échantillons présentant des teneurs en eau différentes, à savoir 14.5%, 16.5%, 18.5% et 20.5%. Les résistances à la traction obtenues sont présentées dans la figure 2.22. Ils ont constaté que l'augmentation de la teneur en eau entraîne une diminution de la résistance à la traction. Lorsque la teneur en eau a été augmentée de 14.5% à 20.5%, la résistance à la traction a été réduite de 30%, de 71,75 à 50,25 kPa. Cette observation peut être expliquée à partir des deux aspects suivants :

- La cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui affaiblit les liens entre les particules de sol.
- L'augmentation de la teneur en eau peut également affaiblir les interactions mécaniques interfaciales entre la fibre et la matrice du sol et réduire la capacité de la fibre à supporter la charge de traction.

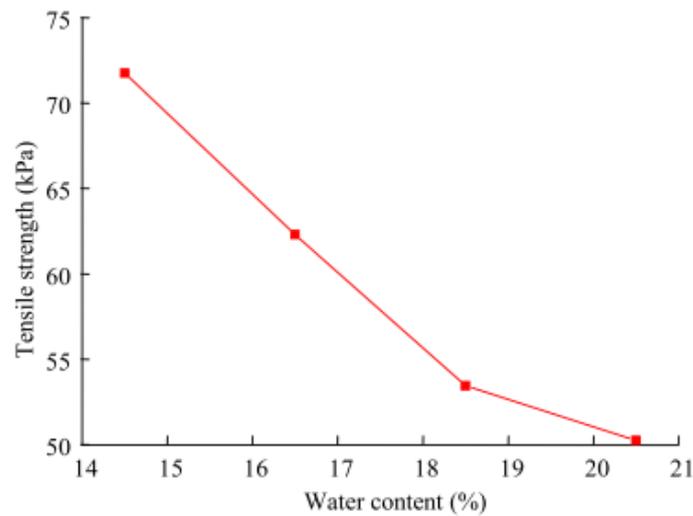


Figure 2.22 : Variation de la résistance à la traction du sol en fonction de la teneur en eau (Li et al., 2014).

2.4.3.4. Technique de préparation des échantillons

On dénombre plusieurs techniques et méthodes de préparation d'échantillons de sols pulvérulents dans les laboratoires. Les techniques auxquelles il est le plus recouru par les chercheurs sont : le compactage humide (MT), la pluviation à sec (AP), la pluviation humide (WP), la déposition à sec par entonnoir (DFD) et la sédimentation à l'eau (WS). L'utilisation d'une technique est déterminée, selon Romero (2003), par les conditions in situ du sol à étudier, et par la densité relative initiale que l'on désire obtenir. La technique la plus souvent utilisée dans la préparation des échantillons de sol renforcés par fibres est celle du damage humide (MT). De nombreuses études réalisées au laboratoire ont implicitement supposé que la technique la plus appropriée dans la préparation des échantillons renforcés par fibres est la technique du damage humide (MT). Le choix de cette technique est dû à ses différentes qualités ; elle permet, d'après Ibraim et al. (2012), d'éviter la ségrégation des particules du matériau composite ce qui assure un bon contrôle de la densité de l'échantillon et de la répartition homogène des fibres. La technique du damage humide (MT) fournit une répartition aléatoire des orientations des fibres dans toute la masse du sol, ce qui se répercute fondamentalement sur la réponse mécanique des sols renforcés. Cette répercussion a fait l'objet de plusieurs études (Jewell et Wroth, 1987 ; Palmeira et Milligan, 1989; Michalowski et Cermák, 2002) en imposant des orientations préférentielles de fibres. Cependant Michalowski (2008) a constaté que les orientations des fibres issues de cette technique de fabrication sont susceptibles d'être anisotrope avec un plan de stratification horizontale

préférée. Ibraim et al. (2012) ont réalisé une série d'essai à l'appareil triaxial sur des échantillons renforcés par des fibres de polypropylène en adoptant une nouvelle procédure de fabrication à savoir la technique de vibration de sable humide (MV) et la méthode de damage humide (MT). Les résultats expérimentaux montrent que les échantillons préparés par damage humide (MT) présentent une résistance à la compression légèrement supérieure à celle des échantillons préparés par vibration du sable humide (figure 2.23a). A partir des deux méthodes de fabrication, le comportement volumétrique du sable renforcé en compression ainsi qu'en extension, montre une approche de la réponse caractéristique d'un sol granulaire à l'état dense. Après une réduction initiale du volume, celle-ci est moins importante que pour le sable non renforcé, il a été constaté que la dilatance augmente avec l'accroissement de la teneur en fibres (figure 2.23b). Pour les deux types de fibre (2) et (3), les comportements de réponse en contrainte-déformation sont similaires pour les deux méthodes de fabrication (figures 2.24a, figure 2.25a).

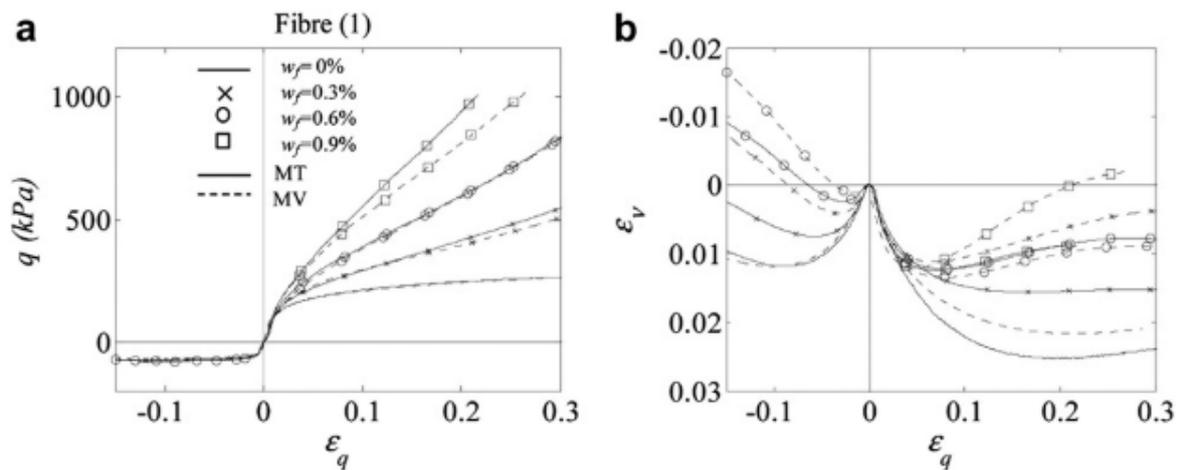


Figure 2.23 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec le type de fibre (1) et préparées avec les techniques MT et MV: (a) réponse de contrainte déportée déviatorique et (b) réponse de contrainte déformée volumétrique(Ibraim et al., (2012).

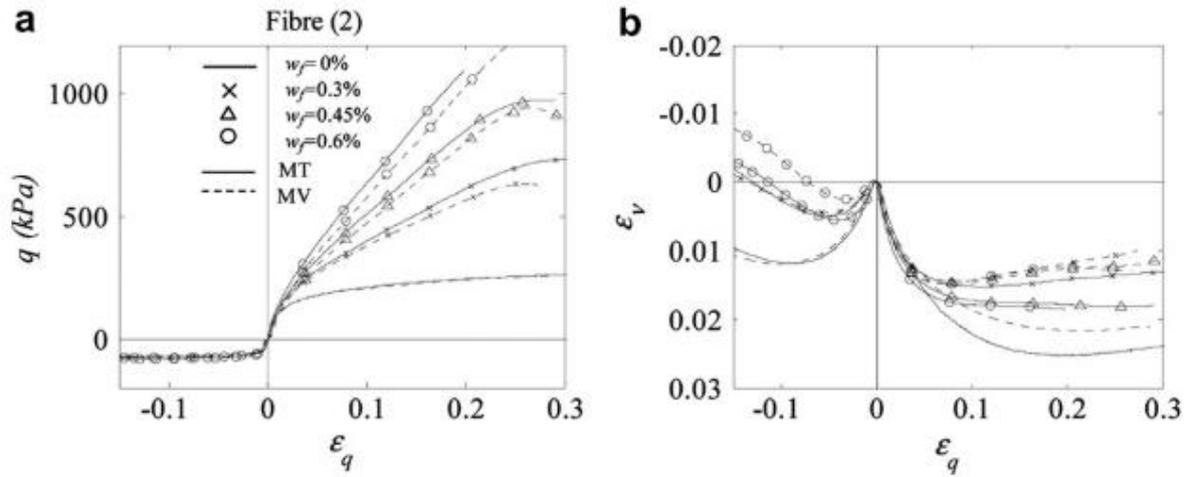


Figure 2.24 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec des fibres de type (2) et préparées avec les techniques MT et MV (Ibraim et al., 2012).

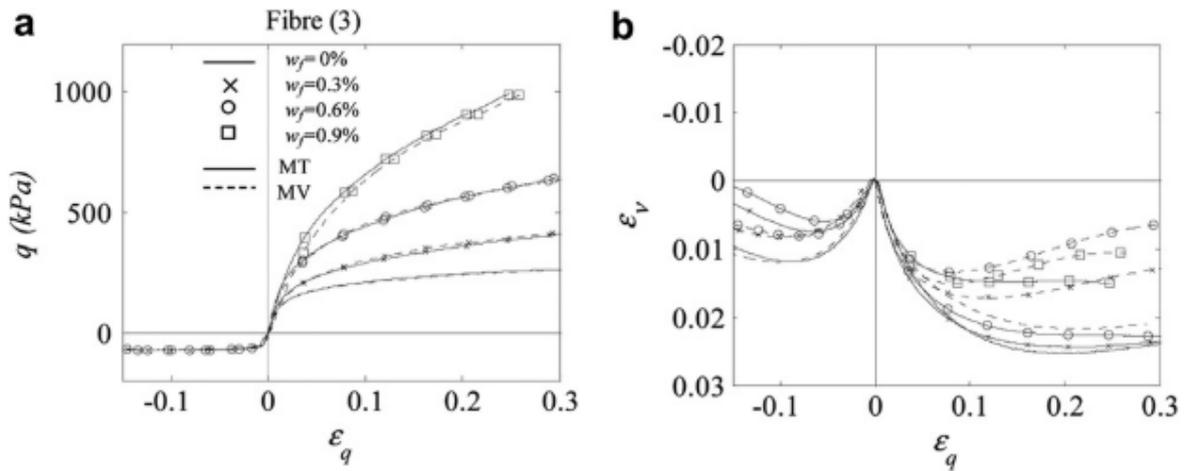


Figure 2.25 : Essais de compression triaxiale effectués sur des éprouvettes renforcées avec des fibres de type (3) et préparées avec les techniques MT et MV (Ibraim et al., 2012).

En conclusion, la présence de fibres génère un comportement plus dilatant dans les deux méthodes (compactage humide) et MV (par vibration du sable humide). Cependant les résultats expérimentaux indiquent que les réponses mécaniques des échantillons renforcés préparés avec les deux procédés de fabrication (MT et MV) sont relativement similaires.

2.5. Incidence des fibres sur le comportement des sols renforcés

2.5.1. Résistance au cisaillement

Un certain nombre d’essais triaxiaux conventionnels, de compression non confinés et de cisaillement direct sur le sujet de l’incidence des fibres sur la résistance au cisaillement ont été menés par plusieurs chercheurs au cours des dernières décennies. Leurs recherches ont

démontré que la résistance au cisaillement est accrue et que la perte de résistance après la pointe est réduite lorsque des fibres discrètes sont mélangées avec le sol (Gray et Al-Refeai, 1986 ; Freitag, 1986 ; Ranjan et al., 1996 ; Consoli et al., 1998 ; Ibraim et Fourmont, 2006). Des essais de compression triaxiale drainée sur du sable renforcé de fibres entrepris par Michalowski et Cermak(2003) indiquent une augmentation substantielle de la résistance au cisaillement des sols lorsqu'ils sont mélangés à des fibres de renforcement. Cette augmentation peut atteindre jusqu'à environ 20% lorsque la concentration en fibres est de 0,5% (en volume) comparée à celle du sable non renforcé, et jusqu'à 70% pour une concentration en fibres de 2%.

Une étude a été menée par Bouaricha et al. (2017) afin d'étudier les paramètres de résistance au cisaillement de deux types de sables (Chlef et Oued Rass) traités par clinker et renforcés avec des fibres de verre à répartition aléatoire avec différentes teneurs ($w_f = 0\%$, 0.2%, 0.4% et 0.6%) et différentes longueurs ($L_f = 10, 15, 20, 25$ et 30 mm) de fibres en effectuant des tests de cisaillement direct. La figure 2.26 montre clairement que l'inclusion du renforcement augmente la résistance maximale au cisaillement par rapport à celle d'un sol non renforcé et que la valeur critique du contenu en fibres est de 0,2% pour des fibres de longueur $L_f=15\text{mm}$ et que l'ajout de fibres de 20 mm pour un contenu en fibres de $w_f = 0,2\%$ donne une résistance au cisaillement maximale nettement plus élevée pour les deux types de sables.

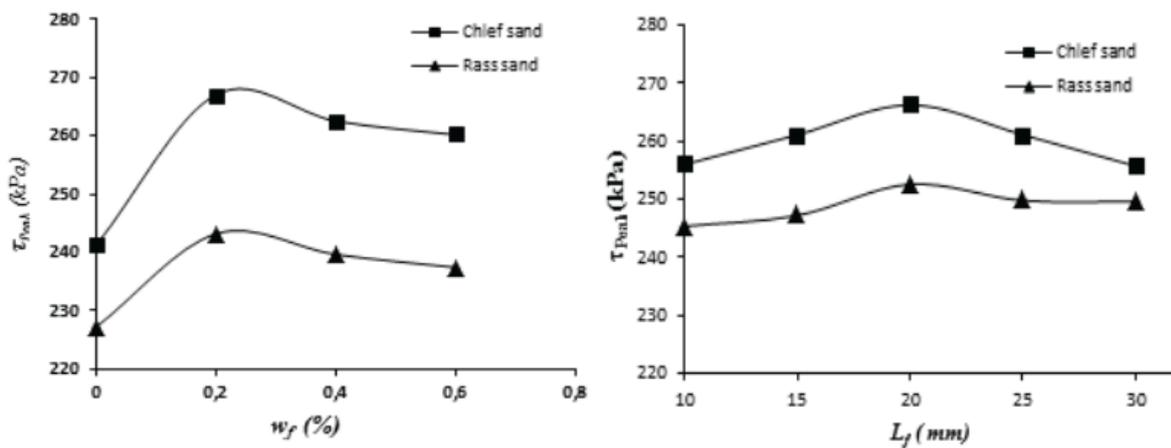


Figure 2.26 : Variations de la résistance au cisaillement des sable de Chlef et de Rass renforcés en fonction de (a) la teneurs en fibre et (b) la longueur des fibres (Bouaricha et al., 2017).

2.5.2. Rigidité

La rigidité initiale du composite sol-fibres est affectée par les caractéristiques des fibres (rigidité et rugosité). Michalowski et Cermak (2003) ont observé qu'une faible concentration de fibres d'acier ($\rho = 0,5\%$) n'a pas d'effet négatif sur la rigidité initiale du composite. Des essais antérieurs avec des fibres d'acier et du sable grossier ont indiqué qu'une concentration plus élevée (1,25%) n'avait pas non plus d'effet négatif sur la rigidité initiale (Michalowski et Zhao, 1996a). Cependant, une augmentation de la teneur en fibres de polyamide à 2,0% entraîne une diminution sensible de la rigidité initiale (figure 2.27).

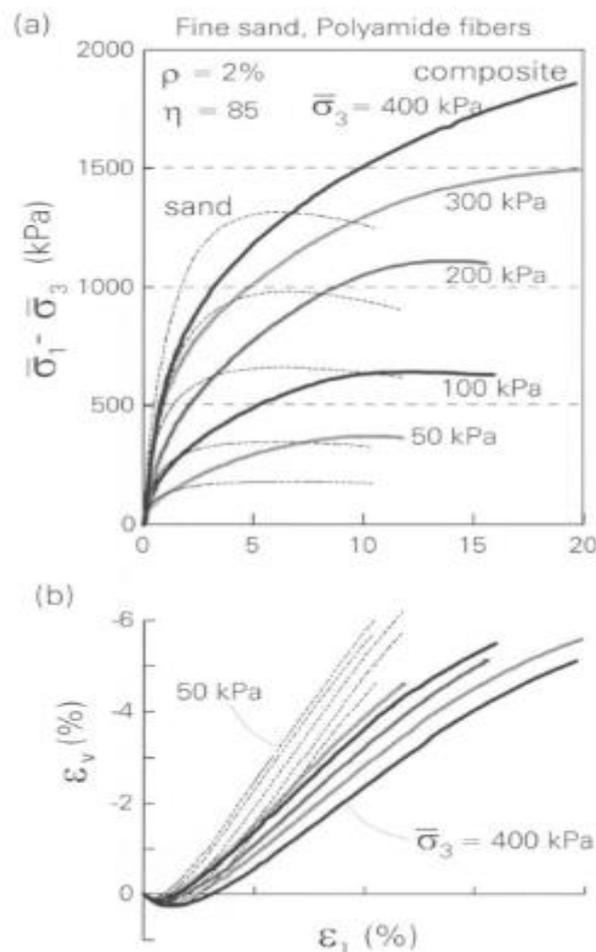


Figure 2.27 : Compression triaxiale ; sable fin, fibres de polyamide, $\rho = 2,0\%$, $\eta = 85$, $l = 25,4$ mm : (a) courbes de contrainte-déformation; (b) contrainte volumétrique (Michalowski et Zhao, 1996a).

Cette perte de rigidité initiale est probablement due aux changements dans le tissu du sable produits par les fibres synthétiques (flexibles). Les fibres sont susceptibles de provoquer une distribution de porosité non homogène puisque les inclusions longues empêchent les grains

d'être tassés. Par conséquent, les poches de matrice éloignées des fibres ont une porosité considérablement plus faible que le sable au voisinage immédiat des fibres. Pendant le chargement hydrostatique, les fibres sont soumises à la compression et à la flexion, mais une fois que le cisaillement commence, les fibres sous tension subissent un étirement progressif tandis que celles sous compression se contractent. En conséquence, la rigidité dans l'étape initiale de chargement est inférieure à celle pour un sable de porosité moyenne comparable sans fibres. Cet effet était très net lorsque de grandes concentrations de fibres synthétiques (flexibles) étaient utilisées. Comme les fibres d'acier ne se sont pas pliées ou tordues (dans la gamme des contraintes testées), la réduction de la rigidité n'a pas été détectée dans le sable renforcé avec des fibres d'acier. Les mêmes observations ont été faites par Claria et al. (2016) qui ont trouvé que la rigidité diminue avec la teneur en fibres de polypropylène mais augmente avec la pression de confinement.

2.5.3. Résistance à la liquéfaction

Une série d'essais triaxiaux cycliques consolidés drainés a été conduite par Eskisar et al. (2016) pour étudier le comportement à la liquéfaction et le développement de la pression interstitielle dans des échantillons de sable renforcés par fibres. Les effets de la teneur en fibres de (0,25%, 0,50% et 1%), de la longueur des fibres de (6 mm et 12 mm) et de la densité relative (50% et 70%) ont été examinés pour déterminer les relations entre le rapport de contrainte de cisaillement cyclique et le nombre des cycles de chargement. La figure 2.28 illustre le comportement à la liquéfaction d'un échantillon de sable renforcé de fibres (Eskisar et al., 2016). On peut constater à travers cette figure que quelle que soit la longueur de la fibre, des valeurs de CSR les plus élevées pourraient être obtenues pour un rapport de fibres de 1% dans des échantillons préparés à une densité relative de 50%. 20 cycles de chargement des échantillons sans fibres ont donné une valeur de CSR de 0,26, tandis que des échantillons avec une teneur en fibres de 1% et de longueur de 6 mm ont donné un CSR de 0,40 et des échantillons avec une teneur en fibres de 1% et de longueur de 12 mm ont donné un CSR de 0,45. Cette découverte présente également la contribution de la longueur des fibres, où les plus longues ont augmenté la résistance à la liquéfaction des sols sableux. Dans la figure 2.29, les relations entre le CSR et le nombre de cycles sont données pour des échantillons préparés à une densité relative de 70%. Les tests ont montré que les échantillons sans fibres pouvaient facilement se liquéfier sans nécessiter autant de cycles de chargement que les échantillons renforcés.

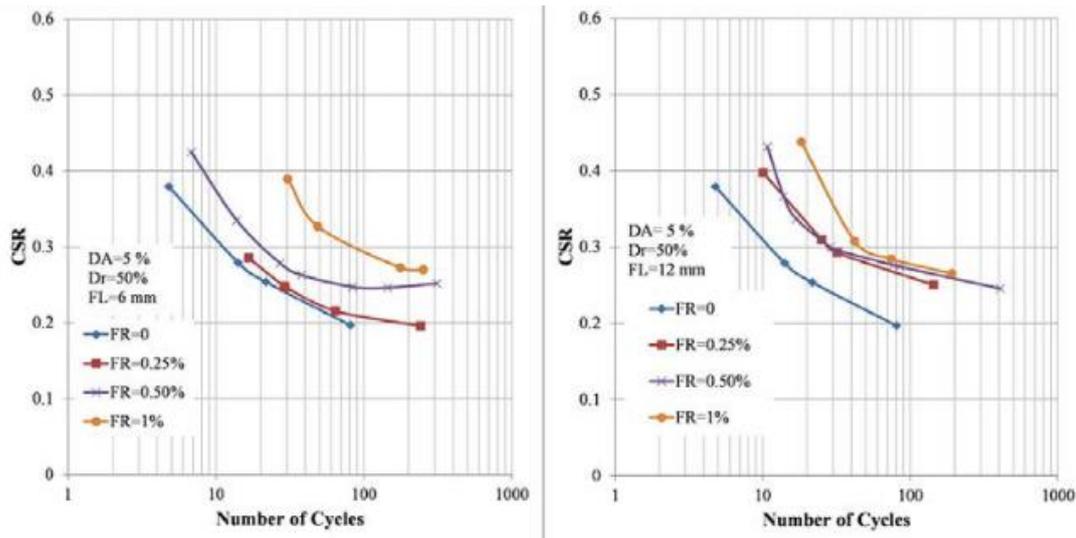


Figure 2.28 : variation du CSR avec le nombre de cycles en considérant l'effet de la longueur de fibre $FL = 6\text{mm}$ et $FL = 12\text{mm}$, respectivement ($Dr = 50\%$ et $\sigma'_0 = 100\text{ kPa}$) (Eskisar et al.,2016).

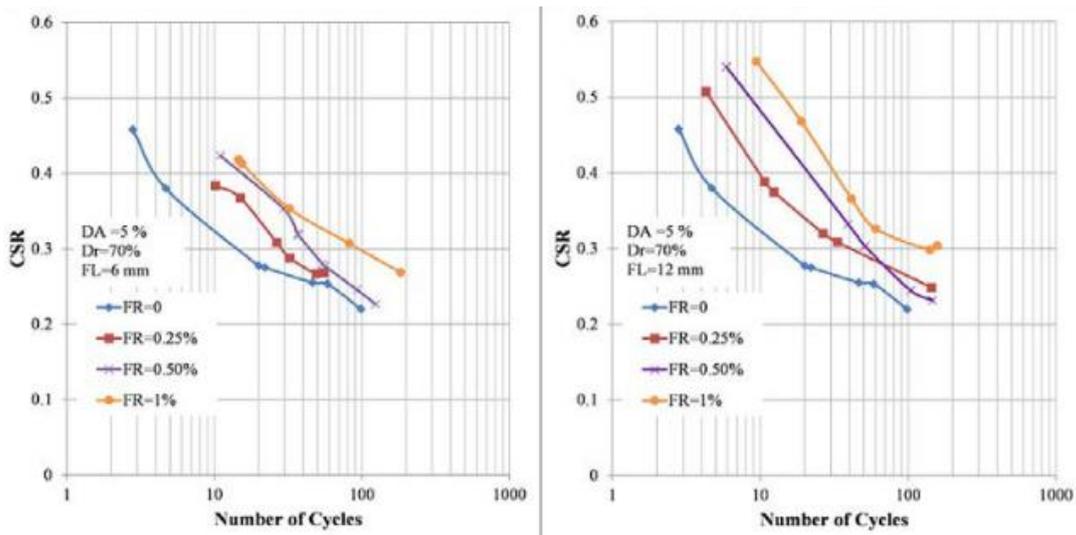


Figure 2.29 : variation du CSR avec le nombre de cycles en considérant l'effet de la longueur de fibre $FL = 6\text{mm}$ et $FL = 12\text{mm}$, respectivement ($Dr = 70\%$ et $\sigma'_0 = 100\text{ kPa}$)(Eskisar et al.,2016).

Des études ont montré que l'énergie dissipée totale cumulée nécessaire pour provoquer la liquéfaction (W_{liq}) est un excellent indice pour évaluer le potentiel de liquéfaction. En conséquence, plusieurs recherches ont été menées pour étudier ce paramètre (par exemple, liang 1995 ; Baziar et al. 2007). Dans ce contexte, Amini et al. (2018) ont entrepris une série d'essais triaxiaux cycliques destinés à étudier les caractéristiques de liquéfaction du sable de Babolsar renforcé par des fibres distribuées de manière aléatoire en utilisant une approche à

base d'énergie. L'énergie de capacité est définie comme l'énergie dissipée cumulative au début de la liquéfaction. Les résultats du test ont montré que W_{liq} était significativement affecté par l'inclusion de la fibre. L'addition de fibres a considérablement augmenté la résistance à la liquéfaction du sable de Babolsar. En effet, le nombre de cycles de liquéfaction a augmenté en raison de l'inclusion de fibres ; cela signifie que l'énergie dissipée cumulée pour le sable renforcé était plus grande que pour celle du sable non renforcé. Les figures 2.30 et 2.31 montrent la variation de l'énergie de capacité par rapport à la teneur en fibre w_f et de la longueur de fibre F_L , respectivement. Le niveau de dissipation d'énergie requis pour la liquéfaction augmentait lorsque le sable était renforcé de fibres. Les résultats montrent que W_{liq} a augmenté linéairement avec F_L et de manière non linéaire avec w_f . L'augmentation maximale de la capacité énergétique du sable de Babolsar était de 250% à une teneur en fibre $w_f = 1\%$ en poids humide et une longueur $F_L = 18$ mm pour une pression de confinement de 200 kPa et une densité relative $Dr = 40\%$. Il a été démontré que l'effet de la fibre sur l'augmentation de l'énergie requise pour la défaillance était significatif ; Cependant, l'effet de F_L était inférieur à celui de w_f . Des observations similaires ont été rapportées par Consoli et al. (2002) et Babu et Vasudevan(2008) pour du sable renforcé de fibres de coco et de PET (polyéthylène téréphtalate), respectivement, dans des conditions statiques. Ils ont constaté que la capacité d'absorption d'énergie du sable augmentait avec l'inclusion de fibres.

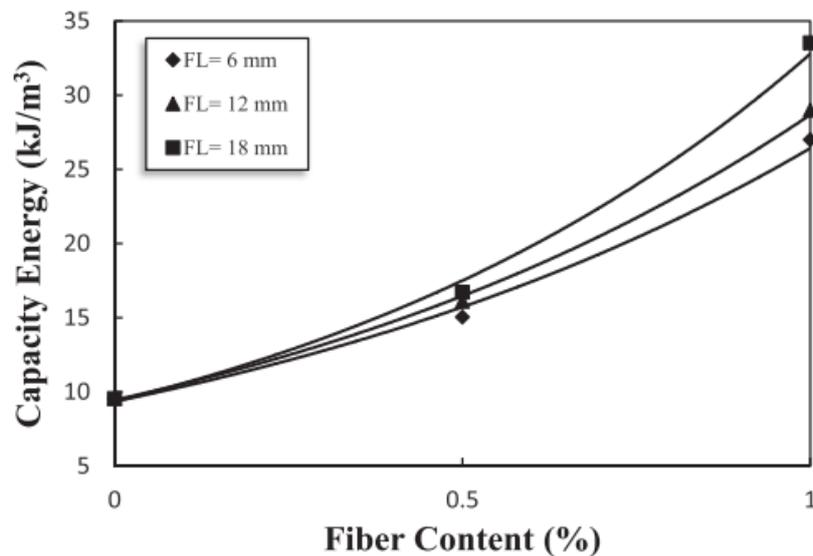


Figure 2.30 : Énergie de capacité en fonction de la teneur en fibres pour différentes longueurs de fibres (CP = 200 kPa et $Dr = 40\%$) (Amini et al., 2018).

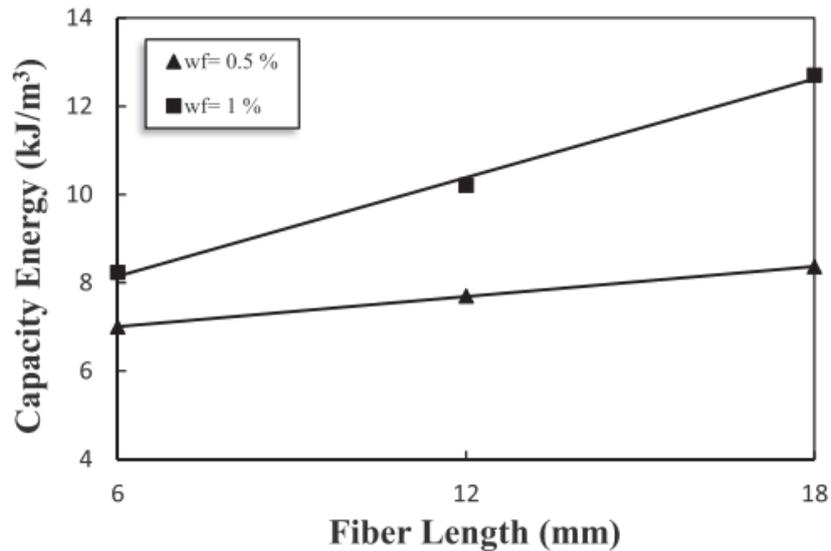


Figure 2.31 : Énergie de capacité en fonction de la longueur des fibres pour différentes teneurs en fibres (CP = 50 kPa et Dr = 40%) (Amini et al., 2018).

2.5.4. Stabilité structurelle

Diambra et al. (2010) ont constaté dans leurs travaux que la liquéfaction complète de l'échantillon est possible pour les spécimens renforcés et non renforcés (en appliquant une inversion de contrainte soudaine de 90° des axes de déformation principaux) à la fin du chargement monotone. Il semble que la présence de fibres peut limiter ou même empêcher l'apparition de l'étalement latéral du sol normalement observé pour les échantillons non renforcés. Liu et al. (2011) ont constaté lors d'essais par appareil de cisaillement à anneaux que les échantillons non armés (lâches, moyennement denses) ont montré clairement une structure complètement affaissée, tandis que les échantillons renforcés maintenaient la stabilité structurelle même après le retrait de la bague supérieure (figures 2.32 et 2.33). Il semble que la présence de fibres puisse limiter ou même empêcher la dissémination latérale du sol qui est l'une des conséquences de la liquéfaction. Ce phénomène dans des essais triaxiaux non drainés sur sable saturé a également été présenté par Ibraim et al. (2010).

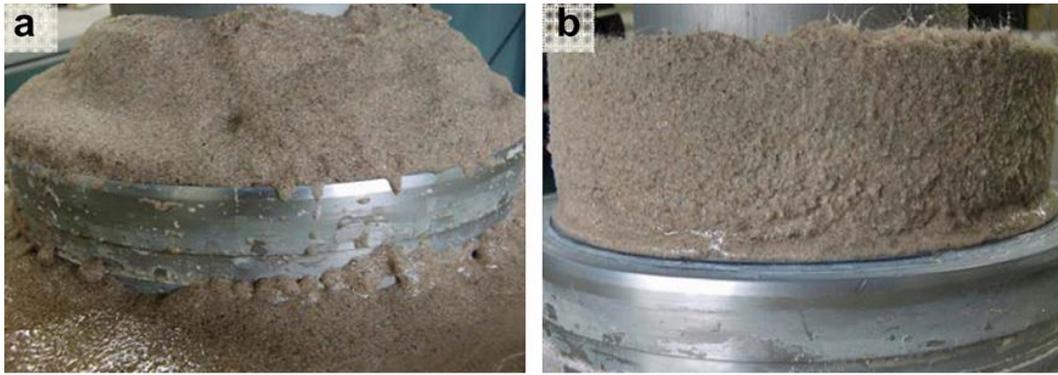


Figure 2.32 : Deux photos de spécimens lâches entièrement liquéfiés après cisaillement :
(a)Sable ; (b) sable + 0,4% fibres (Jin Liu et al.,2011).



Figure 2.33 : Deux photos de spécimens moyennement denses entièrement liquéfiés après
cisaillement : (a) Sable ; (b) Sable +0,4% fibres (Jin Liu et al.,2011).

Cependant les deux échantillons à haute densité non renforcés et renforcés avec 0,4% de fibres ont tous deux montré une bonne stabilité structurelle. Il semble que la densification et le renforcement des fibres puissent tous deux limiter ou même empêcher la propagation latérale du sol due à la liquéfaction statique (figure 2.34).



Figure 2.34 : Deux photos de spécimens denses entièrement liquéfiés après cisaillement :
(a) Sable ; (b) Sable +0,4% fibres (Jin Liu et al., 2011).

2.6. Conclusion

Le présent chapitre est composé de deux parties : la première partie traite l'amélioration des sols par l'inclusion des fibres, une technique de plus en plus utilisée par rapport à d'autres méthodes d'amélioration. Cette méthode est économique, elle ne nécessite pas en effet de moyens particuliers pour la mise en place et pourrait être appliquée à plusieurs types de sols.

La deuxième partie comporte les différents paramètres qui influent sur le mécanisme de renforcement par fibre et leur incidence sur le comportement du sol renforcé. Selon les résultats des différents travaux de recherche menés, les fibres peuvent améliorer la résistance au cisaillement et les caractéristiques mécaniques des sols sableux. Cette amélioration dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du renforcement et au sol.

Dans les prochains chapitres, il sera présenté une description des matériaux utilisés dans le cadre de cette thèse. Ainsi que le dispositif expérimental et le mode opératoire des différents essais réalisés.

CHAPITRE III :
DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE
OPERATOIRE

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons le dispositif expérimental et le mode opératoire utilisé au laboratoire pour exécuter les séries d'essais et analyser le comportement du sable sans et avec l'ajout du renforcement. Après avoir présenté les appareils utilisés, nous allons définir les étapes principales pour réaliser un essai. Ensuite nous présentons les différentes étapes du mode opératoire d'un essai de cisaillement à la boîte de cisaillement et à l'appareil triaxial. La méthode de préparation des échantillons du sable renforcés et non renforcés à tester prend une part prépondérante dans ce chapitre, du fait que c'est un paramètre très important pour la bonne reproduction de l'état initial du sol sans oublier les caractéristiques des matériaux utilisés.

3.2. Dispositif expérimental

Deux types de dispositifs expérimentaux ont été utilisés dans cette étude. Une boîte de cisaillement direct utilisé pour l'étude du comportement mécanique, un appareil triaxial statique pour l'étude du comportement non drainé.

3.2.1. Essai a la boîte de cisaillement

3.2.1.1. Principe de l'essai

La boîte utilisée est une boîte carrée de 60x60 mm contenant deux demi-boîtes (figure 3.1). La hauteur initiale est égale à 25 mm. L'essai consiste à placer l'échantillon dans la boîte et puis de le soumettre à une charge verticale N normale au plan de cisaillement, appliquée sur la partie supérieure de l'échantillon et maintenue constante pendant tout l'essai représentant la contrainte normale σ_N (50, 100 et 200 kPa) appliquée à l'aide de masses. Après consolidation, une force transversale T est appliquée sur l'une des demi-boîtes à l'aide d'un moteur, la demi-boîte coulisse sur l'autre à vitesse constante ($V= 1$ mm/min) dans un mouvement dans la direction de leur plan de séparation jusqu'à la fin de l'essai avec un déplacement relatif ΔL . L'effort horizontal T qu'il est nécessaire d'appliquer pour produire ce déplacement est mesuré en fonction de ΔL .

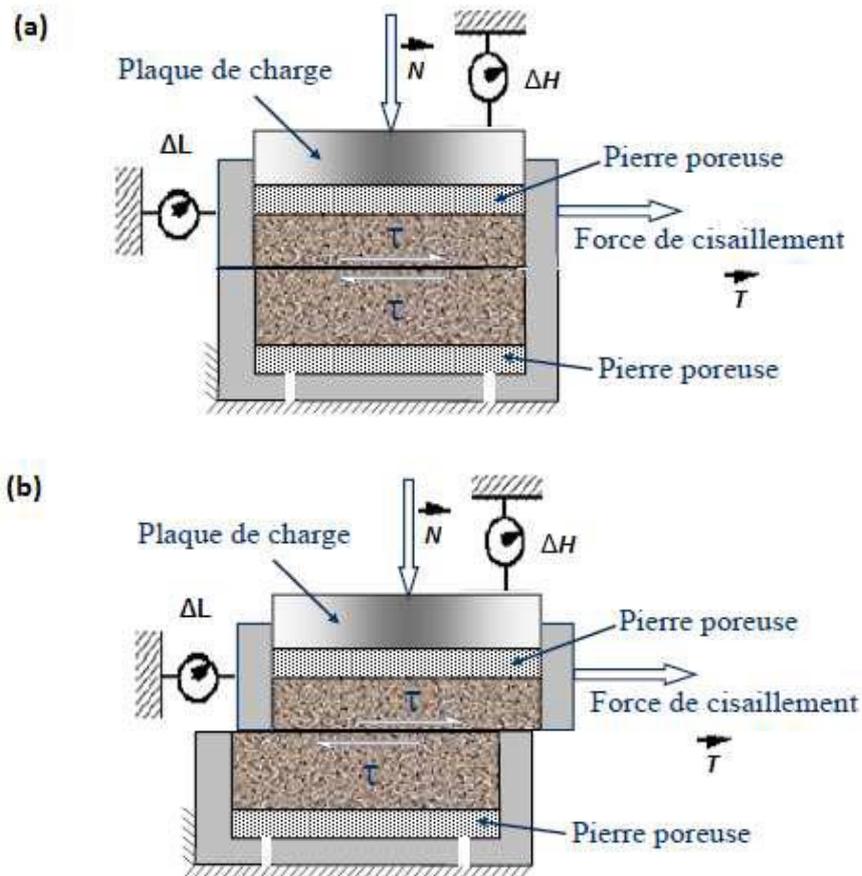


Figure 3.1 : Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte :

(a) En début de cisaillement, (b) En cours de cisaillement.

La valeur de T correspondant à la rupture de l'échantillon permet en répétant l'essai pour plusieurs valeurs de N d'accéder aux paramètres de résistance au cisaillement du sol (C et φ). En effet, la charge N rapportée à la section A de l'échantillon représente la contrainte normale moyenne sur le plan de rupture σ_N (kPa), et l'effort de cisaillement T rapporté à la section A représente la contrainte de cisaillement moyenne t sur ce même plan τ (kPa).

3.2.1.2. Appareillage

La boîte de Casagrande qui permet d'appliquer et de mesurer les déplacements et les efforts sur l'échantillon est représentée sur la figure 3.2. La boîte de section carrée est déposée dans un chariot qui peut être entraîné en translation à l'aide d'un moteur dont la vitesse est paramétrable. Le bâti est surmonté d'un étrier recevant les poids actionnant un système de bras de levier qui va fournir la charge N .

Le dispositif est constitué comme suit :

- **Pierres poreuses :** Elles permettent de drainer l'échantillon et assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes.

- **Demi-boîte supérieur:** formée d'un cadre et d'un piston, elle permet de supporter la charge verticale N sur l'échantillon seulement.
- **Demi-boîte inférieur :** Elle est fixe et sert de moule.
- **Dispositif à contrainte contrôlée :** il entraine la demi-boîte inférieure à vitesse constante.
- **Compérateurs ou capteurs électroniques :** Mesurent les déplacements horizontaux ΔL et verticaux ΔH .
- **Anneau dynamométrique :** Il mesure l'effort horizontal T .

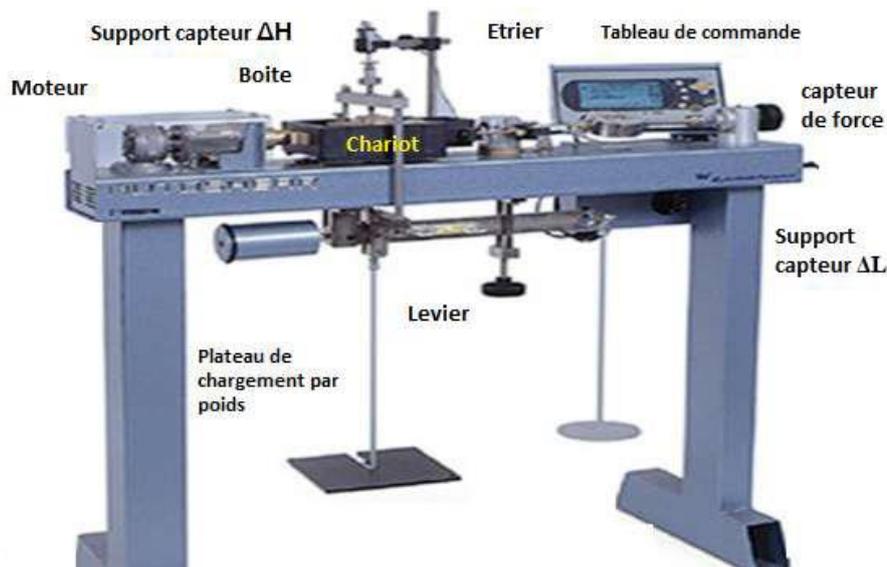


Figure 3.2 : Bâti de cisaillement.

Tous les tests ont été réalisés au Laboratoire de Science des Matériaux et Environnement (LMSE) de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef (figure 3.3).



Figure 3.3 : Boîte de cisaillement direct du laboratoire de Science des Matériaux et Environnement (LMSE) de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef.

3.2.1.3 Détermination de la masse du sol

L'essai consiste à mettre en place une masse connue pour un volume connu, pour la précision du résultat, la masse calculée doit correspondre au volume de l'échantillon. La mesure de la masse est déterminée par les formules suivantes :

$$\text{Ce qui donne :} \quad Id = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.1)$$

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

$$\text{L'indice des vides 'e' est donné par la formule : } e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1 \quad (3.3)$$

$$\text{Et le poids volumique sec '}\gamma_s\text{' est défini par : } \gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad (3.4)$$

De (3.4), (3.3) et (3.2)

$$\text{On obtient :} \quad P_s = \frac{V_t \times \gamma_s}{1 + e_{\max} - Id \times (e_{\max} - e_{\min})} \quad (3.5)$$

3.2.1.4. Préparation des échantillons

Des échantillons de sable non renforcés et renforcés reconstitués en laboratoire avec des fibres de polypropylène, de verre et de sisal ont été utilisés dans cette étude. La préparation des échantillons a été effectuée en déterminant d'abord le poids requis de sable et de fibres pour le mélange. La teneur en fibres (F_c) incluses dans un composite (sable + fibre) est définie en pourcentage de poids sec de sable :

$$F_c (\%) = 100 \times \frac{W_f}{W_s}$$

Où W_f et W_s représentent respectivement le poids des fibres et du sable sec. Le sable séché au four puis tamisé à 2 mm a été ajouté et mélangé avec des fibres (Figure 3.4).



Figure 3.4 : Mélange de sable et de fibres : (a) fibre de polypropylène ; (b) fibre de verre ; (c) Fibre de sisal.

Dans cette étude, 78 essais à la boîte de cisaillement direct ont été réalisés sur du sable renforcé avec différentes teneurs en fibres de 0,25, 0,5, 0,75 et 1% en masse de sol sec, en utilisant la méthode du dépôt sec comme méthode de préparation afin d'étudier le comportement mécanique d'un sable renforcé par fibre distribué aléatoirement. Une série d'essais sur des échantillons non renforcés a également été accomplie pour fournir une base de comparaison et évaluer l'effet du renforcement sur le comportement du sol. Les essais ont été réalisés sur des échantillons de sable soumis à trois contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa et préparés à deux densités relatives initiales de 50 et 80% représentant respectivement des états moyennement dense et dense. L'état du sol meuble n'a pas été inclus dans cette étude car la majorité des sols traités par fibres sont généralement damés ou compactés (Benessalah et al., 2015). Les mélanges composites (sable + fibres) sont illustrés dans la figure 3.5.

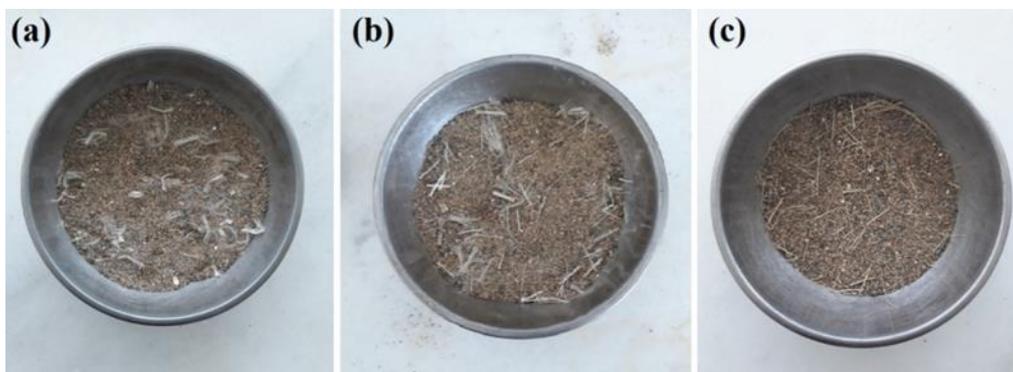


Figure 3.5 : Échantillons renforcés par fibres : (a) fibre de polypropylène ; (b) fibre de verre ; (c) Fibre de sisal.

3.2.2 Essai à l'appareil triaxial

3.2.2.1. Principe de l'essai

L'essai triaxial est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols. Il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage et de charge. Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta U = 0$) et des essais non drainés ($\Delta U \neq 0$) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée).

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique isolée dans une membrane étanche et placée dans une cellule, soumise à une contrainte latérale isotrope σ_3 par l'intermédiaire du fluide (eau désaérée et déminéralisée) existant dans la cellule qui est mis en pression. Un piston sert à appliquer progressivement un accroissement de contrainte axiale σ_1 , jusqu'à la rupture. Outre le chemin de contrainte le plus classique, l'essai triaxial permet de réaliser des chemins de contraintes plus spécifiques comme par exemple des chemins à rapport de

contraintes η_{constant} , à contrainte moyenne totale $p_{\text{constante}}$ ou encore à contrainte principale majeure σ_1 constante. La figure 3.6 montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sable lâche et dense en conditions drainée et non drainée.

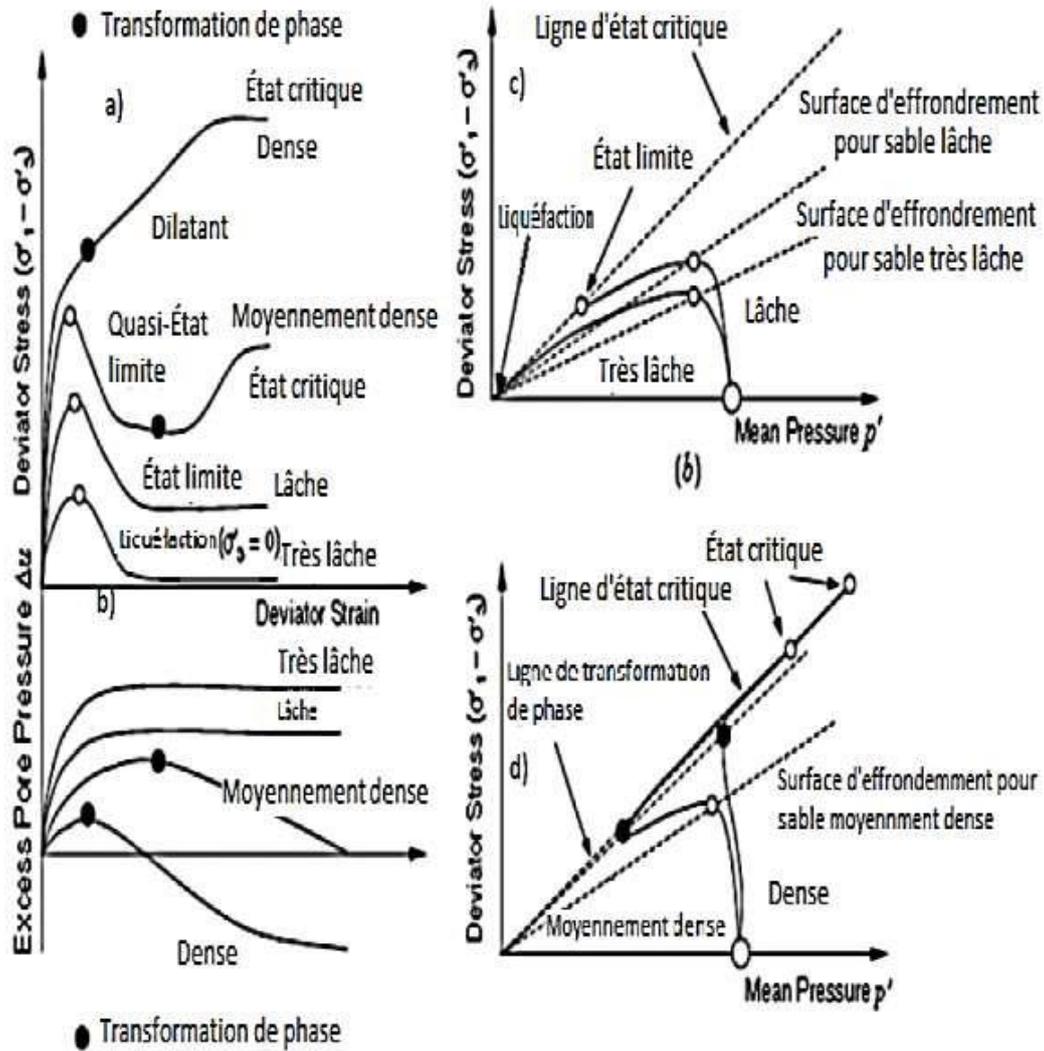


Figure 3.6 : Résultats typiques d'essais triaxiaux (Mitchell et Soga, 2005).

3.2.2.2. Appareillage

La Figure 3.7 présente le dispositif expérimental utilisé pour la réalisation du programme expérimental mené pour l'étude du comportement mécanique. Cet appareil se trouve au niveau du laboratoire de géotechnique de l'université de Sakarya en Turquie. L'essai à l'appareil triaxial permet de déterminer la résistance au cisaillement dans un échantillon cylindrique sous différentes conditions. Celui-ci est composé d'une cellule triaxiale, d'une

presse permettant l'application du chargement, d'un volumètre pour la détermination du changement de volume et d'un dispositif de mesure des pressions autour et à l'intérieur de l'éprouvette.



Figure 3.7 : Vue générale de l'appareil triaxial.

Le schéma de la cellule triaxiale est présenté sur la Figure 3.8. Elle comprend une embase inférieure placée à la base de la cellule, une embase supérieure et l'éprouvette de sol de forme cylindrique qui est posée entre les deux embases munies de deux pierres poreuses. Les embases sont perforées pour assurer le passage de l'eau dans l'éprouvette. La cellule est également équipée d'un capteur de force relié à un piston qui assure le contact avec l'éprouvette et des capteurs de pression.

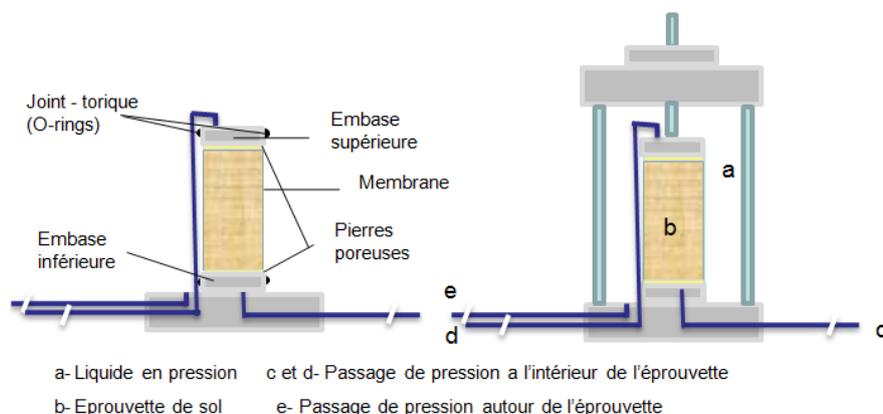


Figure 3.8 : Schéma de la cellule triaxiale utilisée.

Le système de pression assuré par l'air comprimé est composé de deux cellules d'air-eau qui sont reliées d'un côté par un compresseur d'air et de l'autre côté de chaque cellule d'un capteur de pression du confinement et d'un capteur de pression à l'intérieur de l'éprouvette (Figure 3.9).

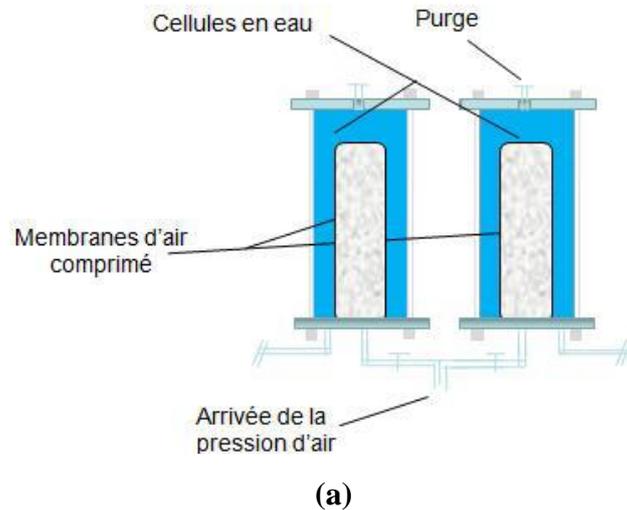


Figure 3.9 : Système de pression de l'appareil :(a) Schéma des cellules ; (b) vue du dispositif.

Le système est équipé d'un programme d'acquisition sur ordinateur qui permet le pilotage et la collecte des données. Le système comprend un appareil de voltmètre et un multimètre reliés à un ordinateur alimenté (Figure 3.10).



Figure 3.10 : Système de pilotage et d'acquisition.

3.2.2.3. Procédures d'essai et mode opératoire

L'essai triaxial est caractérisé par cinq (05) différentes étapes :

- 1- Mise en place de l'échantillon ;
- 2- La saturation de l'éprouvette ;
- 3- La consolidation ;
- 4- L'écrasement (cisaillement) ;
- 5- Le démontage de l'essai.

a. Mise en place de l'échantillon

Cette étape permet de placer le sol dans la membrane entre les deux embases en tenant compte de la méthode de préparation et de la densité relative ciblée qui permettra de calculer la masse de l'échantillon à mettre en place :

- **Préparation de l'échantillon**

Après avoir déterminé la masse du sol en pesant des couches de même poids, on passe à la phase de préparation de l'échantillon. Les échantillons testés sont de forme cylindrique de diamètre $D=50$ mm et d'une hauteur $H=100$ mm (élancement $H/D=2$). Après la mise en place de la pierre poreuse sur l'embase inférieure de l'appareil, on place une membrane neuve et étanche (de diamètre $\phi=50$ mm et d'épaisseur de 0.3 mm) qui sera fixée par des joints toriques avec l'embase, puis on fait monter le moule d'une hauteur $H=100$ mm en plaquant la

membrane avec le moule à l'aide d'une pompe à vide qui fait sortir l'air à l'extérieur (Figure 3.11).



Figure 3.11 : Mise en place de la membrane et du moule.

La mise en place de l'échantillon pourrait s'effectuer par plusieurs méthodes de déposition rapportée dans la littérature (Della et al. 2011). Ces méthodes ont été développées afin de préparer des échantillons selon les conditions de leurs états initiaux.

Les échantillons préparés au cours de ce travail sont reconstitués par deux méthodes différentes, ces méthodes ont été utilisées par Della et al. 2016 :

Méthode de préparation

- **Le dépôt à sec** : Cette méthode consiste à déposer le sol dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur par déversement en pluie du sable sec. Cette méthode permet la reconstruction d'échantillons avec une large gamme de densité allant de l'état lâche à l'état dense. Afin d'obtenir un échantillon lâche, la hauteur de chute doit être quasiment nulle (Della et al, 2012). Cependant, l'échantillon doit être compacté à l'aide d'une dameuse et de frappe à l'extérieur du moule pour avoir des densités élevées.
- **Le dépôt humide** : Cette méthode consiste à déposer le sol humide dans le moule préparé avec une teneur en eau initiale ($w= 3$ et 5% dans le cadre de notre étude). Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant

de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. Cette méthode est très commode pour la préparation des échantillons de sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

Selon l'une des deux méthodes de préparation (PS ou DH), la masse du sol est déposée en cinq (5) couches compactées de 2 cm de hauteur pour former l'échantillon. La technique de sous-compactage a été employée pour assurer l'uniformité de l'échantillon. Une fois la masse de sable entièrement déposée, on place respectivement la deuxième pierre poreuse et l'embase supérieure (si le sol contient des éléments fins, il est nécessaire d'utiliser des papiers filtres pour recouvrir les deux pierres poreuses), la membrane est ensuite rabattue sur l'embase supérieure et fixée à l'aide de joints toriques. Enfin, une pression négative de 25 kPa est appliquée à l'intérieur de l'éprouvette qui aspire l'air pour pouvoir maintenir l'éprouvette et de démonter le moule (Figure 3.12).



Figure 3.12 : Phase de démontage du moule.

b. Saturation de l'éprouvette

Une fois le démontage effectué, il est procédé à la mise en place de la cellule et à son remplissage en eau. En vue d'annuler la contre pression exercée à l'intérieur de l'éprouvette, une contrainte de confinement initiale $\sigma_3 = 25$ kPa est appliquée. On procède par la suite à la saturation de l'échantillon et ce en mettant en circulation de l'eau désaérée. Conformément à la norme ASTM D4767-11, l'échantillon est saturé à $\sigma_3 = 50$ kPa (supérieure à 35 kPa). L'état

de saturation est vérifié par la mesure du coefficient de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma$. Si l'échantillon est non saturé, on procède à l'amélioration de la saturation par une augmentation par palier des pressions autour et à l'intérieur de l'éprouvette. Dans le cas d'un sol sableux, l'état de bonne saturation des échantillons est estimé à $B = 90\%$.

c. Consolidation

Cette étape permet de simuler l'état des contraintes in-situ, elle consiste à appliquer une contrainte isotrope sur l'éprouvette ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). L'application du confinement est établie par un système air-eau et contrôlée par un régulateur de pression. Les échantillons préparés ont été consolidés puis cisailés à des contraintes effectives (σ'_3) de 50, 100 et 200 kPa.

d. Ecrasement (cisaillement)

Après consolidation de l'éprouvette (variation de volume constante) vient la phase de cisaillement. Le cisaillement par compression est obtenu en augmentant le déviateur de contrainte jusqu'à la rupture à une vitesse de déformation de 0,5 % par minute pour les essais triaxiaux monotones non drainés. (Figure 3.13).



Figure 3.13 : Cisaillement de l'éprouvette.

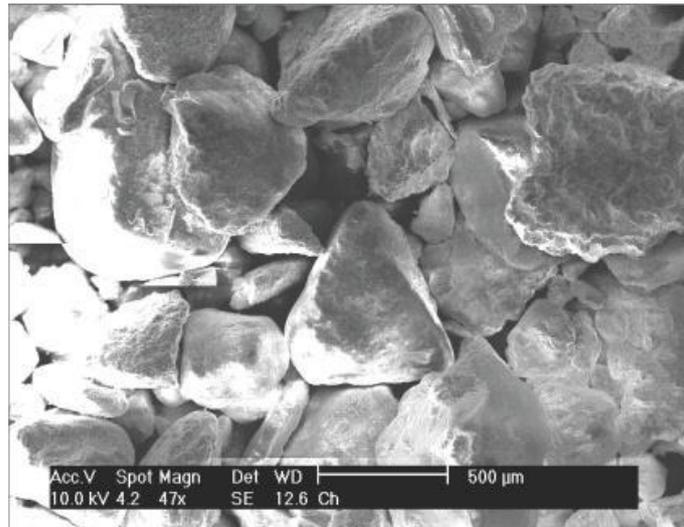


Figure 3.15 : Vue microscopique des particules du sol de Chlef.

Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sable naturel de Chlef.

Propriétés du sable	Spécifications de test standard	Valeur
Diamètre moyen, D50 (mm)	ASTM D-422	0.40
Diamètre maximum, Dmax (mm)	ASTM D-422	2.00
Coefficient d'uniformité, Cu (.)	ASTM D-422	2,227
Coefficient de courbure, Cc (.)	ASTM D-422	0,891
Poids volumique des grains solides, γ_s (kN/m ³)	ASTM D854-02	2,665
e_{max} (.)	ASTM D4253-00	0.85
e_{min} (.)	ASTM D4254-00	0.56
Forme des grains	Arrondie	-

3.3.2. Matériaux de renforcement

Des fibres de Polypropylène , de verre et de sisal de longueur similaire ($L_f = 12$ mm) et de teneurs en fibres différentes, $F_c = 0\%$, $0,25\%$, $0,5\%$, $0,75\%$ et 1% en poids de sol sec ont été utilisées dans ce travail (figure 3.16).

- La fibre de polypropylène est l'inclusion la plus largement utilisée dans les essais en laboratoire du renforcement de sol (Santoni et al., 2001 ; Yetimoglu et al., 2003 ; Khattak et al., 2006 ; Tang et al., 2007). Actuellement, les fibres PP sont utilisées pour améliorer les propriétés de résistance du sol, pour réduire les propriétés de retrait et pour surmonter les propriétés chimiques et la dégradation biologique (Musenda 1999 ; Puppala et al., 2000 ; Vasudev 2007).
- La fibre de verre est l'une des fibres les plus répandues par son utilisation dans l'ingénierie géotechnique. La fibre de verre est non bio dégradable et très performante

dans le renforcement des sols (Maher et Gray, 1990 ; Al- Refaei,1991; Consoli et al., 1998; Mujah et al., 2013; Benessaleh et al., 2015 ; Bouaricha et al., 2019).

- Le sisal est une fibre lingo-cellulosée naturelle et écologique à haute résistance à la traction utilisée traditionnellement comme renfort pour les plaques de plâtre de gypse dans l'industrie du bâtiment. Cette fibre a fait l'objet de nombreuses recherches dans le domaine du renforcement de sol (Ghavami et al., 1999 ; Prabakar and Siridihar2002 ; Mattone 2005).

Les caractéristiques physiques et mécaniques des fibres sont présentées dans le tableau 3.2.

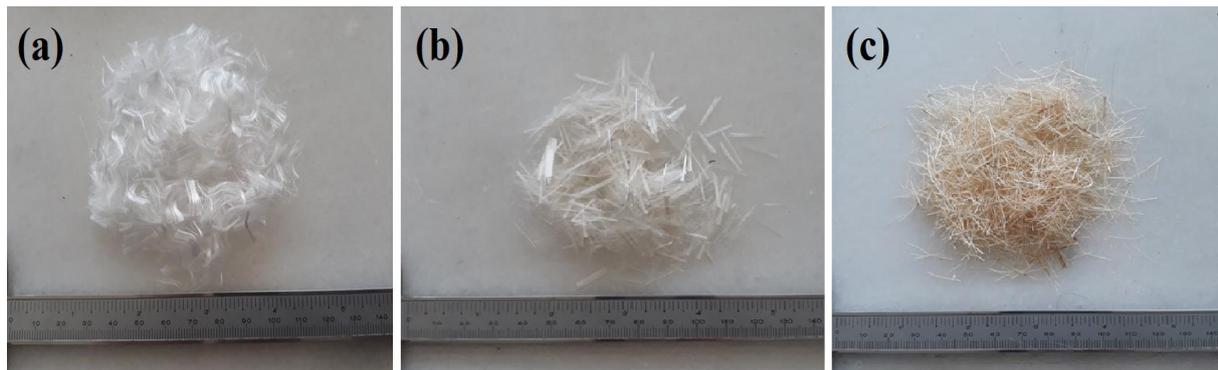


Figure 3.16 : Fibres étudiées : (a) fibre de Polypropylène, (b) fibre de verre, (c) fibre de sisal.

Tableau 3.2 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres étudiées

Fibre type	Densité spécifique	Longueur (mm)	Diamètre (μm)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
Verre	2.62	12	18	485	73
Polypropylène	0.91	12	25	700	14
Sisal	0.96	12	35	550	19

3.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les matériaux et le dispositif expérimental utilisé dans ce travail. Tout d'abord il a été décrit l'appareil de la boîte de cisaillement direct de Casagrande et l'appareil triaxial et les étapes contenues dans la procédure d'exécution des essais de cisaillement suivis de la méthode de préparation des échantillons

Ensuite, il a été exposé les caractéristiques mécaniques du sol et du renforcement étudié.

Dans les prochains chapitres, il sera présenté le travail expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse, avec l'utilisation d'un renforcement par fibres pour l'amélioration du comportement mécanique et des performances à la liquéfaction des sables.

CHAPITRE IV :
COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS
RENFORCES PAR FIBRES

4.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats d'essais effectués à la boîte de cisaillement direct sur le sable naturel de Chlef renforcé par différents types de fibres naturelles et synthétiques distribuées aléatoirement avec deux densités relatives : un état moyennement dense $D_r=50\%$ et un état dense $D_r=80\%$. Celles-ci seront soumises à trois contraintes normales 50, 100 et 200 kPa.

Ces essais ont été effectués, d'une part, dans le but de mettre en évidence l'influence de la teneur en fibre, du type de fibre, du confinement et de la densité relative sur la réponse mécanique du sable renforcé par fibre et, d'une autre part, afin de déterminer les teneurs en fibres optimales de chaque type de fibre nécessaire pour les essais monotones consolidés non drainés à l'appareil triaxial.

4.2. Contrainte de cisaillement

4.2.1. Etat moyennement dense

Les figures (4.1.a 4.1.b et 4.1.c) montrent l'évolution de la résistance au cisaillement τ (kPa) en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) réalisés sur des échantillons non renforcés et renforcés par différentes types de fibre sous une contrainte normale constante $\bar{\sigma}_n = 100$ kPa et une densité relative moyenne $D_r = 50\%$. Il ressort de la figure 4.1 que la résistance du sable caractérisée par la contrainte de cisaillement augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en fibre jusqu'à un teneur optimale propre à chaque type de fibre sous une contrainte normale constante pour les trois types de fibres étudiées. Les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons renforcés par fibre de verre et soumis à une contrainte normale constante de 100 kPa pour des teneurs en fibre de 0%, 0.25%, 0.5%, 0.75% et 1%, ont enregistré les valeurs suivantes: 73.3, 84.78, 91.72, 82.58 et 78,94 kPa, respectivement (figure 4.1.a). En ce qui concerne les échantillons renforcés par fibre de Polypropylène et ceux renforcés par fibre de sisal, les figures 4.1.b et 4.1.c, se caractérisent par les mêmes observations que celles mentionnées dans la figure 4.1a de la résistance au cisaillement réalisée sur des échantillons renforcés par fibre de verres. Pour les mêmes teneurs en fibres, les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons renforcés par fibres de polypropylène ont enregistré les valeurs suivantes : 73.3, 82.86, 84,72, 88.92 et 78.56kPa. Quant à ceux renforcés par fibre de sisal, les valeurs enregistrées sont les suivantes : 73.3, 84.52, 96.14, 120.17 et 83.53kPa. On en déduit des valeurs enregistrées que les échantillons renforcés par fibres de sisal paraissent plus rigides

que ceux renforcés par fibres de verre ou fibres de polypropylène du fait de l'écart de résistance élevée entre les trois types de fibres utilisées.

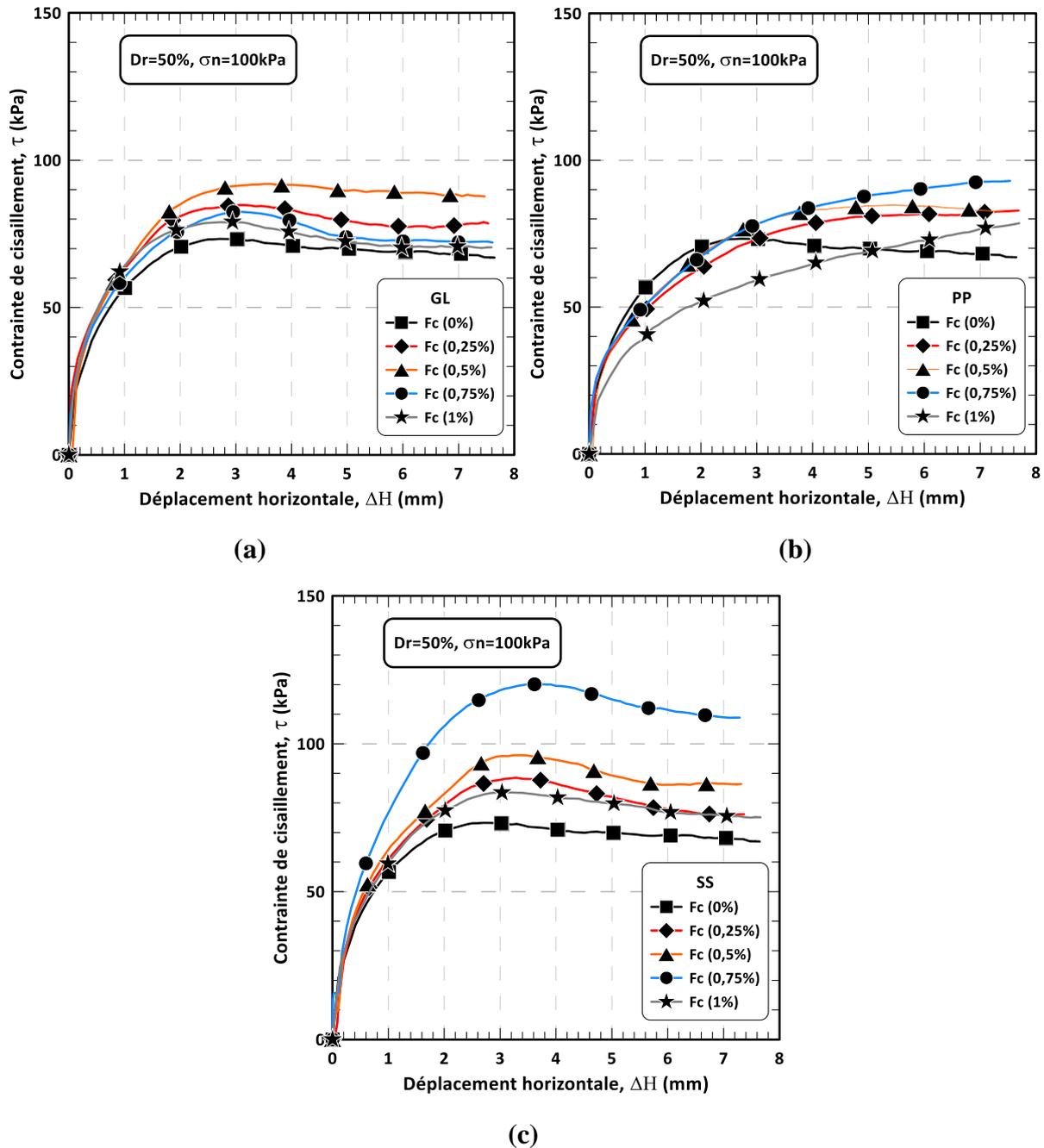
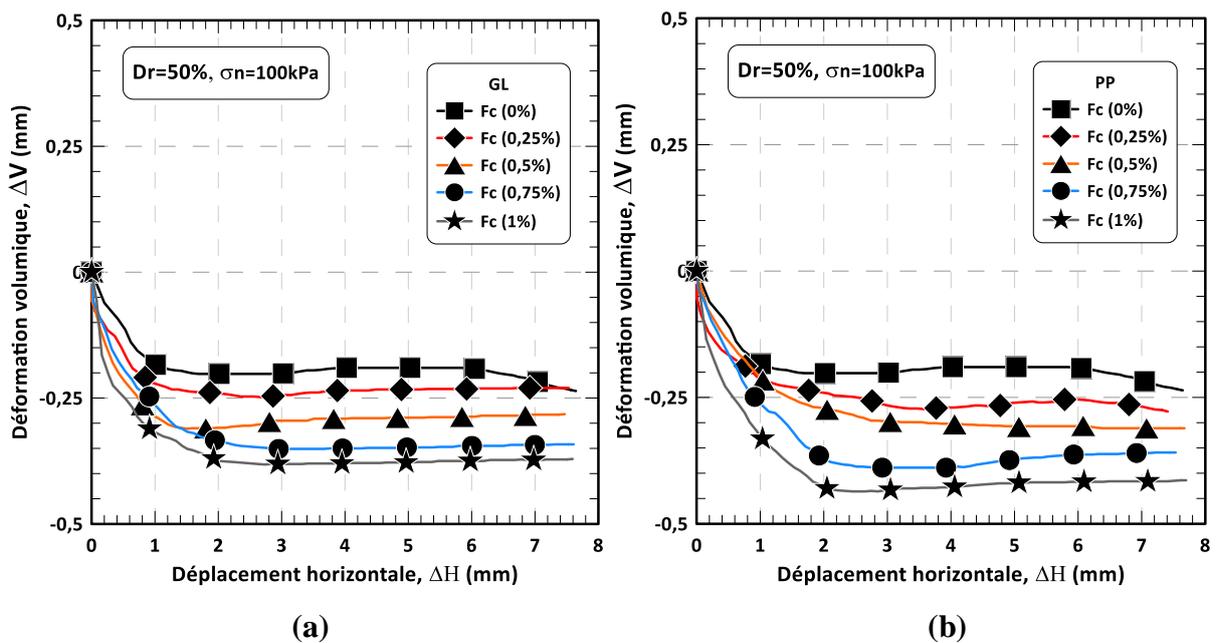
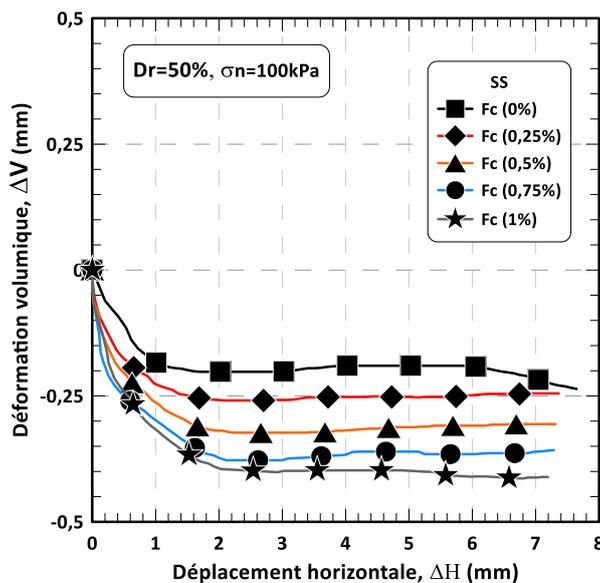


Figure 4.1 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($D_r=50\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

Les variations de la déformation volumique ΔV (mm) en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) des échantillons non renforcés et renforcés sont présentées dans la figure 4.2.a, 4.2.b et 4.2.c pour des fibres de verres, de polypropylène et de sisal, respectivement. Il ressort de ces figures que les comportements des sols composites montrent une certaine rigidification lorsqu'il est introduit des fibres dans la masse du sol. En effet, il a été observé que l'introduction d'inclusions en fibres limite la dilatance du sol. Il a été également noté qu'une augmentation de la teneur en fibres accentue le comportement contractif des sols renforcés par fibres pour chaque type de fibres étudié. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Khebizi et al, 2018. Ce comportement contractif est probablement dû au chevauchement et l'enroulement des fibres durant le cisaillement du sol renforcé. Ces enroulements créent des agglomérats de fibres limitant ainsi la liaison entre les particules du sol augmentant par conséquent la contractance des sols renforcés par fibres distribuées aléatoirement.





(c)

Figure 4.2 : Variations de la déformation volumique des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($D_r=50\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.2.2. Etat dense

La figure 4.3 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) des échantillons denses ($D_r = 80\%$) non renforcés et renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal, et soumis à une contrainte normale constante $\bar{\sigma}_n = 100$ kPa. Nous pouvons constater sur la figure 4.2.a, 4.2.b et 4.2.c que la résistance au cisaillement des échantillons renforcés augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en fibre sous une contrainte normale constante pour les trois types de fibres étudiés. Cependant, les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une nette augmentation passant de 86.25kPa pour les sols non renforcés à 94.67, 108.14, 84.67 et 80.41 kPa pour des échantillons renforcés par fibres de verre (figure 4.3.a), à des teneurs en fibres de 0,25%, 0,5%, 0,75% et 1% respectivement. Pour le deuxième et troisième type de fibres (polypropylène et sisal), les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une nette augmentation passant de 94.67, 115.14, 123.17 à 104.06 kPa pour des échantillons renforcés avec des fibres de polypropylène (figure 4.3.b). Quant aux échantillons renforcés par fibres de sisal, les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une augmentation passant de 94.67, 109.44, 126.25 à 90.44 kPa pour les mêmes teneurs en fibres utilisés pour les deux types de fibres étudiés auparavant (figure 4.3.c).

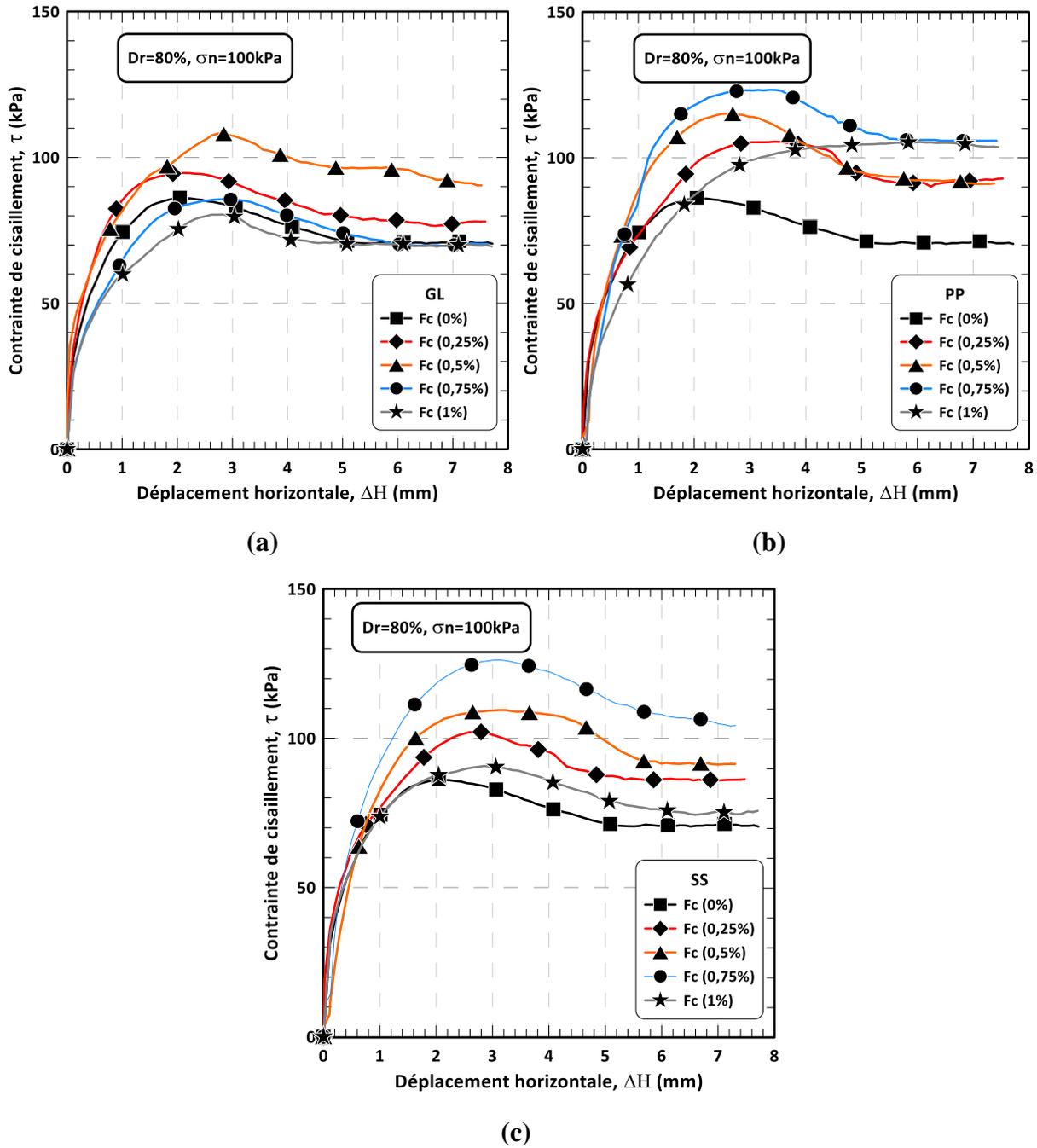


Figure 4.3 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différentes types de fibre ($Dr=80\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

La variation de la déformation volumique ΔV (mm) en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) pour les échantillons non renforcés et renforcés sous une contrainte normale constante $\sigma_n = 100\text{ kPa}$ et une densité relative dense $Dr = 80\%$ sont présentées dans les figures (4.4.a, 4.4.b et 4.4.c). Le comportement volumique des sols renforcés par fibres à un état dense est similaire à celui des échantillons préparés à un état moyennement dense, où on

remarque qu'il s'ensuit d'une augmentation de la teneur en fibres une augmentation de la contractance du sol renforcé. Cette contractance est plus prononcée pour les échantillons de sol renforcé par fibres de polypropylène comparé à ceux renforcés par fibres de verre ou fibres de sisal. Ceci est dû à un nombre plus important d'interfaces faibles pour les échantillons renforcés par fibres de polypropylène comparés à ceux renforcés par fibres de verre ou de sisal.

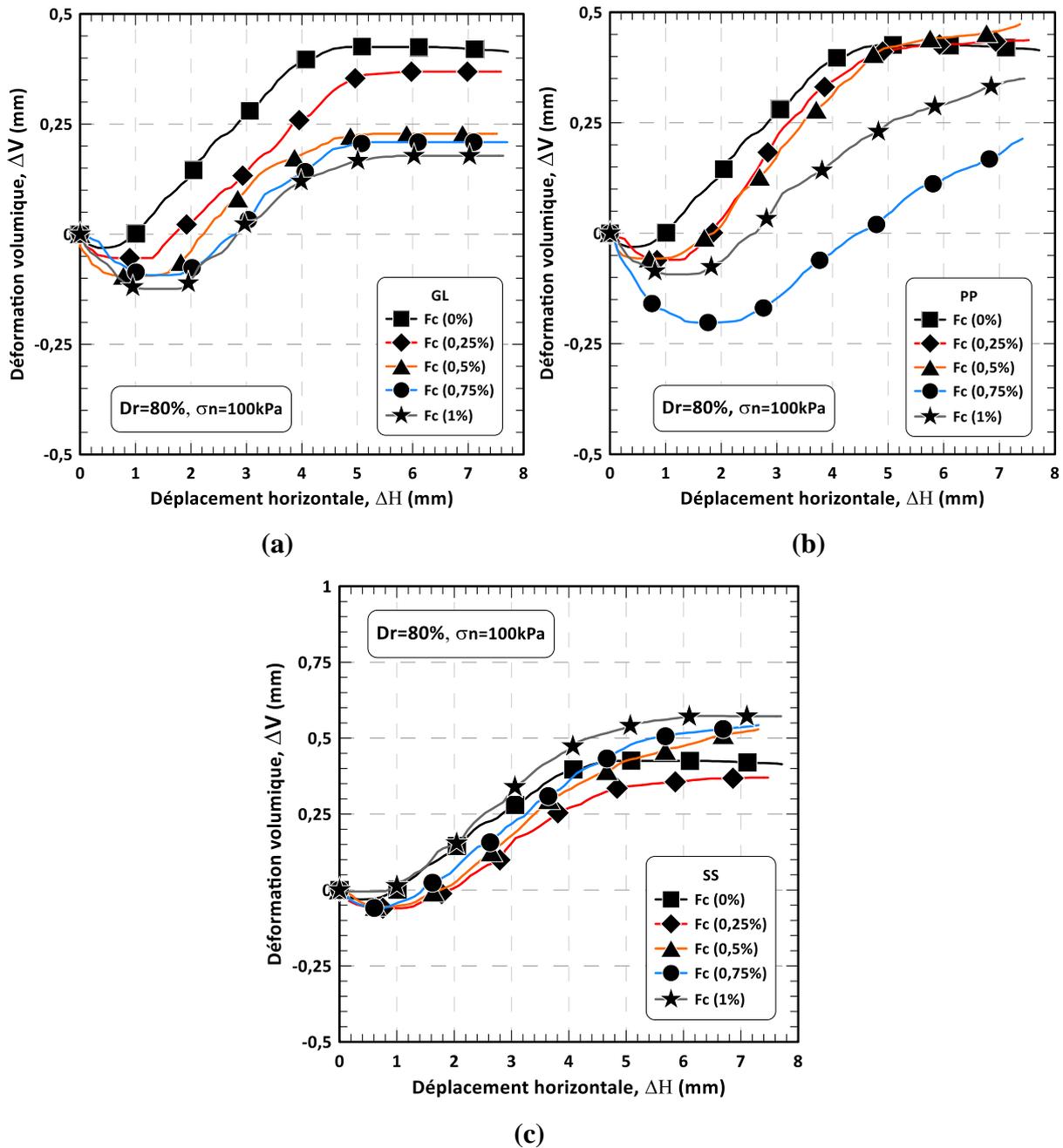


Figure 4.4 : Variations de la déformation volumique ΔV (mm) des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre ($Dr=80\%$) : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.3. Effet de la teneur en fibre sur les caractéristiques mécaniques

4.3.1. Etat moyennement dense

La figure 4.5 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibre (F_c) et de la contrainte normale ($\bar{\sigma}_n$) pour des échantillons préparés à l'état moyennement dense et renforcés avec trois types de fibre (verre, polypropylène, sisal). Il ressort des figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente non linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres et la contrainte normale. Nous avons constaté qu'il existe une teneur en fibres optimale propre à chaque type de fibre étudiés. Une fois cette teneur en fibres optimale est dépassée, les valeurs de la résistance au cisaillement maximale sont réduites de façon significative.

Parbakar et Sridhar (2002) expliquent qu'une augmentation de la teneur en fibres au-delà d'un pourcentage optimal réduit les particules de sol et entraîne donc une moindre mobilisation de la cohésion qui diminue la résistance au cisaillement du composite sol-fibre. On note que les valeurs enregistrées pour les échantillons de sol renforcé par fibres de sisal montrent de meilleures performances que celles obtenues avec des fibres de verre ou de polypropylène. Les valeurs maximales de la résistance au cisaillement pour les échantillons renforcés par fibres de verre à une teneur en fibres optimale ($F_c=0,5\%$) sont 55.06, 91.97 et 166.19 kPa et de 53.02, 92.97 et 165kPa pour les échantillons renforcés par fibres de polypropylène à une teneur optimale ($F_c=0,75\%$) pour des contraintes normales $\bar{\sigma}_n=50, 100$ et 200kPa, respectivement (figure 4.5.a, figure 4.5.b). Les meilleures valeurs de τ_{max} enregistrées sont pour les échantillons de sol renforcés par fibres de sisal à une teneur en fibres optimale ($F_c=0,75\%$), celles-ci sont 65.25, 120.25 et 188.69 kPa (figure 4.5.c). Les valeurs maximales de la résistance au cisaillement enregistrées pour un sol non renforcé sont 34.81, 73.28 et 123,67 kPa ; on note donc une nette augmentation des valeurs maximales de la résistance au cisaillement maximal avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une teneur en fibres optimale pour chaque type de fibre étudié.

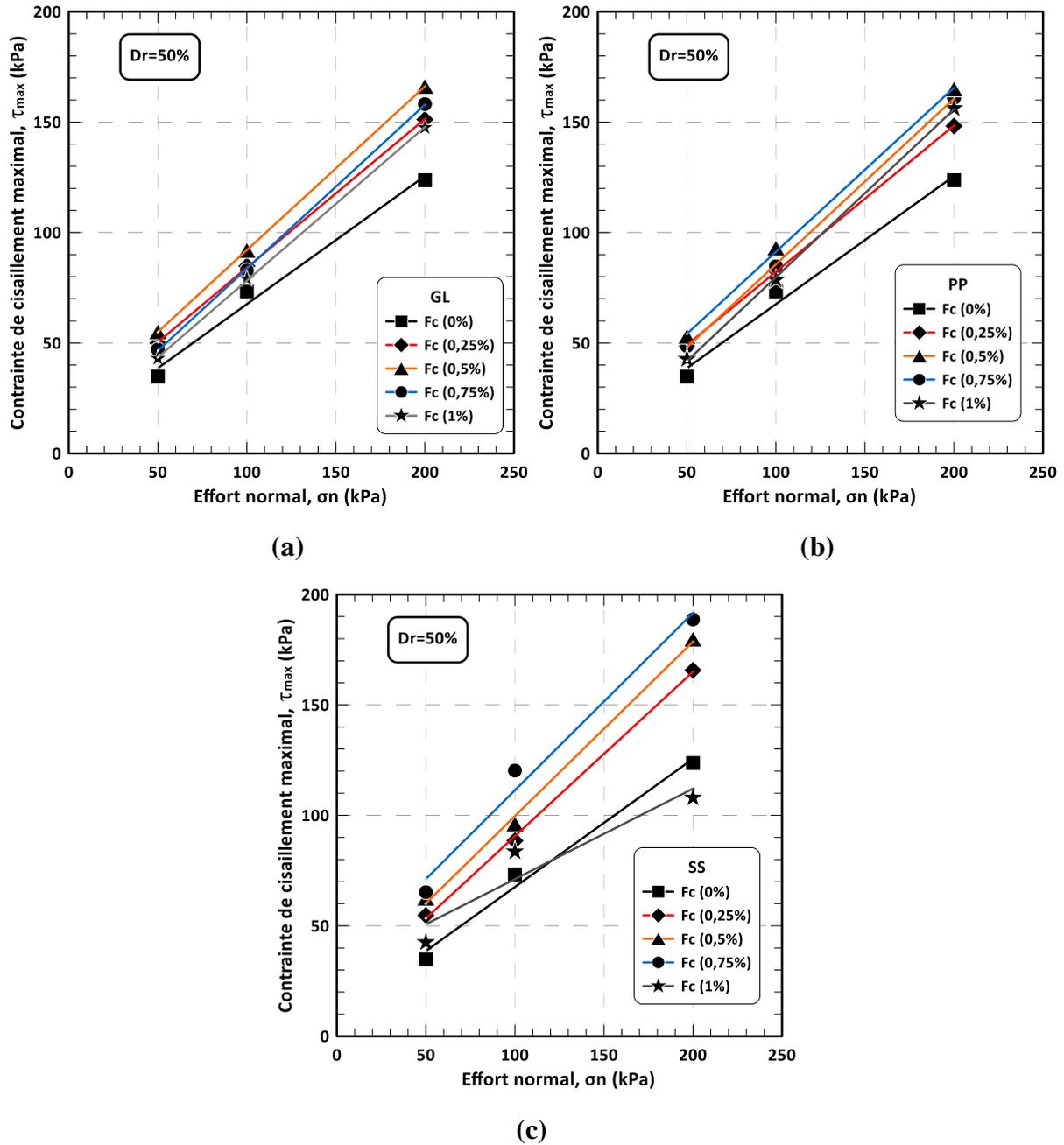


Figure 4.5 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibre (Fc) et de la contrainte normale (σ_n) pour des échantillons préparés à l'état moyennement dense $Dr=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.3.2. Etat dense

Les figures 4.6.a, 4.6.b et 4.6.c indiquent les variations de la contrainte de cisaillement maximal τ_{max} (kPa) en fonction de la contrainte normale σ_n (kPa) pour le sable Chlef, à l'état dense non renforcé et renforcé avec des fibres de verre (figure 4.6.a), des fibres de polypropylène (figure 4.6.b) et des fibres de sisal (figure 4.6.c). Les valeurs maximales de la résistance au cisaillement enregistrées pour les fibres de verre à une teneur en fibres optimale

($F_c=0,5\%$) sont de 62.78, 108.14 et 183.32kPa pour des contraintes normales $\bar{\sigma}_n=50, 100$ et 200 kPa, respectivement (figure 4.6.a). Quant aux deuxième et troisième type de fibres (polypropylène et sisal), les valeurs maximales de la résistance au cisaillement enregistrées sont de 66.38, 123.3 et 193.58kPa pour les fibres de polypropylène à une teneur en fibres optimales ($F_c=0,75\%$) (Figure 4.6.b), et de 74.58, 126.25 et 193.11 pour les échantillons renforcés par fibres de sisal à une teneur optimale ($F_c=0,75\%$) (Figure 4.6.c). Il ressort à partir des résultats obtenus des figures 4.6.a, 4.6.b et 4.6.c, une nette supériorité des valeurs de la contrainte de cisaillement maximal des échantillons renforcés à différents pourcentages en fibres comparé à celle d'échantillons non renforcés.

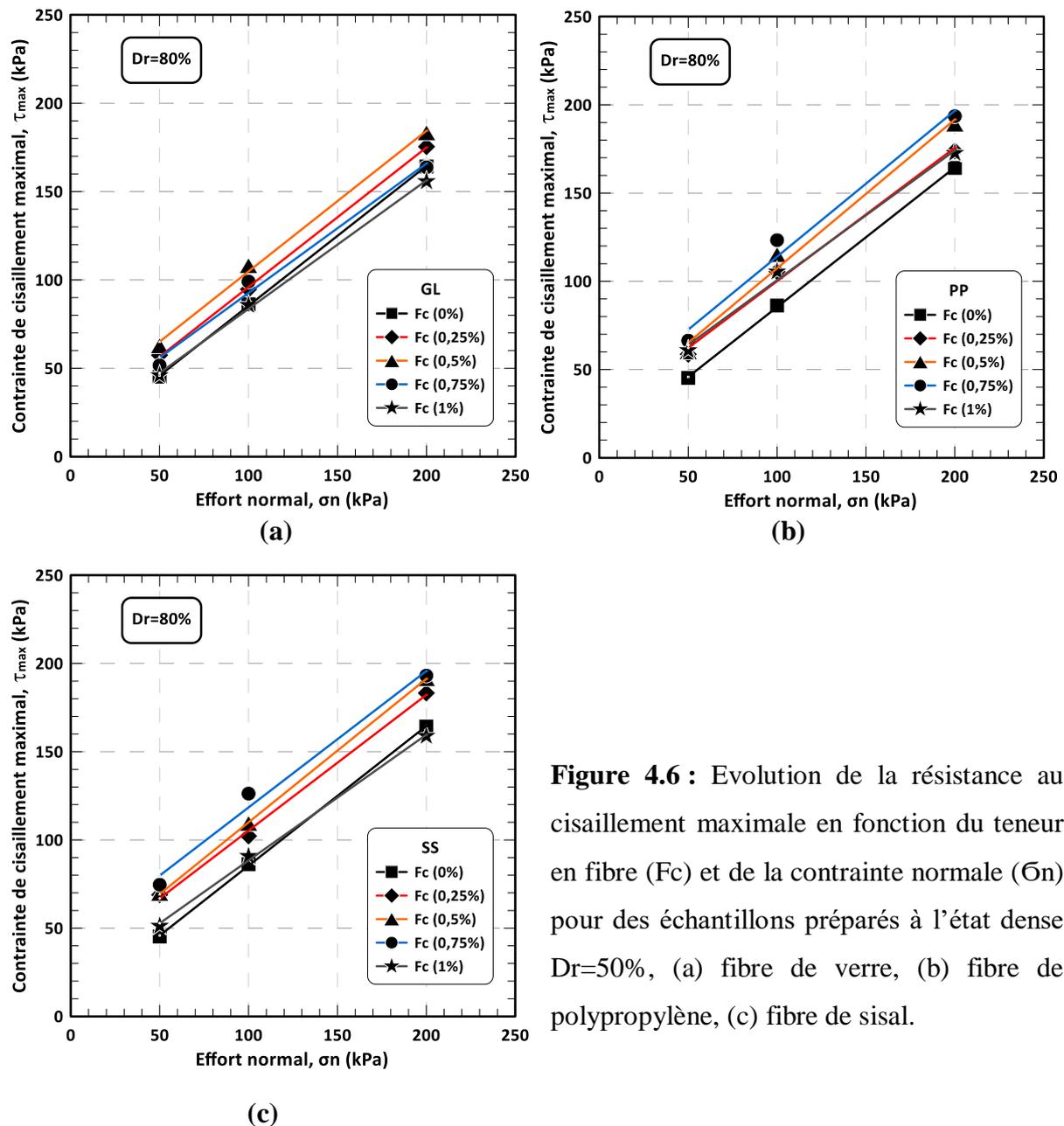


Figure 4.6 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du teneur en fibre (F_c) et de la contrainte normale ($\bar{\sigma}_n$) pour des échantillons préparés à l'état dense $Dr=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

L'équation de l'enveloppe du cercle de Mohr-Coulomb associée aux différents essais relatifs au sable non renforcés et renforcés se traduit par la relation suivante :

$$\tau_{Pic} \text{ (kPa)} = \alpha \times \sigma_n \text{ (kPa)} + \beta \quad (4.1)$$

Où :

α est la pente de la droite (angle de frottement) et β est l'ordonnée à l'origine exprimant la cohésion du sable analysé.

Les paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) obtenus à partir d'une analyse de régression linéaire pour différents types et teneur en fibres à l'état moyennement dense et dense sont présentés dans le tableau 4.1.

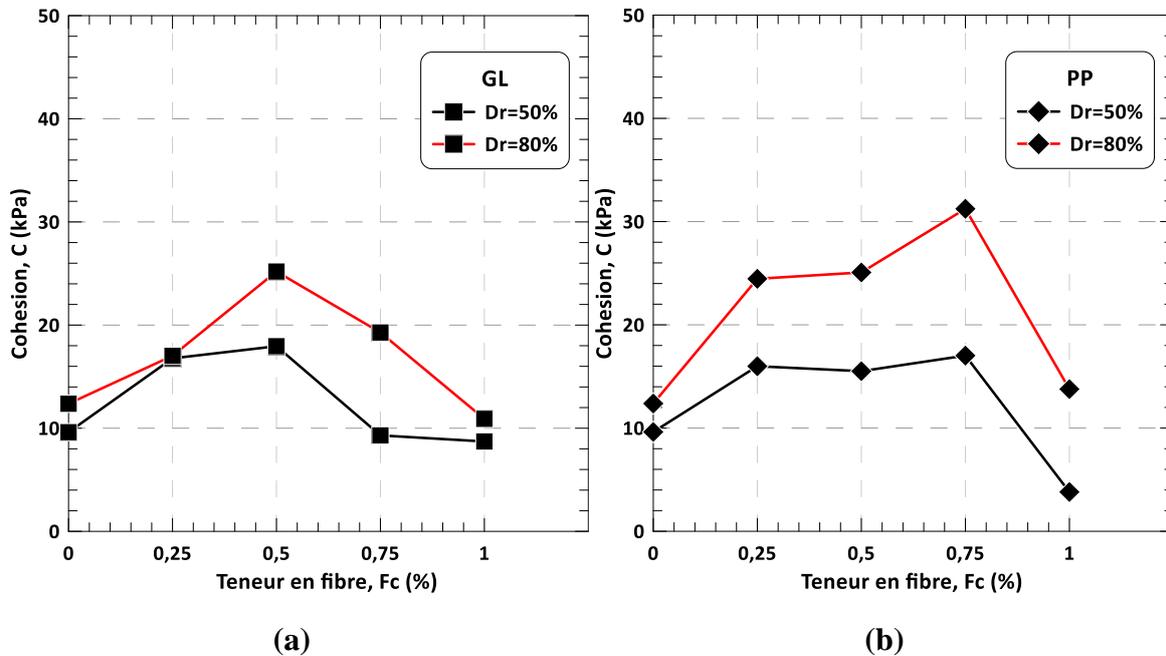
Tableau 4.1 : Paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) d'échantillons renforcés par différents types et teneur en fibre à l'état moyennement dense et dense.

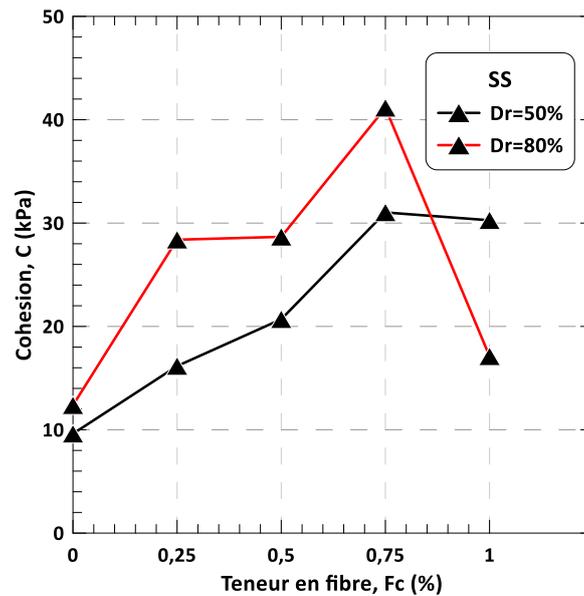
Densité relative	Teneur en fibre	GL		PP		SS	
		c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Dr = 50%	Fc= 0%	9.62	29.91	9.62	29.91	9.62	29.91
	Fc= 0.25%	16.78	35.75	15.99	37.93	16.17	42.63
	Fc= 0.5%	17.95	42.46	15.51	43.03	20.7	45.21
	Fc= 0.75%	9.31	42.51	17.02	44.57	31.03	46.01
	Fc= 1%	8.72	39.82	3.81	43.54	30.27	23.38
Dr = 80%	Fc= 0%	12.38	42.06	12.38	42.06	12.38	42.06
	Fc= 0.25%	17.02	45.21	24.46	43.32	28.39	44.06
	Fc= 0.5%	25.19	48.61	25.08	48.3	28.67	46.58
	Fc= 0.75%	19.28	45	31.24	49.96	41.15	49.29
	Fc= 1%	10.91	41.65	13.78	44.29	17.11	40.85

4.4. Effet de la teneur en fibres sur la cohésion

La figure 4.7 montre l'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibres pour trois types de fibres (verre, polypropylène et sisal) pour des pourcentages de fibres variant de 0% à 1% à l'état moyennement dense et dense (figure 4.7.a, figure 4.7.b et figure 4.7.c). On constate de ce qui ressort des figures, une amélioration effective du sable renforcé par inclusion en fibres distribué de façon aléatoire, indiquant des valeurs élevées de la cohésion obtenue grâce à l'inclusion de fibres dans la masse du sol. Les courbes indiquent aussi qu'il

existe une cohésion initiale due à la présence de fines argileuses faiblement plastiques. Les valeurs de cohésion à l'état moyennement dense pour le sable de Chlef non renforcé, renforcé par fibres de verre sont 9.62, 16.78, 17.95, 9.31 et 8.72 kPa. Pour le deuxième type (fibres de polypropylène), les valeurs de la cohésion sont 9.62, 15.99, 15.51, 17.02 et 3.81 kPa. Pour le troisième type (fibres de sisal), les valeurs de la cohésion sont 9.62, 16.17, 20.7, 31.03 et 30.27 kPa ; ces valeurs varient selon les pourcentages en fibres par rapport à la masse de sol F_c (0, 0.25, 0.5, 0.75 et 1%), respectivement. Pour les échantillons denses, les valeurs de la cohésion varient de 12.38 kPa pour le sable non renforcé à 25.19 kPa pour le sable renforcé avec fibres de verre et jusqu'à 31.24 kPa pour le sable renforcé avec la fibre de polypropylène, tandis que pour le sable renforcé par fibres de sisal, la valeur de la cohésion atteint 49.29 kPa. Ce qui dénote de meilleures performances mécaniques à l'état dense que celles obtenues à l'état moyennement dense.





(c)

Figure 4.7 : Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense et dense, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.5. Effet de la teneur en fibre sur l'angle de frottement

La figure 4.8 montre la variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre pour trois types de fibres différentes (figure 4.8.a, figure 4.8.b, figure 4.8.c), à l'état moyennement dense et dense. Les résultats indiquent qu'il existe une augmentation significative de l'angle de frottement interne (φ°) avec l'augmentation de la teneur en fibre jusqu'à une teneur en fibre optimale propre à chaque type de fibre. Une fois cette teneur atteinte les valeurs de l'angle de frottement interne diminuent, que ce soit à l'état moyennement dense ou à l'état dense avec les trois types de fibre utilisés. À cet effet, pour le sable moyennement dense, les valeurs de l'angle de frottement pour le sable renforcé par fibres de verre ont enregistré les valeurs suivantes 29.91° , 35.75° , 42.46° , 42.51° et 39.82° , pour le deuxième type (fibre de polypropylène), les valeurs de l'angle de frottement enregistrées sont : 29.91° , 37.93° , 43.03° , 44.57° et 43.54° . En ce qui concerne le troisième type de fibre (sisal), les valeurs de l'angle de frottement enregistrées sont 29.91° , 42.63° , 45.21° , 46.01° et 23.38° , ces valeurs sont relevées pour des pourcentages de fibre $F_c = 0\%$, 0.25% , 0.5% , 0.75% et 1% , respectivement. Les mêmes observations sont faites pour le sable de Chlef renforcé par fibres à l'état dense. Cependant, l'augmentation des valeurs de l'angle de frottement interne à l'état dense est moins importante que celle des valeurs à l'état de densité moyen.

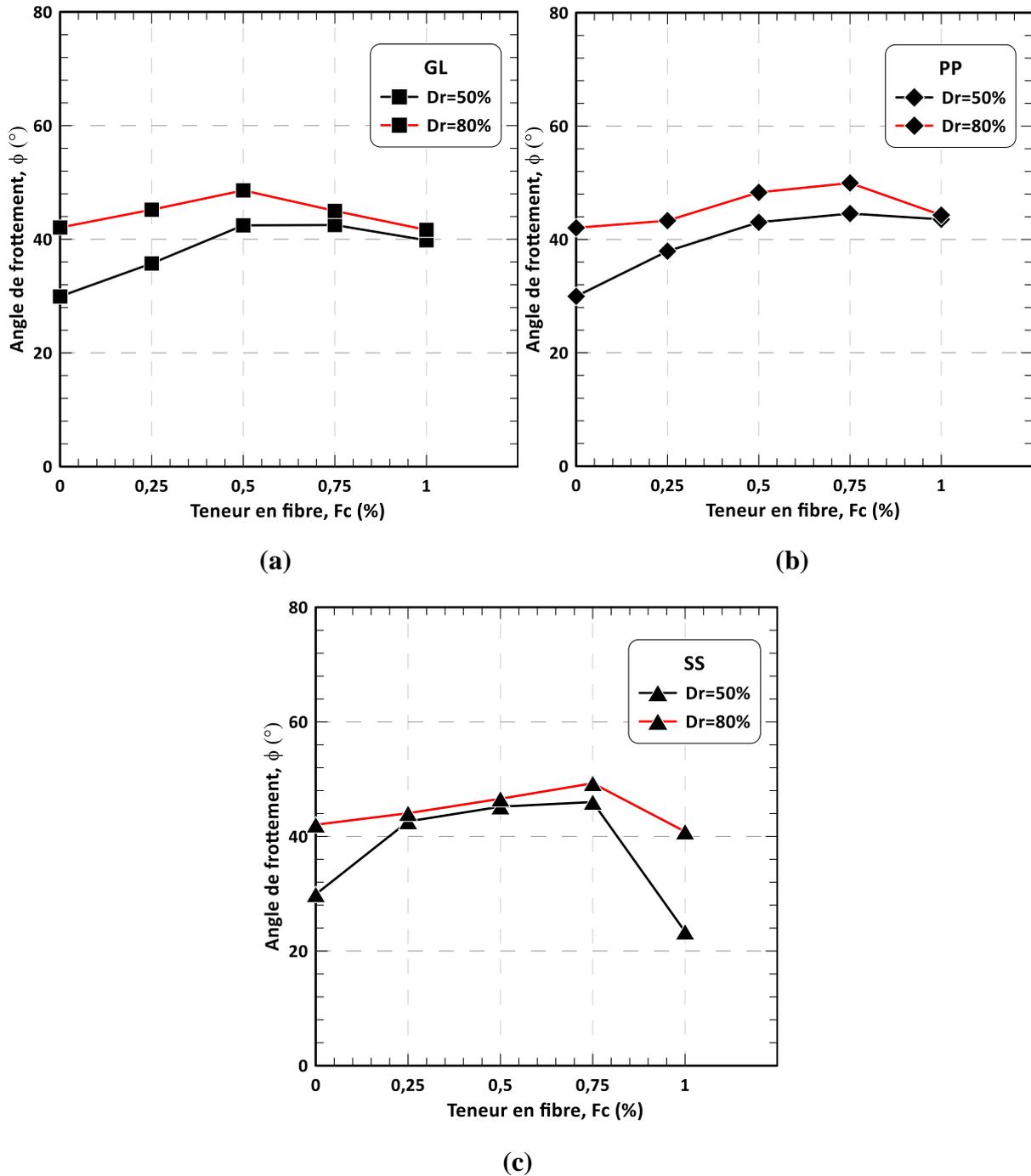


Figure 4.8 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense et dense, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.6. Effet de la teneur en fibre sur le coefficient de renforcement S_r

Afin d'évaluer l'effet du renforcement par différents types de fibres sur la résistance au cisaillement du sable, nous avons introduit le rapport de résistance au cisaillement (S_r), défini par Zhang et al., (2006) selon la relation suivante :

$$S_r = \tau_{\max}^r / \tau_{\max}^{nr} \quad (4.2)$$

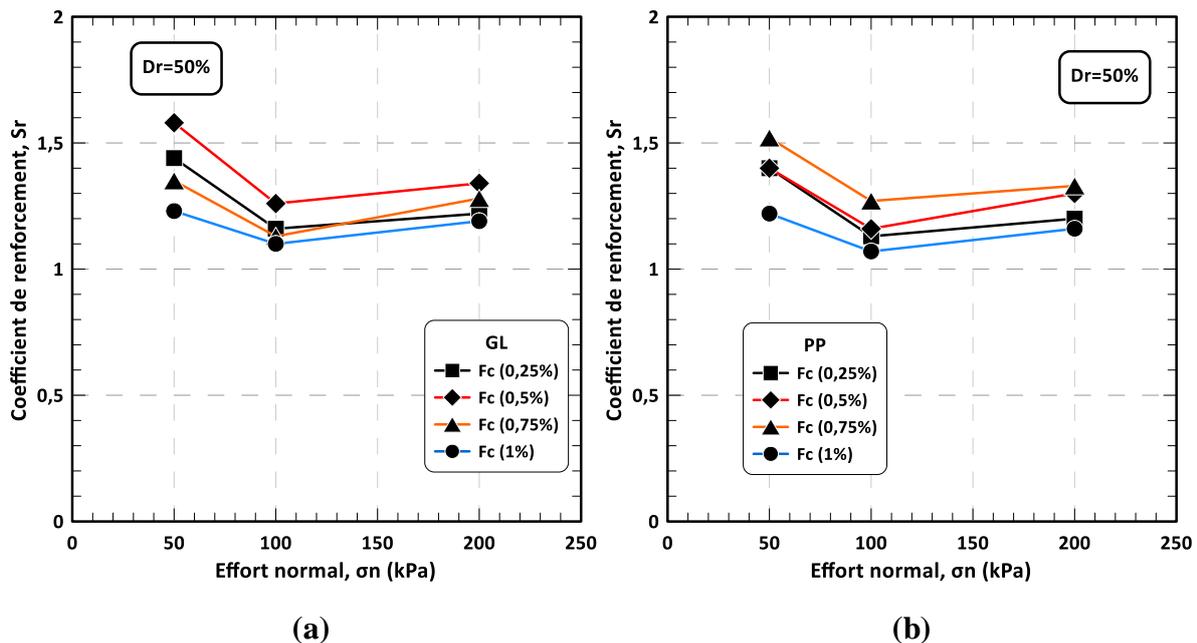
D'où :

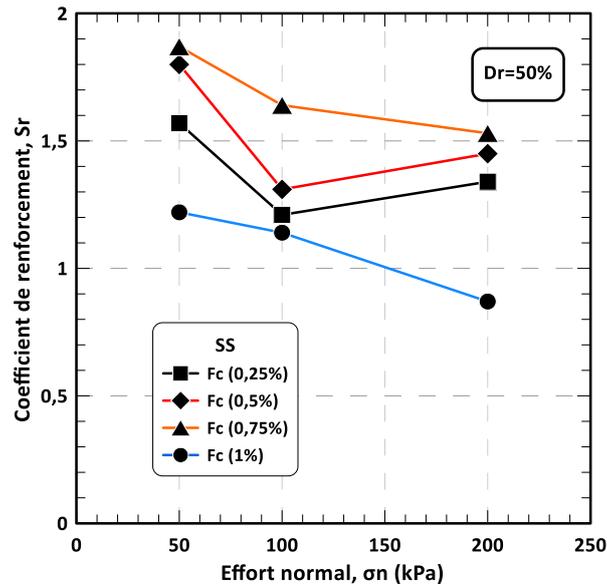
- τ_{\max}^r : la résistance au cisaillement maximale du sable renforcé.
- τ_{\max}^{nr} : la résistance au cisaillement maximale du sable non renforcé.

Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement (S_r) pour différents types et teneur en fibre sont calculées et résumés dans le tableau 4.2. La figure 4.9 montre la variation du rapport de résistance au cisaillement pour le sable renforcé à celui du sable non renforcé à un état moyennement dense et dense sous différentes contraintes normales ($\sigma_n = 50, 100, 200$ kPa).

A l'état moyennement dense, on constate que le rapport de résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre jusqu'à une teneur optimale en fibre propre à chaque type de fibre et diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement S_r enregistrés pour chaque type de fibres soumis à une contrainte de cisaillement $\sigma_n = 100$ kPa pour des teneurs en fibres de 0.25%, 0.5%, 0.75% et 1%, respectivement sont énumérées :

- Pour le premier type de fibres (fibres de verre) les valeurs de S_r échelonnent les valeurs suivantes 1.16, 1.26, 1.13, 1.10 ;
- Pour le deuxième type de fibre (fibre de polypropylène) les valeurs de S_r enregistrent de valeurs de 1.13, 1.16, 1.27, 1.07 ;
- Pour le dernier type de fibres (fibres de sisal), les valeurs de S_r atteignent 1.21, 1.31, 1.64, 1.14 ;





(c)

Figure 4.9 : Evolution du coefficient de renforcement S_r en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état moyennement dense $Dr=50\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

À l'état dense (figure 4.10), les résultats indiquent que le rapport de résistance (S_r) du sable renforcé par fibres augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une teneur optimale propre à chaque type de fibres. L'amélioration du sable composite est caractérisée par des valeurs du rapport de résistance élevée plus particulièrement pour de faible contrainte normale ($\sigma_n = 50$ kPa). Ces résultats sont corroborés par plusieurs chercheurs activant dans le domaine du renforcement des sols (Denine and al. 2016, Bouaricha and al. 2017). Shao et al., 2014 ont recommandé l'utilisation de la technique de renforcement par inclusion en fibres pour améliorer les propriétés mécaniques des applications géotechniques proches de la surface en vue que cette technique est plus efficace pour des échantillons à faible contrainte normale verticale.

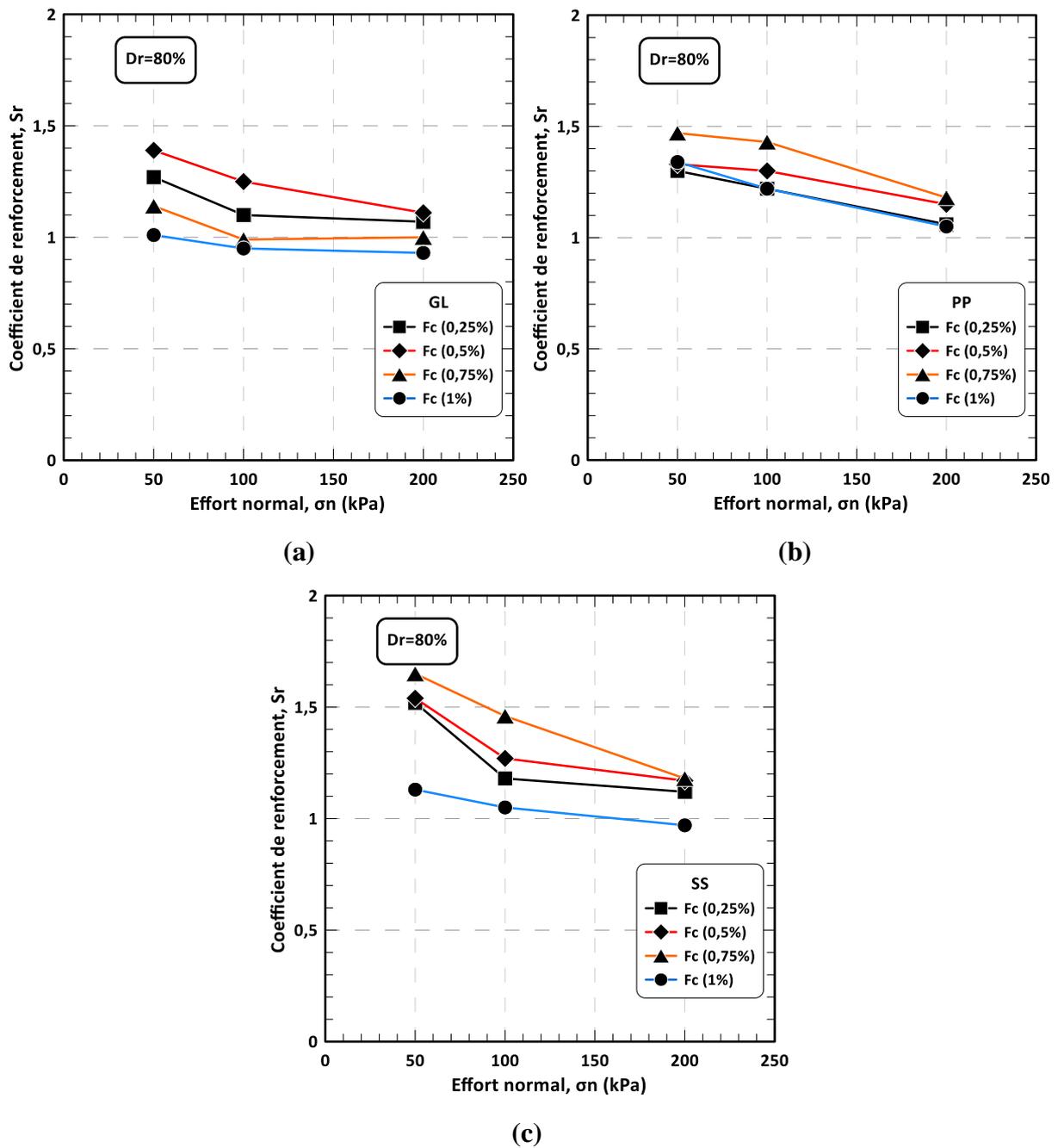


Figure 4.10 : Evolution du coefficient de renforcement S_r en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons renforcés par fibres à l'état dense $D_r=80\%$, (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

Tableau 4.2 : Valeurs du rapport de résistance au cisaillement (S_r) pour des échantillons de sable renforcé par différents types et teneur en fibre à l'état moyennement dense et dense.

Densité relative	Teneur en fibre	GL			PP			SS		
		50	100	200	50	100	200	50	100	200
Dr = 50%	Fc= 0.25%	1.44	1.16	1.22	1.4	1.13	1.2	1.57	1.21	1.34
	Fc= 0.5%	1.58	1.26	1.34	1.4	1.16	1.3	1.8	1.31	1.45
	Fc= 0.75%	1.35	1.13	1.28	1.52	1.27	1.33	1.87	1.64	1.53
	Fc= 1%	1.23	1.10	1.19	1.22	1.07	1.16	1.22	1.14	0.87
Dr = 80%	Fc= 0.25%	1.27	1.1	1.07	1.3	1.22	1.06	1.52	1.18	1.12
	Fc= 0.5%	1.39	1.25	1.11	1.33	1.3	1.15	1.54	1.27	1.17
	Fc= 0.75%	1.14	0.99	1	1.47	1.43	1.18	1.65	1.46	1.18
	Fc= 1%	1.01	0.95	0.93	1.34	1.22	1.05	1.13	1.05	0.97

4.7. Effet du type de fibres sur la contrainte de cisaillement

Les figures (4.11.a, 4.11.b et 4.11.c) montrent l'évolution de la résistance au cisaillement τ (kPa) en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) réalisés sur des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibres sous une contrainte normale constante $\sigma_n = 100$ kPa à un état moyennement dense et dense. Il ressort de la figure 4.11 que la résistance du sable caractérisée par la contrainte de cisaillement augmente d'une manière significative pour chaque type de fibre inclus dans la masse du sol. Cependant, les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons renforcés par fibre de sisal s'avèrent être les échantillons les plus performants comparés aux échantillons renforcés par fibres de verre ou par fibres de polypropylène. Les échantillons renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal et soumis à une contrainte normale constante de : 100 kPa, ont enregistré les valeurs optimales suivantes 91.72, 88.92 et 120.17 kPa, respectivement (Figure 4.11.a). La figure 4.11.b, caractérise les mêmes observations que celles observées dans la figure 4.11a de la résistance au cisaillement réalisée sur des échantillons à l'état moyennement dense et les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues à l'état dense ont enregistré les valeurs optimales suivantes 108.14, 123.17 et 126.25 kPa, pour des échantillons renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal, respectivement. On déduit des valeurs enregistrées que le renforcement par fibres de polypropylène et de sisal paraît plus rigide que par les fibres de verre du fait de l'écart de résistance élevée entre les trois types de fibres utilisées.

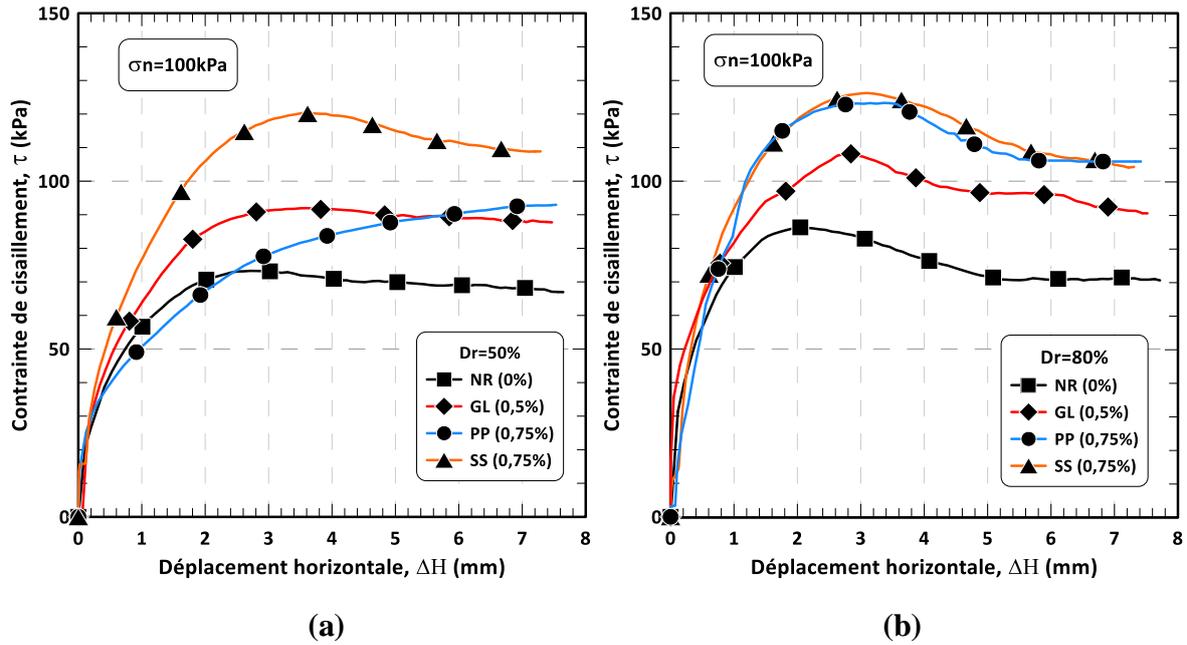


Figure 4.11 : Evolution de la résistance au cisaillement des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre : (a) état moyennement dense $Dr = 50\%$, (b) état dense $Dr = 80\%$.

Les variations de la déformation volumique ΔV (mm) en fonction du déplacement horizontal ΔH (mm) effectué sur des échantillons non renforcés et renforcés par différent type de fibres sont présentées dans la figure 4.12. Les résultats expérimentaux révèlent que l'inclusion de fibres provoque une diminution significative de la phase de dilatation en particulier pour les échantillons renforcés par fibres de polypropylène et de sisal. Choi et al., 2016 attribuent cela à leur faible module d'élasticité (14 et 19 GPa, respectivement), les fibres à faible module d'élasticité ont tendance à former des agglomérats lorsque celles-ci sont présentes en grande quantité. En revanche, le module d'élasticité de la fibre de verre est relativement plus important (73 GPa) ce qui lui permet de mieux se disperser dans la matrice du sol.

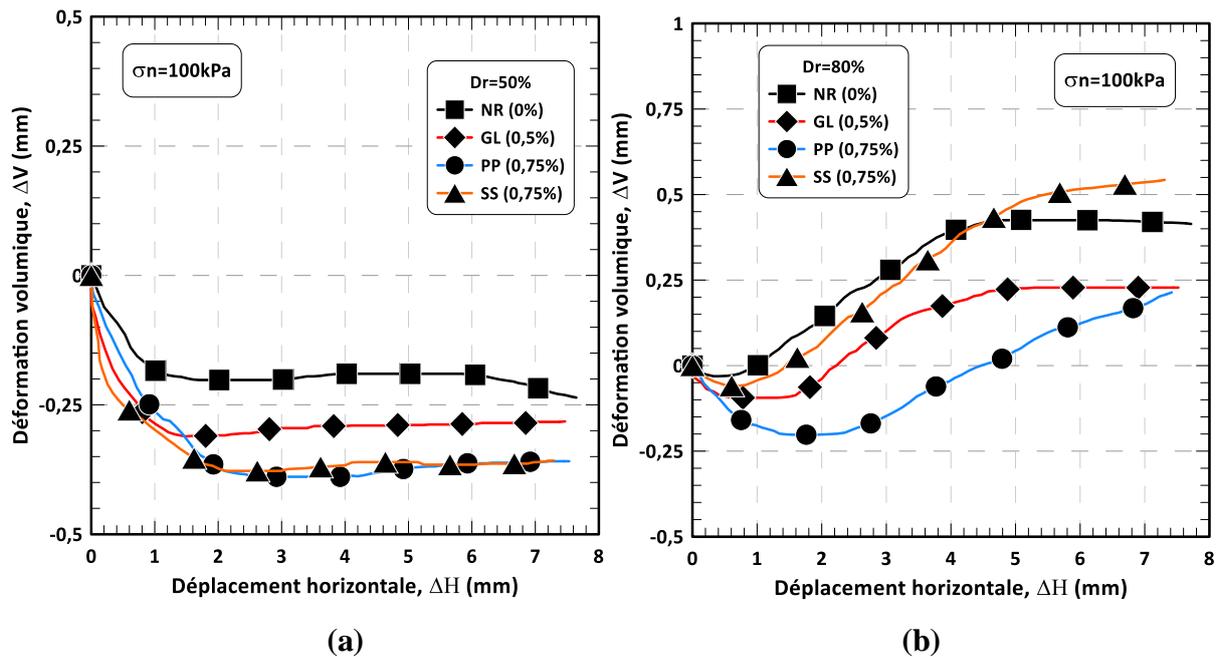


Figure 4.12 : Variations de la déformation volumique ΔV (mm) des échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibre : (a) état moyennement dense $D_r = 50\%$, (b) état dense $D_r = 80\%$.

4.8. Effet du type de fibre sur les caractéristiques mécaniques

La figure 4.13 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du type de fibres (verre, polypropylène et sisal) et de la contrainte normale (σ_n) pour des échantillons préparés à l'état moyennement dense et dense. Il ressort d'après les deux figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente pour chaque type de fibres utilisé pour les deux états de densité relative ($D_r = 50\%$ et 80%). Cependant, on note que les valeurs enregistrées avec les fibres de sisal montrent de meilleures performances que celles obtenues à partir du premier et deuxième type de fibres (verre et polypropylène) à un état de densité moyen. Les échantillons non renforcés et renforcés par différents types de fibres (verre, polypropylène et sisal) à un état moyennement dense (figure 4.13.a), sont caractérisés par les valeurs suivantes :

- 34.81, 73.28 et 123.67 kPa pour les échantillons non renforcés ;
- 55.06, 91.97, 166.19 kPa pour les échantillons renforcés par fibre de verre ;
- 53.02, 98.97 et 165 pour les échantillons renforcés par fibre de polypropylène
- 65.25, 120.25 et 188.69 kPa pour les échantillons renforcés par fibre de sisal

Pour des contraintes normales $\sigma_n = 50, 100$ et 200 kPa, respectivement.

A un état dense (figure 4.13.b), les valeurs de la résistance au cisaillement maximal sont les suivantes : 45.25, 86.25 et 164.25 kPa, pour des échantillons non renforcés ; 62.78, 108.14 et 183.32 kPa pour les échantillons renforcés par fibre de verre ; 66.38, 123.3 et 193.58 kPa pour les échantillons renforcés par fibre de polypropylène et 74.58, 126.25 et 193.11 kPa pour les échantillons renforcés par fibre de sisal. A partir des valeurs obtenues, on note qu'à un état dense, la résistance au cisaillement maximale des échantillons renforcés par fibres de polypropylène est concurrentiel à celles des échantillons renforcés par fibre de sisal, ceci est dû à l'amélioration du contact des fibres de polypropylène aux grains de sable.

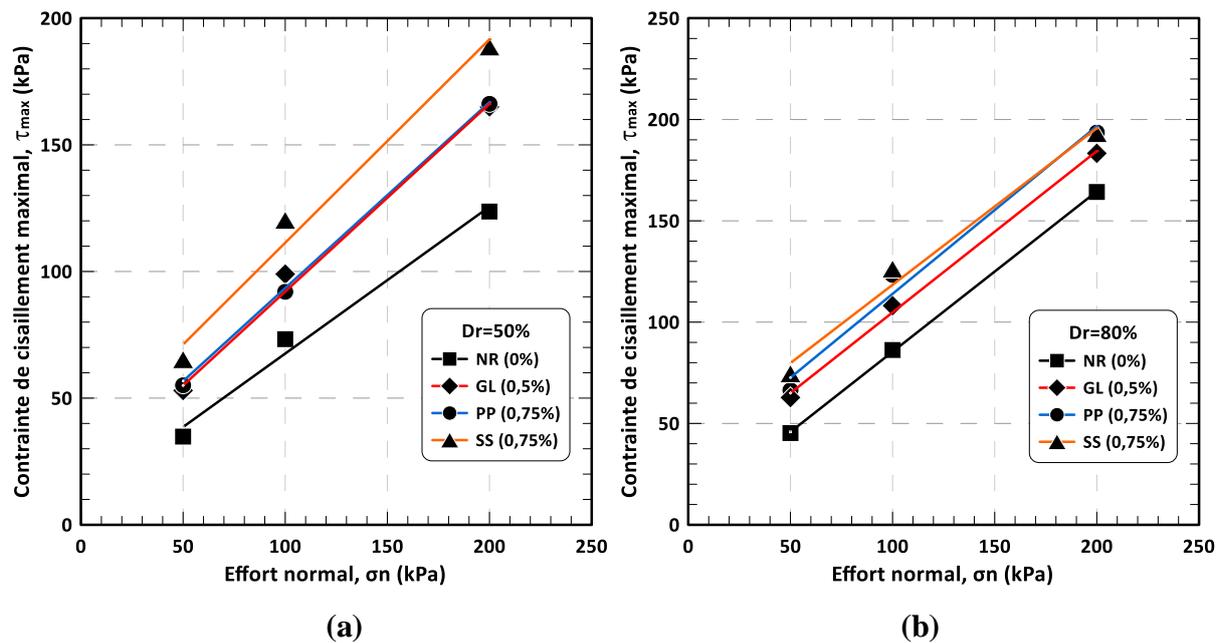


Figure 4.13 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du type de fibre et de la contrainte normale (σ_n), (a) état moyennement dense $Dr=50\%$, (b) état dense $Dr=80\%$.

4.9. Effet du type de fibres sur la cohésion

La figure 4.14 montre l'évolution de la cohésion en fonction du type de fibres, à l'état moyennement dense (figure 4.14.a) et dense (figure 4.14.b). Les résultats indiquent qu'il existe une augmentation significative de la cohésion avec l'augmentation de la teneur en fibres, que ce soit à l'état moyennement dense ou à l'état dense avec les trois types de fibres utilisés. La cohésion passe de 9.62 kPa à 17.95 kPa pour le sable renforcé par fibres de verre à une teneur $F_c=0.5\%$ et jusqu'à 17.02 kPa pour le deuxième type (fibre de polypropylène) à une teneur de $F_c=0.75\%$. Pour le troisième type de fibre (sisal), la cohésion atteint jusqu'à 31.03 kPa pour une teneur en fibre $F_c=0.75\%$. Pour les échantillons denses, les valeurs de la cohésion varient de 12.38 kPa pour le sable non renforcé à 25.19 kPa pour le sable renforcé

avec fibre de verre et jusqu'à 31.24 kPa pour le sable renforcé avec la fibre de polypropylène, tandis que pour le sable renforcé par fibres de sisal, la valeur de la cohésion atteint 49.29 kPa. Ce qui dénote de meilleures performances mécaniques à l'état dense que celles obtenus à l'état moyennement dense. On constate de ce qui ressort des deux figures, une amélioration effective du sable renforcé par fibre, indiquant des valeurs élevées de la cohésion obtenue à partir de chaque type de fibre étudié. Cependant il est clair que les valeurs de la cohésion obtenue à partir des échantillons renforcés par fibres de sisal sont bien supérieures à celles des échantillons renforcés par fibres de verre ou de polypropylène pour les deux états de densité étudiés ($Dr=50\%$ et $Dr=80\%$).

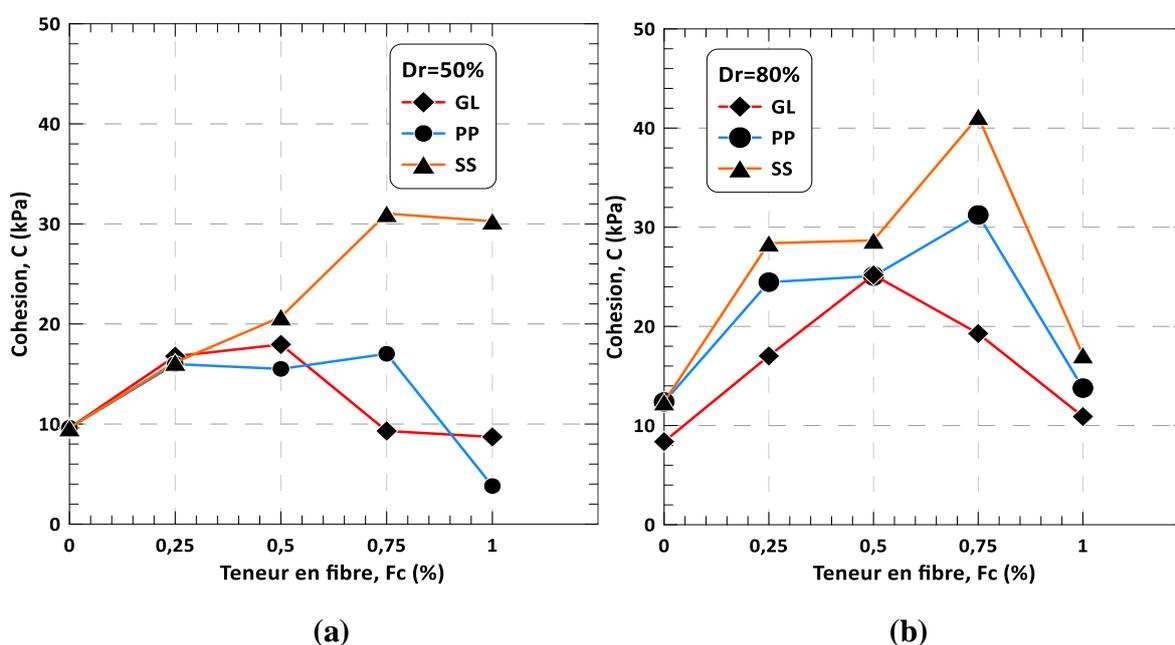


Figure 4.14 : Evolution de la cohésion en fonction du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $Dr=50\%$, (b) état dense $Dr=80\%$.

4.10. Effet du type de fibre sur l'angle de frottement

La figure 4.15 montre la variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibres pour trois types de fibres différents (figure 4.15.a, figure 4.15.b, figure 4.15.c), à l'état moyennement dense et dense. Les résultats indiquent qu'il existe une augmentation significative de l'angle de frottement interne (φ°) avec l'augmentation de la teneur en fibres, que ce soit à l'état moyennement dense ou à l'état dense avec les trois types de fibres utilisés. À cet effet, nous avons noté que pour le sable moyennement dense, les valeurs de l'angle de frottement fluctuent entre $29,91^\circ$ pour le sable non renforcé à $42,46^\circ$ pour le sable renforcé par fibres de verre à une teneur optimale $Fc=0,5\%$, pour le deuxième type (fibres de

polypropylène), l'angle de frottement passe jusqu'à 44.57° et jusqu'à 46.01 pour le troisième type de fibres (sisal) pour des teneurs en fibre optimales $F_c=0.75\%$. Cependant, les valeurs de l'angle de frottement enregistrées pour le sable de Chlef à l'état dense variant entre $42,06^\circ$ pour le sable non renforcé jusqu'à $48,61^\circ$ pour le sable renforcé par fibres de verre ; $49,96^\circ$ pour le sable renforcé fibres de polypropylène et jusqu'à 49.29° pour le sable renforcé par fibres de sisal pour des pourcentages en fibres optimaux 0.5% , 0.75% et 0.75% , respectivement.

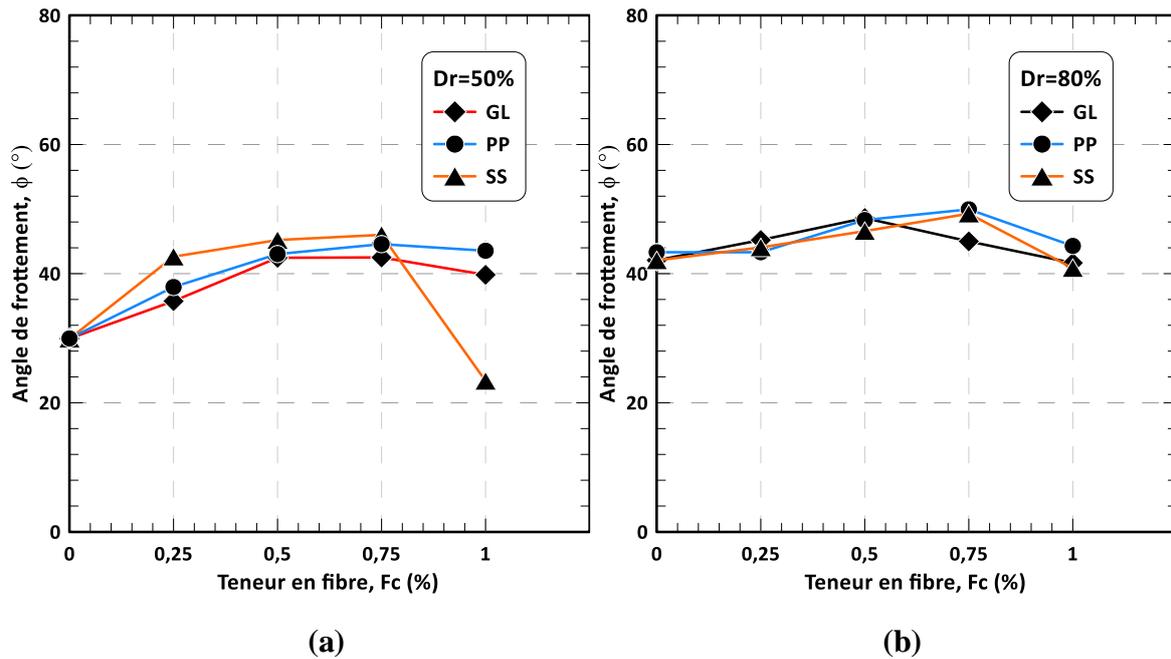


Figure 4.15 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $Dr=50\%$, (b) état dense $Dr=80\%$.

4.11. Effet du type de fibre sur le coefficient de renforcement S_r

La figure 4.16 montre la variation du rapport de résistance au cisaillement pour le sable renforcé au sable non renforcé à l'état moyennement dense et dense sous différentes contraintes normales ($\sigma_n = 50, 100, 200$ kPa). A un état moyennement dense (figure 4.16.a), on constate un écart important des valeurs du rapport de résistance au cisaillement pour les échantillons renforcés par fibres de sisal comparé à ceux des échantillons renforcés par fibres de verre ou par fibres de polypropylène. Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement S_r enregistrés pour le premier type de fibres (fibres de verre) échelonnent les valeurs suivantes 1.58, 1.26 et 1.34 ; pour le deuxième type de fibre (fibre de polypropylène) les valeurs de S_r enregistrent des valeurs de 1.52, 1.27 et 1.33 ; enfin pour le dernier type de

fibres (fibres de sisal) les valeurs de S_r atteintes sont 1.87, 1.64 et 1.53 pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, respectivement. Dans le cas d'un état dense (figure 4.16.b), on note que l'écart des valeurs du rapport de résistance au cisaillement pour les échantillons renforcés par fibres de sisal comparé à celles des échantillons renforcés par d'autres fibres et moins important, ou on constate que les valeurs du rapport de cisaillement des échantillons renforcés par fibres de polypropylène avoisine ces dernières.

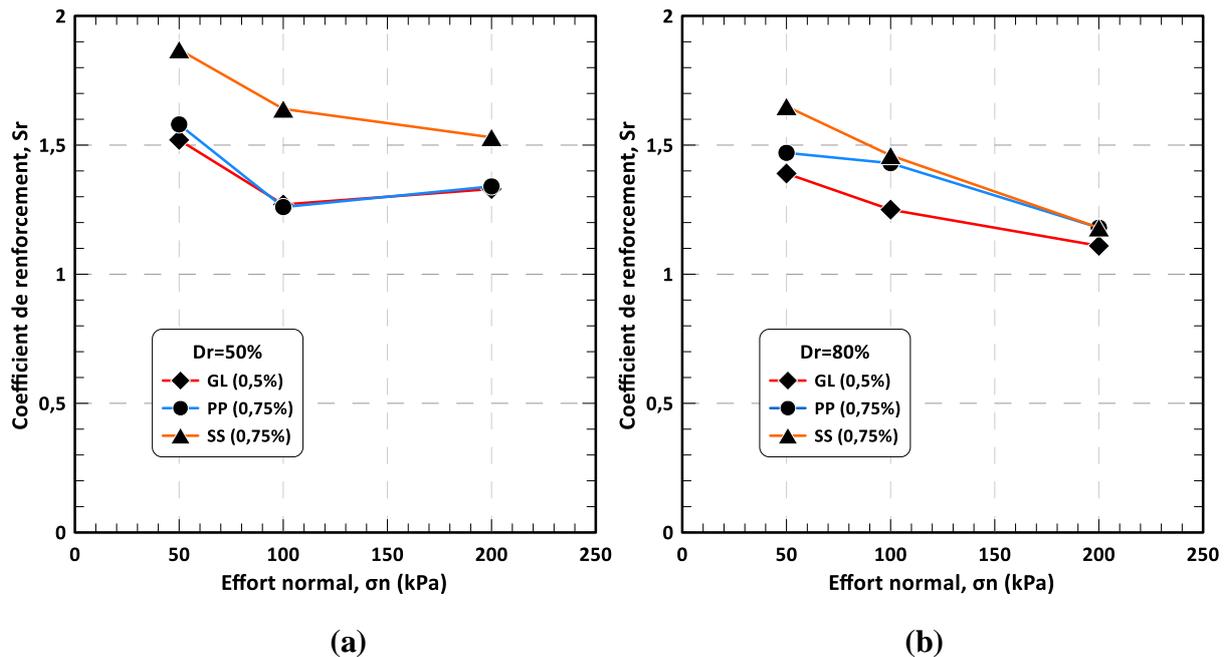
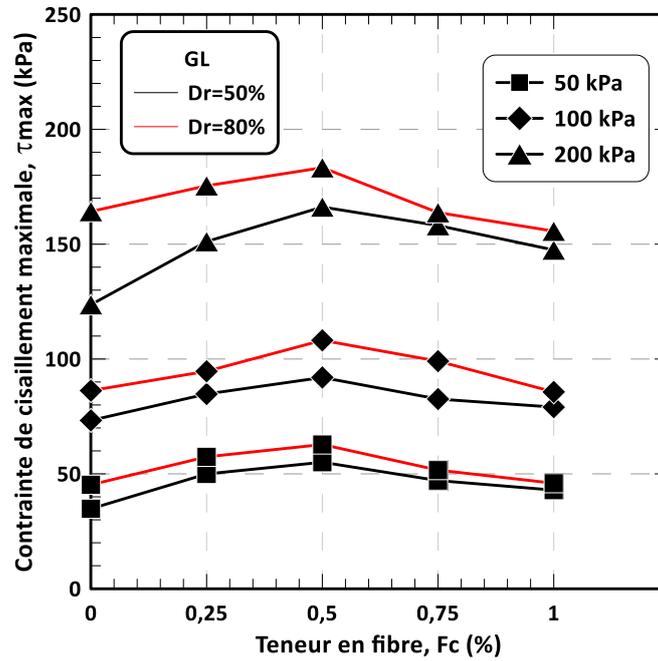


Figure 4.16 : Evolution du coefficient de renforcement S_r du type de fibre pour des échantillons renforcés par fibres, (a) état moyennement dense $Dr=50\%$, (b) état dense $Dr=80\%$.

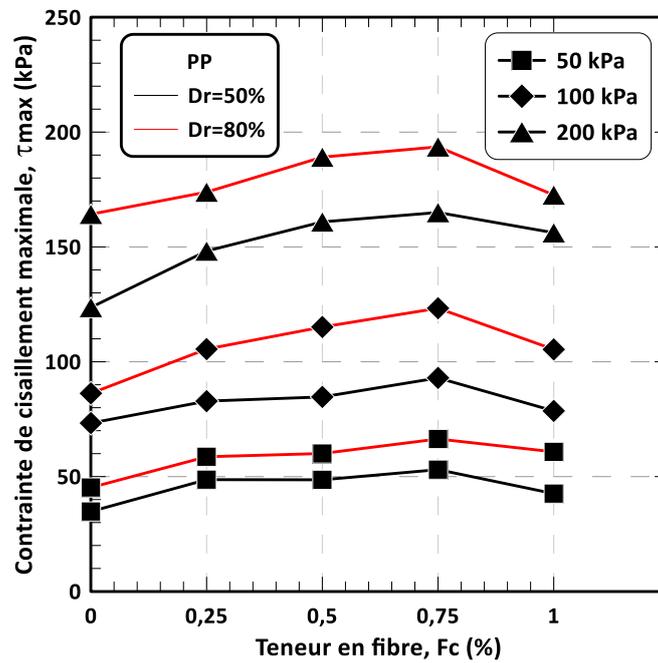
4.12. Effet de la contrainte normal et de la densité relative

La figure 4.17 illustre la variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la teneur en fibres F_c (%) des échantillons non renforcés et renforcés du sable de Chlef sous trois contraintes normales: 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa à un état de densité relative moyen $Dr = 50\%$ et dense $Dr=80\%$ pour trois types de fibres différents. On constate à cet effet une augmentation significative de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la densité relative et de la contrainte normale. Ce développement est logique car le mécanisme du renforcement par fibres est purement frictionnel, une augmentation de la densité relative ou de la contrainte normale rapproche les grains de sable et les inclusions de fibres entre eux ce qui donne une surface de contact interfaciales plus importantes donnant place à plus de frottement, de déformation plastique et de la rugosité des fibres ce qui a son tour augmente la

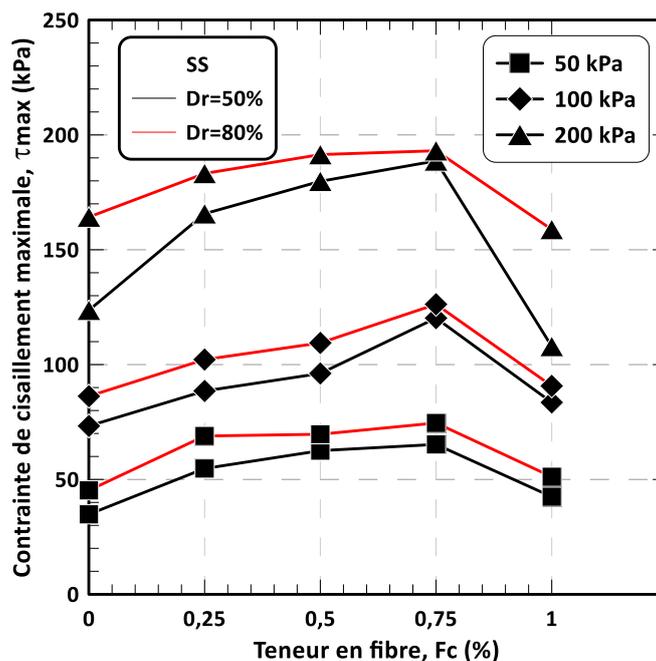
résistance du matériau composite (Liu et al. 2011). Ces résultats sont en accord avec ceux de Parbakar et Sridhar 2002.



(a) Fibre de verre



(b) Fibre de polypropylène



(c) Fibre de sisal

Figure 4.17 : Variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la teneur en fibre F_c (%) des échantillons non renforcés et renforcés du sable de Chlef à différentes contraintes normales et densités relatives : (a) fibre de verre, (b) fibre de polypropylène, (c) fibre de sisal.

4.13. Conclusion

Les résultats de cette étude ont montré que l'inclusion de fibres naturelles et synthétique fournit une amélioration de la résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques mécaniques intrinsèques (cohésion et angle de frottement interne) du sable renforcé par rapport au sable non renforcé. Nos résultats sont parfaitement en accord avec ceux obtenus dans la littérature (Benessalah et al., 2015 et bouaricha et al., 2017).

La teneur en fibres joue un rôle majeur dans l'amélioration des propriétés du sol de Chlef renforcé. La résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques mécaniques intrinsèques (cohésion et angle de frottement interne) du sable renforcé augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à une teneur optimale propre à chaque type de fibres. Par conséquent, l'investigation d'une teneur en fibres optimale est indispensable dans la composition d'un sol renforcé par fibres distribuées de façon aléatoire. En même temps, l'introduction de fibres limite la dilatance du sol, aussi l'augmentation du pourcentage de fibres amplifie le caractère contractant du sol.

Aussi, il est clair que la densité relative et la contrainte normale ont une influence quasi-similaire sur le comportement des sols renforcés par fibres distribuées aléatoirement, où on

remarque qu'une augmentation de ces derniers augmente les caractéristiques mécaniques du sol renforcé. Cependant, ces dernières diminuent l'influence du renforcement sur l'amélioration des caractéristiques physiques des sols renforcés.

Dans le chapitre suivant, on présente une étude sur le comportement non drainé du sol de Chlef renforcé et non renforcé. Cette étude a pour objectif d'évaluer l'influence du renforcement ainsi que le type de renforcement sur le comportement monotone non drainé du sable.

CHAPITRE V :
COMPORTEMENT NON DRAINE DU
SABLE RENFORCE PAR FIBRES

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, il est reporté les résultats expérimentaux obtenus sur l'influence du type de renforcement par fibres et de la teneur en eau sur la réponse monotone non drainée du sable naturel de Chlef. Les essais de compression monotone non drainée ont été réalisés sur l'appareil triaxial présenté dans le chapitre 3. Les échantillons ont été préparés à deux états de la densité relative 50% et 80%, par les deux méthodes de préparation, à savoir : le mode de dépôt sec et le mode de dépôt humide. Tous les échantillons ont été consolidés sous trois contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.

Le chapitre présentera également l'effet de la contrainte de confinement et de la densité relative sur le comportement du sol renforcé. On exposera tout d'abord les résultats des essais réalisés sur le sable non renforcé, suivront ensuite les résultats des essais réalisés sur le sable renforcé et enfin il sera procédé à une étude paramétrique sur le comportement du sable renforcé par fibres distribuées de façon aléatoire.

5.2. Sable non renforcé

Dans cette section, l'investigation est orientée vers les effets de la pression de confinement et de la densité relative. La figure 5.1 montre les courbes de la réponse monotone non drainée des échantillons de sable naturel de Chlef non renforcé préparés à différents états initiaux en termes de déviateur de contrainte (q) et de surpression interstitielle (Δu) en fonction de la déformation axiale (ϵ_a). On relève de cette figure que la résistance du sol augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et de la densité relative (Figure 5.1a).

La Figure 5.1b concernant l'évolution de la surpression interstitielle, montre une augmentation de la pression interstitielle au pic avec l'augmentation du confinement. L'augmentation de la densité relative à un effet significatif sur l'augmentation de la dilatance du sable, plus particulièrement pour les faibles contraintes de confinement. Les échantillons denses montrent une résistance au cisaillement plus importante avec une forte dissipation de la pression interstitielle.

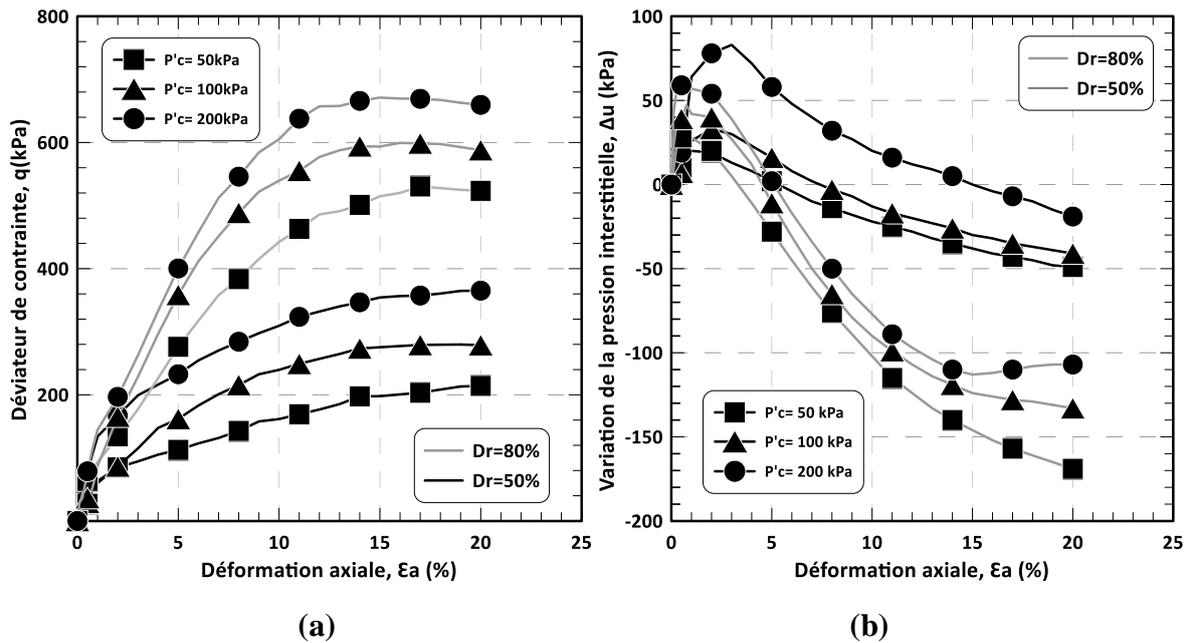


Figure 5.1 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé, (a) Déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) variation de la pression interstitielle vs déformation axiale.

5.3. Sable renforcé à l'état sec ($w = 0\%$)

On présente dans cette partie l'influence du renforcement sur l'amélioration du comportement non drainé du sable de Chlef. Comme il est cité dans l'étude bibliographique, plusieurs chercheurs ont montré l'effet significatif de l'inclusion de fibres aléatoirement distribuées sur l'amélioration de la résistance d'un sol. Cette section regroupe les résultats d'essais triaxiaux consolidés non drainés d'échantillons de sable de Chlef renforcés par fibres naturelles et synthétique à deux états de densité $Dr = 50\%$ et 80% , préparés avec la méthode de pluviation à sec (teneur en $w = 0\%$) et consolidés sous trois contraintes de confinement ($p'_c = 50, 100$ et 200 kPa). L'objectif principal est l'étude de l'influence de quelques paramètres sur le comportement non drainé du sol renforcé où l'accent est mis sur l'effet du type de renforcement sur le comportement non drainé du sable renforcé par fibres aléatoirement distribuées.

5.3.1. Etat moyennement dense ($Dr = 50\%$)

Les figures 5.2a, 5.2b et 5.2c présentent les résultats des essais non drainés effectués sur des échantillons du sable naturel de Chlef renforcés avec trois différents types de fibres naturelles et synthétiques (fibres de verre, fibres de polypropylène et fibres de sisal). Les échantillons sont reconstitués avec une densité relative ($Dr = 50\%$) et consolidés sous des contraintes de

confinement ($p'_c=50, 100$ et 200 kPa). On peut remarquer une amélioration significative du déviateur de contrainte des échantillons renforcés par chaque type de fibres par rapport aux échantillons non renforcés. Cette amélioration est traduite en pourcentages de 65%, 92% et 73% pour des échantillons consolidés sous une contrainte de confinement de $p'_c=100$ kPa et renforcés par fibre de verre, de polypropylène et de sisal, respectivement.

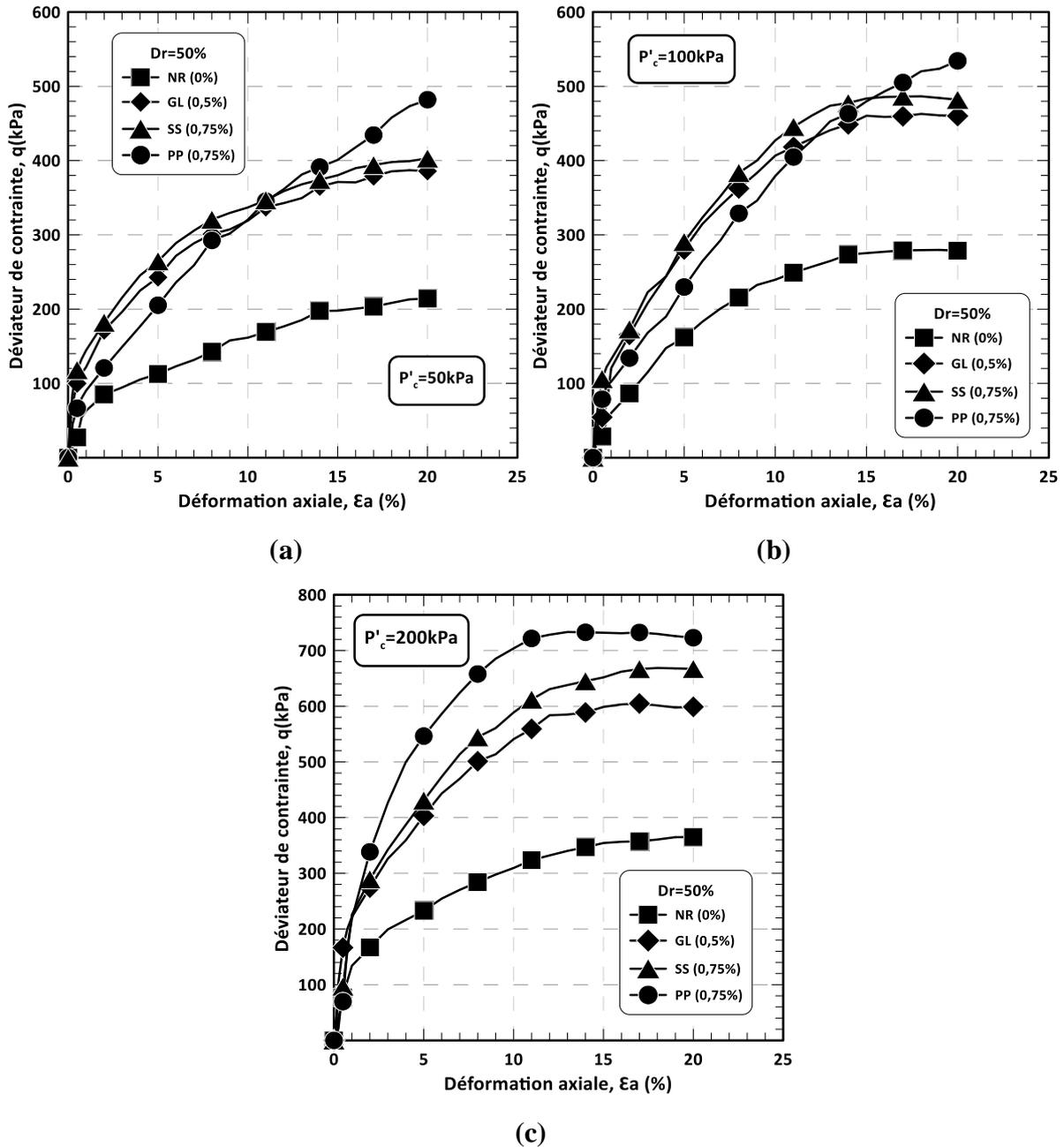
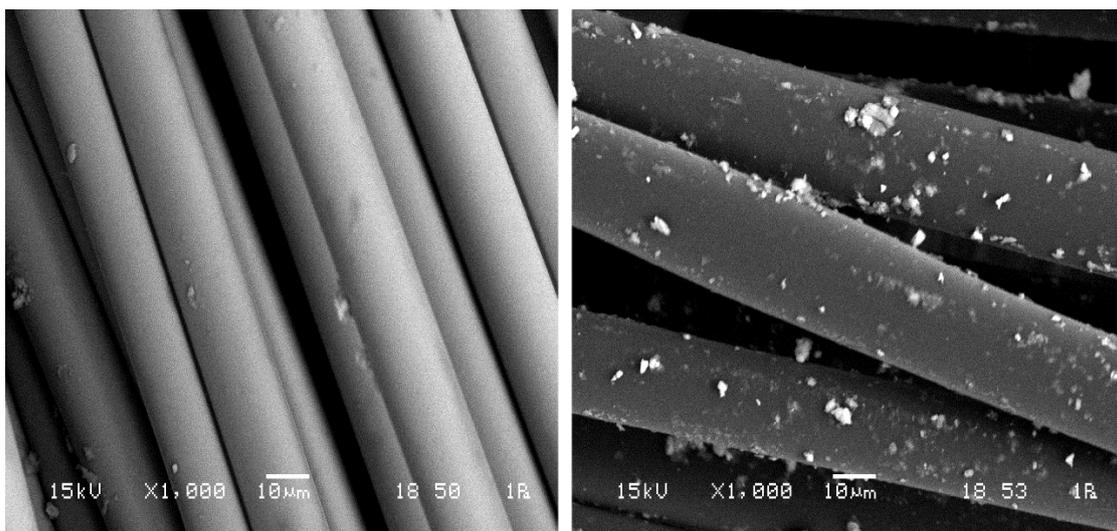


Figure 5.2 : Influence du type de fibre sur le déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50$ kPa; (b) $p'_c=100$ kPa; (c) $p'_c=200$ kPa.

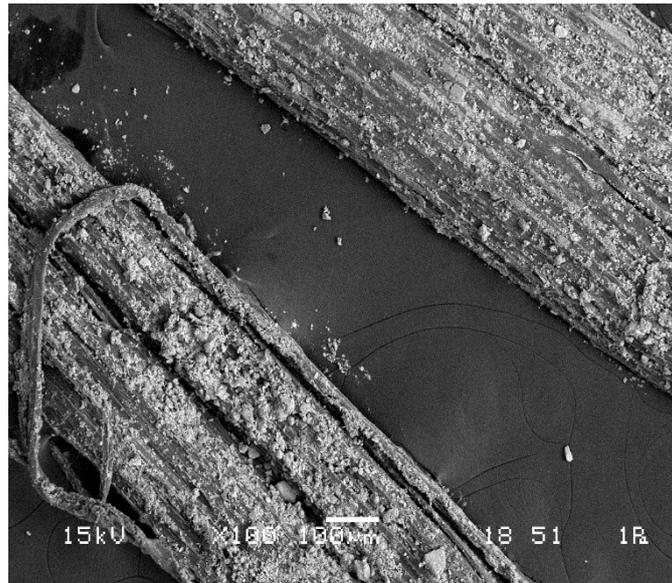
Aussi, on constate qu'une valeur maximale du déviateur de contrainte $q_{max} = 722.98$ kPa est obtenue pour des échantillons renforcés par fibres de polypropylène et consolidés sous une contrainte de confinement $p'_c = 200$ kPa.

Plusieurs paramètres entrent dans la variation du comportement des sols renforcés par fibres. Cependant deux paramètres majeurs contrôlent la différence de performance des fibres de renforcement. Le premier est l'aspect extérieur de la fibre, plus précisément la rugosité de surface, les creux et les rainures formés à la surface de la fibre constituent un verrouillage « interlock » et améliorent les interactions entre la surface de la fibre et la matrice de sable. La rugosité de la fibre de sisal est la plus importante, suivie de celle de la fibre de polypropylène et enfin celle de la fibre de verre. Plus la surface des fibres est rugueuse, plus le frottement d'interface entre les fibres et les particules de sol est important. Les surfaces de la fibre de sisal et de la fibre de polypropylène sont relativement rugueuses, une petite quantité de particules de sol est pressée dans l'ondulation de surface des fibres, de sorte que l'angle de frottement interne du sol renforcé a un incrément (Figure 5.3). Toutefois, les valeurs du déviateur de contrainte des échantillons renforcés par fibre de polypropylène sont les plus élevées. La raison principale est le nombre important de fibres de polypropylène dans le sol du fait de leur poids spécifique inférieur par rapport aux autres, ce qui entraîne un maximum de frottement total et un effet spatial confiné. Cependant les contributions du frottement d'interface et de l'effet spatial confiné à la résistance ne peuvent être directement distinguées et quantifiées. Ces résultats sont en accord avec ceux de Frost et Han, 1999 ; Tagnit-Hamou et al., 2005 et Tang et al., 2007.



(a)

(b)



(c)

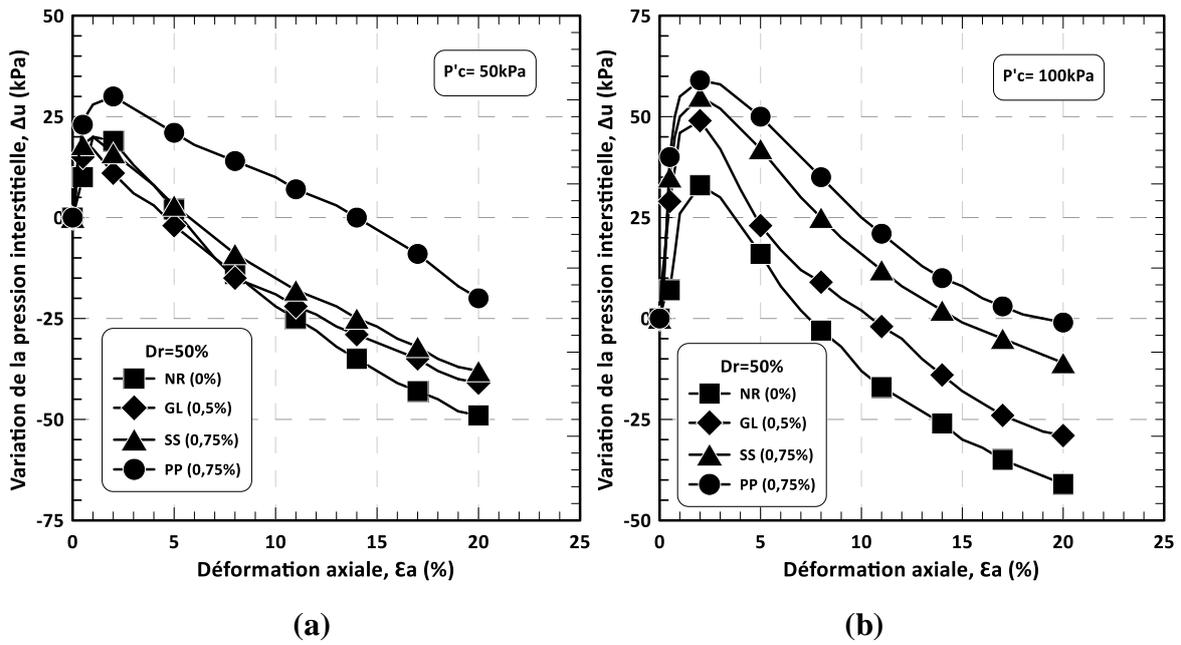
Figure 5.3 : Vue à l'appareil de microscopie électronique à balayage (MEB) des surfaces des fibres étudiées, (a) fibre de verre ; (b) fibre de polypropylène ; (c) fibre de sisal.

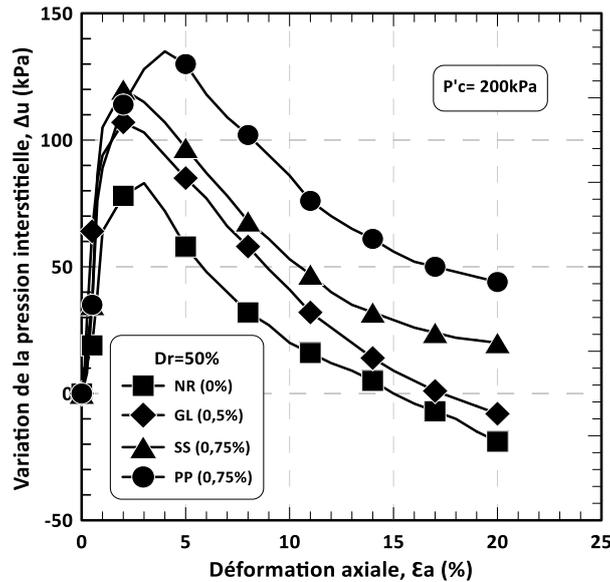
Le second est la résistance à la traction des fibres. Il est à noter que le mécanisme de renforcement des sols renforcés par fibres est frictionnel ; au cours du cisaillement, les contraintes de cisaillement dans le sol mobilisent la résistance à la traction dans les fibres, ce qui à son tour confère une plus grande force au sol. Donc, sous une même teneur en fibres, plus la résistance à la traction des fibres est importante, plus grande est la résistance du sol renforcé par fibres. La rugosité de surface de la fibre de polypropylène est inférieure à celle de la fibre de sisal, mais la résistance à la traction de la fibre de polypropylène est nettement supérieure à celle de la fibre de sisal, ainsi la résistance du sol sableux de Chlef renforcé par fibre de polypropylène est plus élevé que la résistance de sable renforcé par fibre de sisal ou fibre de verre. Des résultats similaires ont été trouvés par Jamshidi et al., 2010; Ghiassian et al., 2008 et Abtahi et al., 2008.

Par ailleurs, les courbes de variation de la pression interstitielle indiquent l'effet significatif du type de fibres sur la dissipation de la pression interstitielle (Figure 5.4). On observe que les échantillons testés commencent à se contracter en moyenne de déformations axiales (2-4%) puis subissent une dilatance par une dissipation de la pression interstitielle après 3% de la déformation axiale en moyenne. En effet l'inclusion de chaque type de fibre fait augmenter la pression interstitielle au pic et ce pour les trois valeurs de contraintes de confinement. La fibre introduite contribue à la résistance au cisaillement mais en parallèle augmente la pression interstitielle des sols renforcés. Il est à noter que l'inclusion de fibres distribuées

aléatoirement dans le sol inhibe la croissance de la déformation radiale et augmente par conséquent la phase de contraction de l'échantillon. A travers ces résultats, il est clair que les échantillons de sols renforcés par fibres résistent très bien aux déformations horizontales par rapport aux déformations verticales.

Les Figures 5.4.a, b, c montrent que les échantillons renforcés par fibres de verre ont un comportement plus dilatant par rapport aux échantillons renforcés par fibres de polypropylène ou fibres de sisal. Cette tendance s'explique par le fait que les fibres de verre ont un module d'élasticité plus important comparé à celui de la fibre de polypropylène ou de sisal. Les fibres dont le module d'élasticité est faible conduisent à la création de plus d'enroulement et d'entrechevauchement entre les fibres et les grains du sol limitant ainsi d'avantage la croissance de la déformation radiale. Aussi on remarque que l'influence de la contrainte de confinement a un effet significatif sur l'évolution de la pression interstitielle (Δu) du sable renforcé.

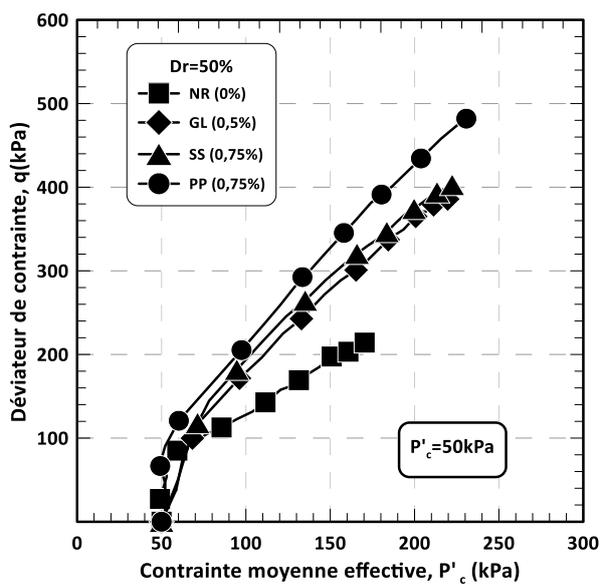




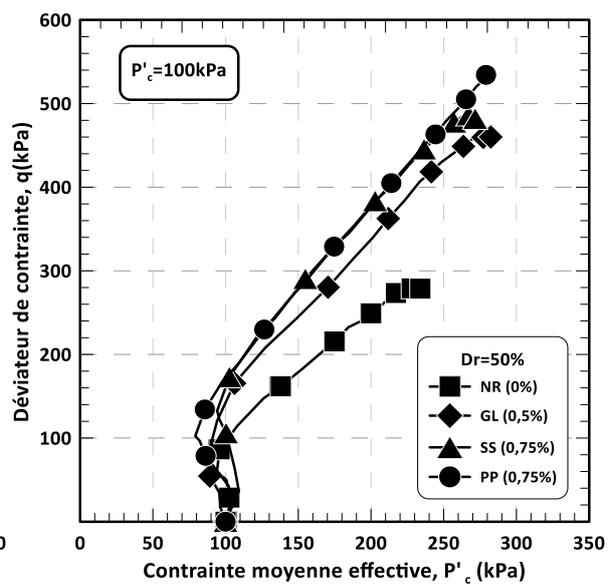
(c)

Figure 5.4 : Influence du type de fibre sur la variation de la pression interstitielle du sable naturel de Chlef a l'état moyennement dense ($Dr=50\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50$ kPa ; (b) $p'_c=100$ kPa; (c) $p'_c=200$ kPa.

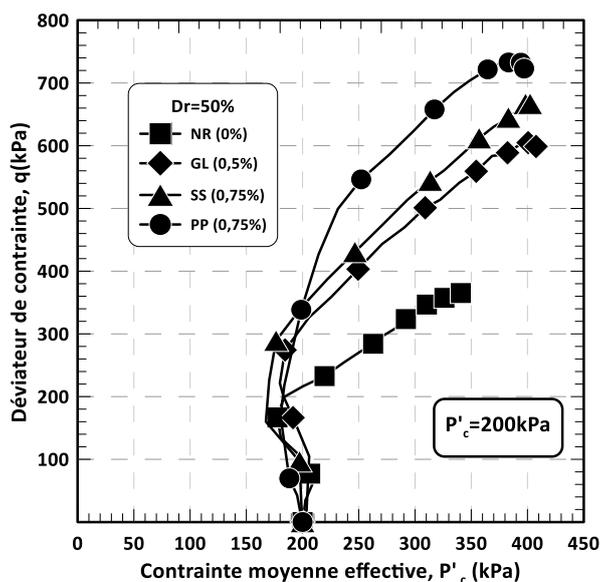
Les chemins de contraintes (q, p') montrent clairement l'effet de type du renforcement sur l'augmentation de la contrainte effective et le déviateur de contrainte (Figure 5.5a, 5.5b et 5.5c). Cet effet devient moins significatif pour les échantillons consolidés à une contrainte de confinement de 200 kPa (Figure 5.5.c). Cela est dû principalement à l'effet de la contrainte de consolidation élevée sur le comportement du sol renforcé qui limite l'influence des fibres aléatoirement distribuées sur le comportement du sol renforcé.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.5 : Influence du type de fibre sur le chemin de contrainte du sable naturel de Chlef à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50\text{ kPa}$; (b) $p'_c=100\text{ kPa}$; (c) $p'_c=200\text{ kPa}$.

5.3.2. Etat dense ($Dr=80\%$)

Dans les figures 5.6, 5.7 et 5.8 sont reportés les résultats des essais non drainés effectués sur des échantillons de sable naturel de Chlef renforcés par différents types de fibres naturelles et synthétiques. Les échantillons sont reconstitués par la méthode de dépôt sec ($w=0\%$) avec une densité relative de 80% (état dense) et consolidés sous trois contraintes de confinement 50, 100 et 200 kPa. Les résultats des essais montrent une augmentation significative du déviateur de contrainte des sols améliorés par les trois types de fibres. Les valeurs du déviateur de contrainte pour les échantillons renforcés par chaque type de fibres ont atteint des valeurs maximales $q_{max}=726,63\text{ kPa}$, $q_{max}=906,77\text{ kPa}$ et $q_{max}=832,52\text{ kPa}$ pour des échantillons soumis à une contrainte de confinement $p'_c=200\text{ kPa}$ et renforcé par fibres de verre de polypropylène et de sisal, respectivement.

On remarque un accroissement des valeurs du déviateur de contrainte des échantillons renforcés par fibres naturelles et synthétiques en fonction de l'augmentation de la densité relative. Cependant, l'amélioration due au renforcement est moins significative par rapport aux échantillons préparés à un état moyennement dense. Cette tendance est due à la prédominance de l'effet de la densité relative sur l'amélioration du comportement du sable, entraînant un effet direct sur l'efficacité des inclusions en fibre. L'effet de la densité sur l'amélioration de la résistance du sol devient donc prédominant sur l'effet de l'ajout de fibres.

Ceci prouve que le renforcement par fibre influe plus particulièrement sur les échantillons à faible densité.

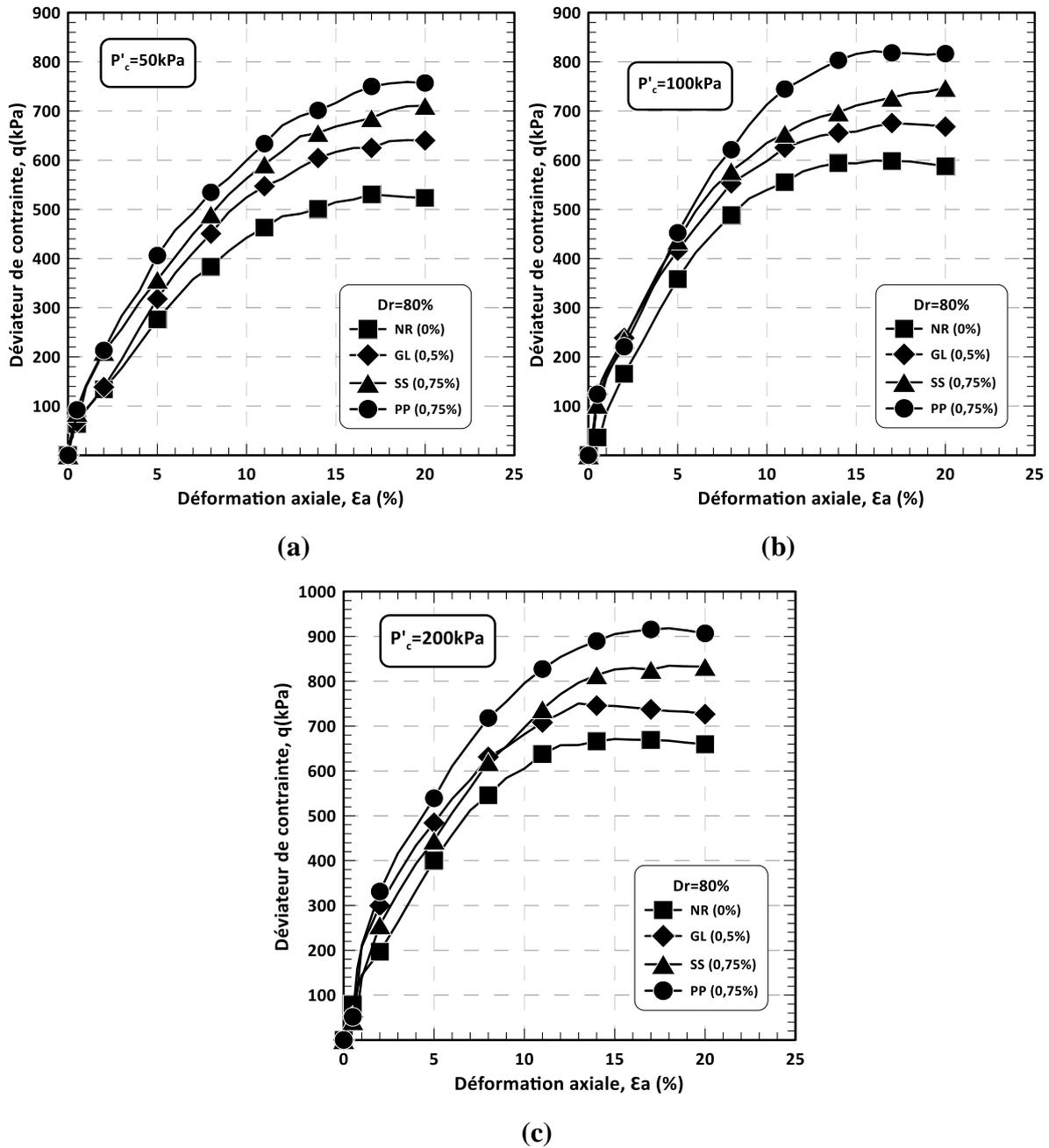


Figure 5.6 : Influence du type de fibre sur le déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef a l'état dense ($Dr=80\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50\text{ kPa}$; (b) $p'_c=100\text{ kPa}$; (c) $p'_c=200\text{ kPa}$.

Les courbes de variation de la pression interstitielle indiquent un effet significatif du renforcement par fibres sur la dissipation de la pression interstitielle. Les échantillons renforcés présentent des structures moins dilatantes en comparaison avec les échantillons non renforcés. Les figures 5.7a, b, c montrent que les échantillons renforcés par fibres de verre

présentent un comportement plus dilatant par rapport aux échantillons renforcés par fibres de polypropylène ou de sisal. Aussi, on peut noter que la contractance des échantillons renforcés par fibres est plus prononcée pour les plus grandes contraintes de confinement.

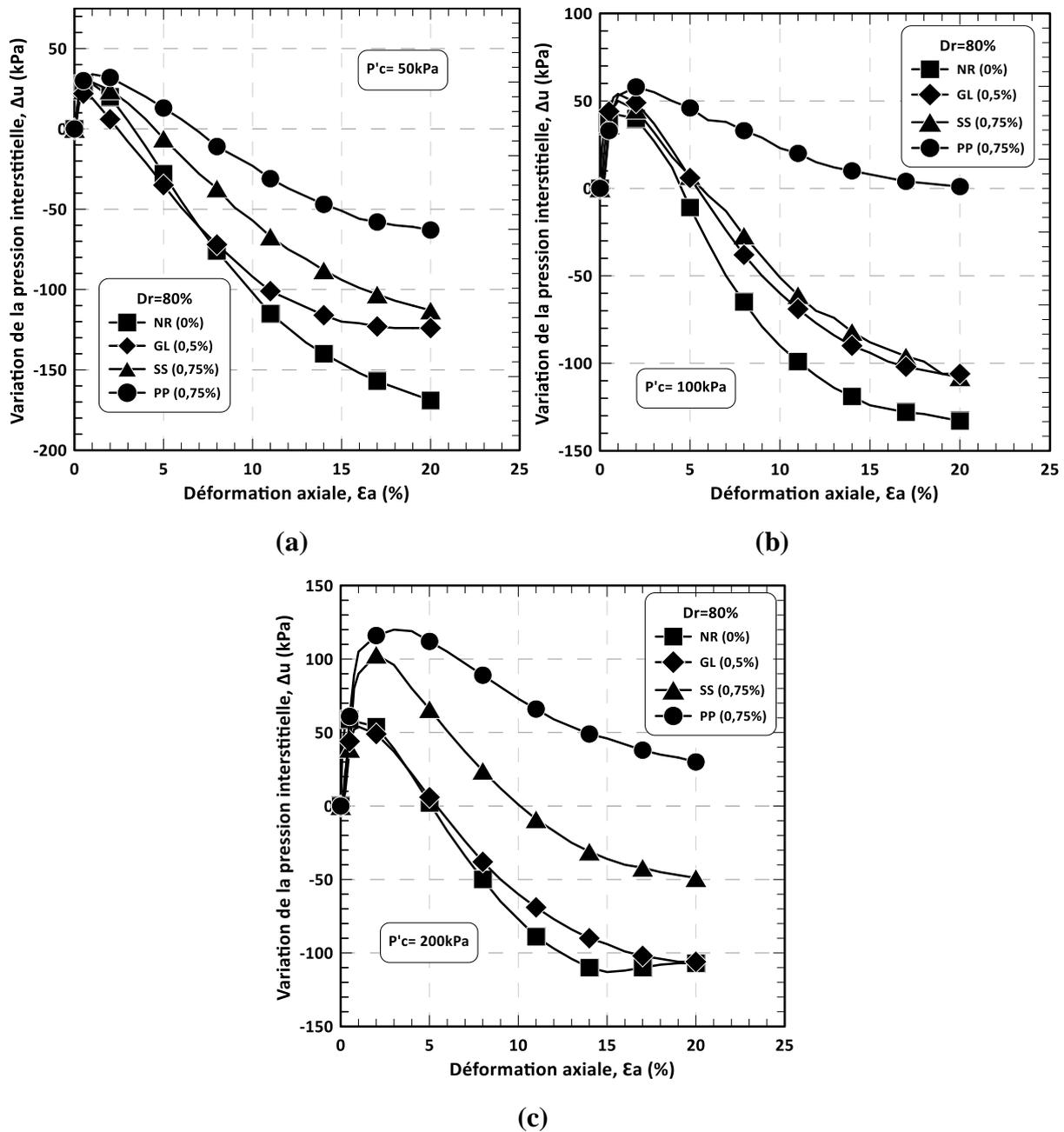


Figure 5.7 : Influence du type de fibre sur la variation de la pression interstitielle du sable naturel de Chlef à l'état dense ($D_r=80\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50$ kPa ; (b) $p'_c=100$ kPa ; (c) $p'_c=200$ kPa.

Les chemins de contraintes (q, p') montrent clairement l'effet de type du renforcement sur l'augmentation de la contrainte effective et du déviateur de contrainte. On note que le renforcement par fibres de polypropylène est plus efficace par rapport au renforcement par

fibres de verre ou de sisal (Figure 5.8). Cet effet devient moins significatif pour les échantillons consolidés à une contrainte de confinement $p'_c=200$ kPa (Figure 5.8c), cela est dû principalement à l'effet de la contrainte de confinement élevée sur le comportement du sol renforcé qui empêche le bon fonctionnement des fibres.

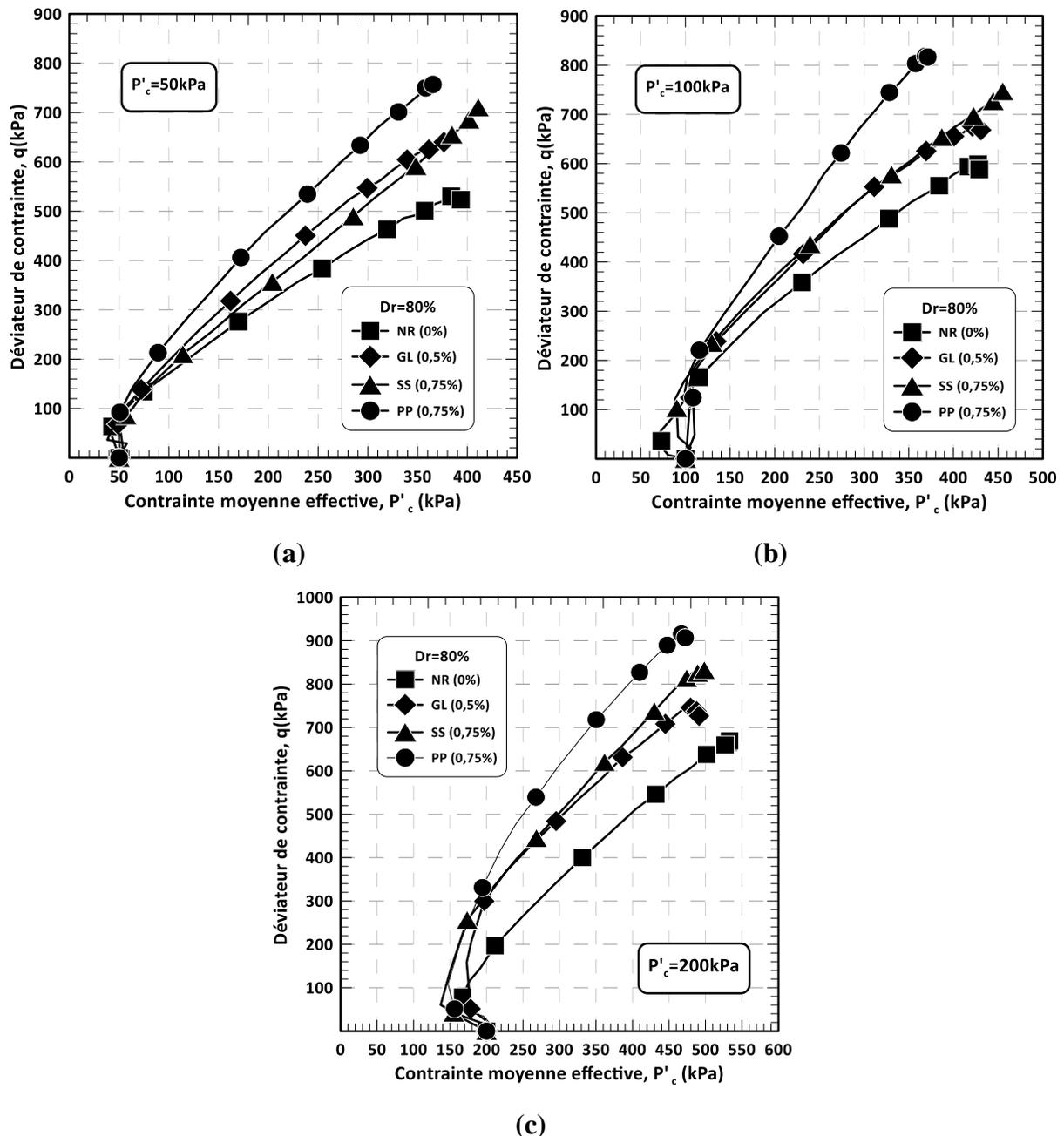


Figure 5.8 : Influence du type de fibre sur le chemin de contrainte du sable naturel de Chlef à l'état dense ($Dr=80\%$) pour des confinements : (a) $p'_c=50$ kPa ; (b) $p'_c=100$ kPa; (c) $p'_c=200$ kPa.

5.3.3. Coefficient de renforcement (Sr)

Afin d'évaluer l'efficacité du renforcement de chaque type de fibres sur le sable naturel de Chlef, on détermine le coefficient du renforcement (Sr), défini par latha et murthy (2007) :

$$Sr = q_{\max}^R / q_{\max}^{NR} \quad (5.1)$$

Où q_{\max}^R et q_{\max}^{NR} sont les valeurs de déviateur de contraintes maximales respectivement pour des échantillons renforcés et non renforcés.

Il est présenté dans cette partie l'influence de la contrainte de confinement et de la densité relative sur le coefficient du renforcement d'échantillons de sol renforcé par différent type de fibres. Le tableau 5.1 illustre les valeurs maximales de déviateur de contrainte et le coefficient du renforcement pour des échantillons renforcés et préparés aux deux états de densité (50% et 80%).

Tableau 5.1 : Valeurs maximales du déviateur de contrainte et le coefficient de renforcement des échantillons renforcés.

Type de fibre	P'c (kPa)	Dr=50%		Dr=80%	
		qmax (kPa)	Sr (-)	qmax (kPa)	Sr (-)
NR (0%)	50	214,22	-	530,37	-
	100	279,74	-	599,38	-
	200	365,14	-	671,17	-
GL (0,5%)	50	386,96	1,81	640,82	1,21
	100	462,85	1,65	675,59	1,13
	200	604,87	1,66	750,5	1,12
PP (0,75%)	50	481,99	2,25	759,13	1,43
	100	534,32	1,91	821,75	1,37
	200	732,41	2,01	918,21	1,37
SS (0,75%)	50	402,87	1,88	710,81	1,34
	100	486,55	1,74	747,32	1,25
	200	668,69	1,83	834,62	1,24

La Figure 5.9 présente la variation du coefficient de renforcement pour chaque type de fibres étudié. On peut remarquer une augmentation du coefficient de renforcement (S_r) avec l'inclusion de fibres dans la masse du sol. Il ressort de la figure que le renforcement par fibres de polypropylène est le plus performant comparé aux autres types de renforcement où on remarque un écart très important entre les valeurs du coefficient de renforcement S_r des échantillons renforcés par fibres de polypropylène et ceux renforcés par fibres de sisal ou fibres de verre. Cependant, à l'état dense (Figure 5.9b), on note que l'écart entre les valeurs du coefficient de renforcement est moins important. Le coefficient du renforcement obtenu pour un sol renforcé par fibres de verre, fibres de polypropylène et de sisal à une contrainte de confinement de 50 kPa pour un état moyennement dense sont 1,81 ; 2,25 et 1,88, respectivement. Quant aux échantillons denses les coefficients de renforcement sont 1,21 ; 1,43 et 1,37. Il est également à noter que les échantillons moyennement denses présentent un coefficient de renforcement bien supérieur à ceux des échantillons denses, ceci est dû à l'amélioration apportée par la densité relative à la résistance des échantillons de sable renforcé ce qui, à son tour, limite l'efficacité du renforcement, confirmant ainsi la prédominance de la densité relative.

Aussi, il semble que la contrainte de confinement a un effet similaire à celui de l'effet de la densité relative sur les sols sableux renforcés par fibre. On remarque que les valeurs du coefficient S_r pour un sol renforcé par fibres de verre, fibres de polypropylène et de sisal à un état dense, sont respectivement 1,21 ; 1,43, 1,37 pour une contrainte de confinement de 50 kPa et 1,12 ; 1,25 ; 1,24 pour une contrainte de confinement de 200 kPa. Cela signifie que la contrainte de confinement n'influe pas considérablement sur les échantillons denses renforcés. A travers ces résultats, on peut noter que le renforcement par fibres est plus efficace pour les échantillons les plus instables et les plus vulnérables ($D_r=50\%$ et $p'_c=50$ kPa).

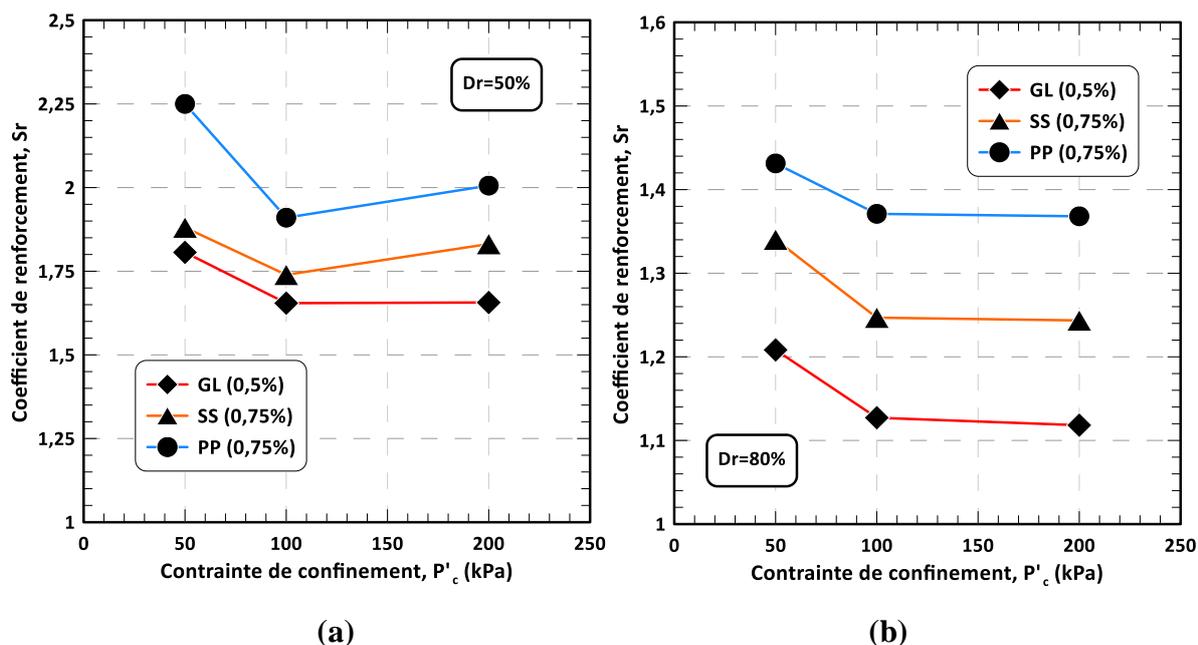


Figure 5.9 : Influence du type de fibre sur la variation du coefficient du renforcement, (a) à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$) ; (b) à l'état dense ($Dr=80\%$).

5.3.4. Influence de l'inclusion de fibres sur les angles de frottement ϕ_{INS} et ϕ_{SS}

Les figures représentant les chemins de contraintes dans le plan (p' , q) ont permis la détermination de l'angle de frottement d'instabilité (ϕ_{INS}) qui correspond aux points des premiers pics de l'évolution du chemin de contrainte ($q-p'$) et l'angle de frottement à l'état stable (ϕ_{SS}) qui correspond à la ligne d'état stable déterminée à partir des courbes de l'évolution du chemin de contrainte ($q-p'$).

Les essais triaxiaux monotones non drainés montrent que l'inclusion de fibres aléatoirement distribuées dans le sol augmente l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable des mélanges sable-fibre. Les figures 5.10 et 5.11 montrent l'évolution de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable en fonction du type de fibres pour un état de densité moyen et un état dense. A un état moyennement dense et pour une contrainte de confinement de 100 kPa, les angles de frottement d'instabilité obtenus sont $16,86^\circ$; $22,96^\circ$; $32,01^\circ$ et $28,04^\circ$ alors que les angles de frottement à l'état stable ont enregistré les valeurs suivantes 30° ; $39,78^\circ$; $46,89^\circ$ et $42,84^\circ$ pour des échantillons de sol non renforcé et renforcé par fibres de verre, de Polypropylène et de sisal, respectivement.

On remarque également l'influence de la densité relative sur la stabilité des échantillons non renforcés et renforcés par fibres. A une densité relative $Dr=80\%$, les valeurs de ϕ_{INS} atteignent $22,96^\circ$, $29,34^\circ$, $34,06^\circ$ et $33,37^\circ$ pour des échantillons non renforcés et renforcés par fibres de

verre, de Polypropylène et de sisal, respectivement. La même tendance est remarquée pour l'angle de frottement à l'état stable. On note donc que l'augmentation de la densité relative influe positivement sur l'accroissement des angles de frottement. Les angles de frottement ϕ_{INS} et ϕ_{SS} sont résumés dans le tableau 5.2.

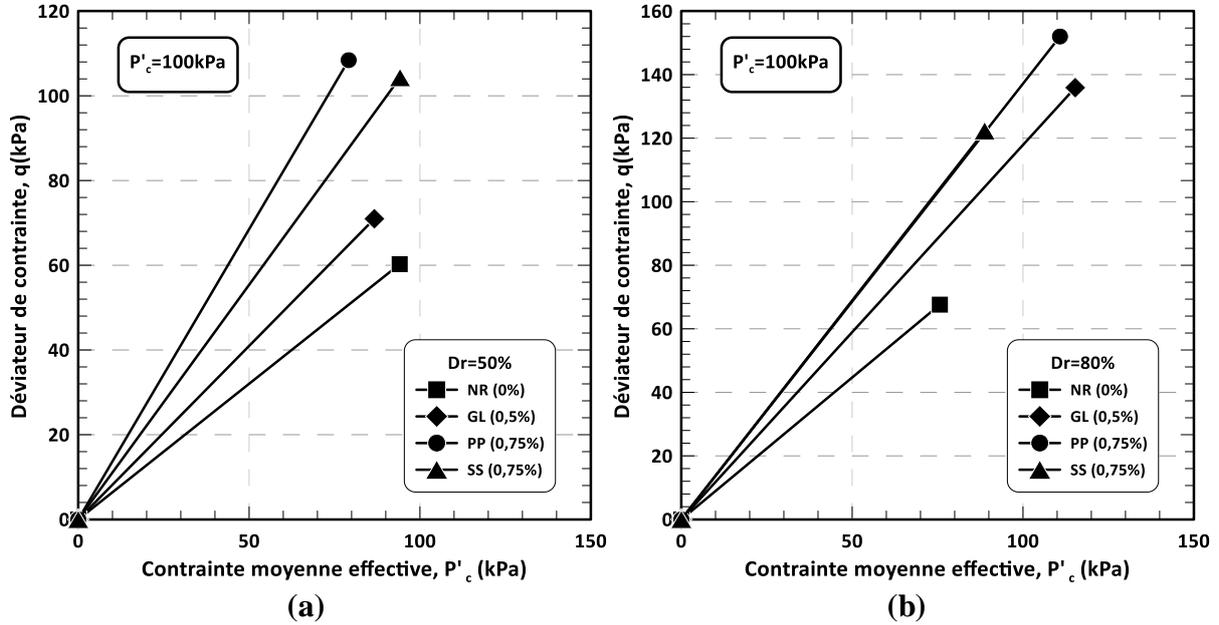


Figure 5.10 : Evolution de l'angle de frottement d'instabilité ϕ_{INS} en fonction du type de fibre : (a) état moyennement dense, (b) état dense.

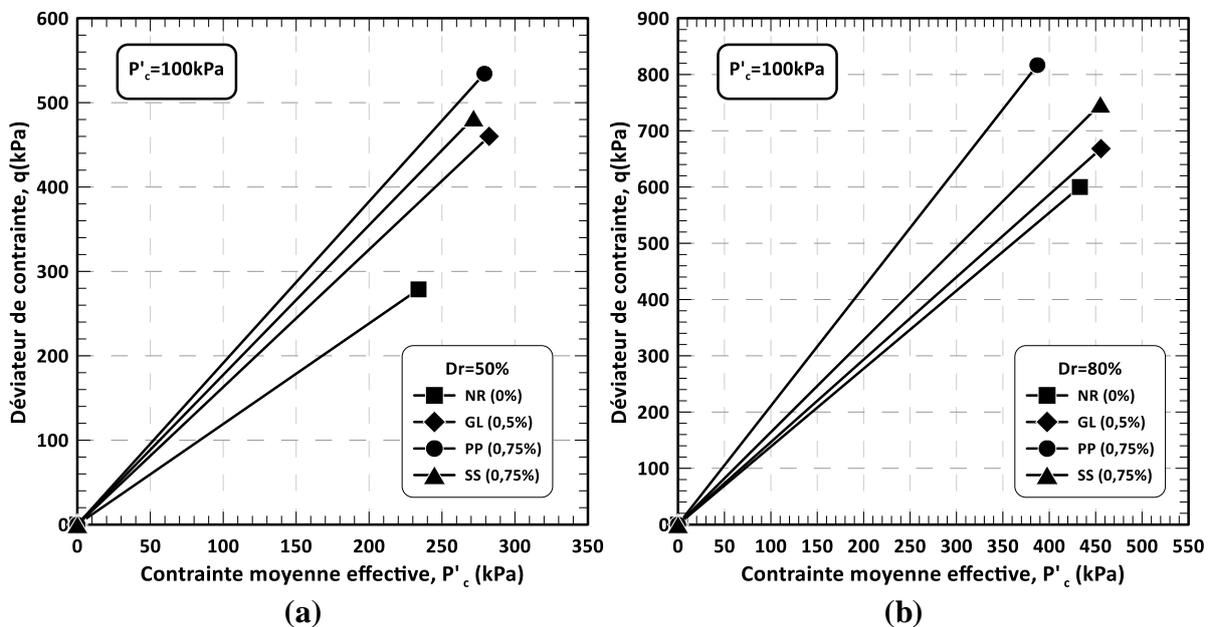


Figure 5.11 : Evolution de l'angle de frottement à l'état stable ϕ_{SS} en fonction du type de fibre : (a) état moyennement dense, (b) état dense.

Tableau 5.2 : Angles de frottement d'instabilité ϕ_{INS} et angles de frottement à l'état stable ϕ_{SS} .

Type de fibre	Dr=50%		Dr=80%	
	ϕ_{INS}	ϕ_{SS}	ϕ_{INS}	ϕ_{SS}
NR	16,86	30,00	22,96	34,06
PP	32,01	46,89	29,34	51,26
GL	22,96	39,78	33,37	36,16
SS	28,04	42,84	34,06	39,79

5.3.5. Effet de la densité relative et de la contrainte de confinement

La figure 5.12 montre la variation de la résistance au cisaillement du déviateur en fonction de la contrainte effective moyenne (kPa) pour des échantillons de sol sableux de Chlef renforcés par différents types de fibres naturelles et synthétiques préparées à deux densités relatives ($Dr = 50\%$ et $Dr = 80\%$). On constate à partir des figures 5.12a, 5.12b, 5.12c, et 5.12d, qu'il existe une évolution significative du déviateur quand la contrainte moyenne effective augmente et ce pour chaque type de fibre utilisé. Les échantillons denses présentent un comportement plus rigide que ceux préparés à l'état moyennement dense. Ces résultats sont en accord avec ceux des travaux de Liu et al. (2011) et Noorzad and Amini (2014).

L'évolution des courbes en comportement à l'état moyennement dense et dense suivent des relations linéaires données par les équations (5.2) et (5.3) ci-dessous.

$$q_{pic} = A \times p' + B \quad (Dr = 50\%) \quad (5.2)$$

$$q_{pic} = C \times p' + D \quad (Dr = 80\%) \quad (5.3)$$

Le tableau 5.3 illustre les valeurs des coefficients A, B, C, D obtenus après détermination des coefficients de corrélation (R^2) correspondant à chaque type de fibres étudié aux états de densités relatives choisies.

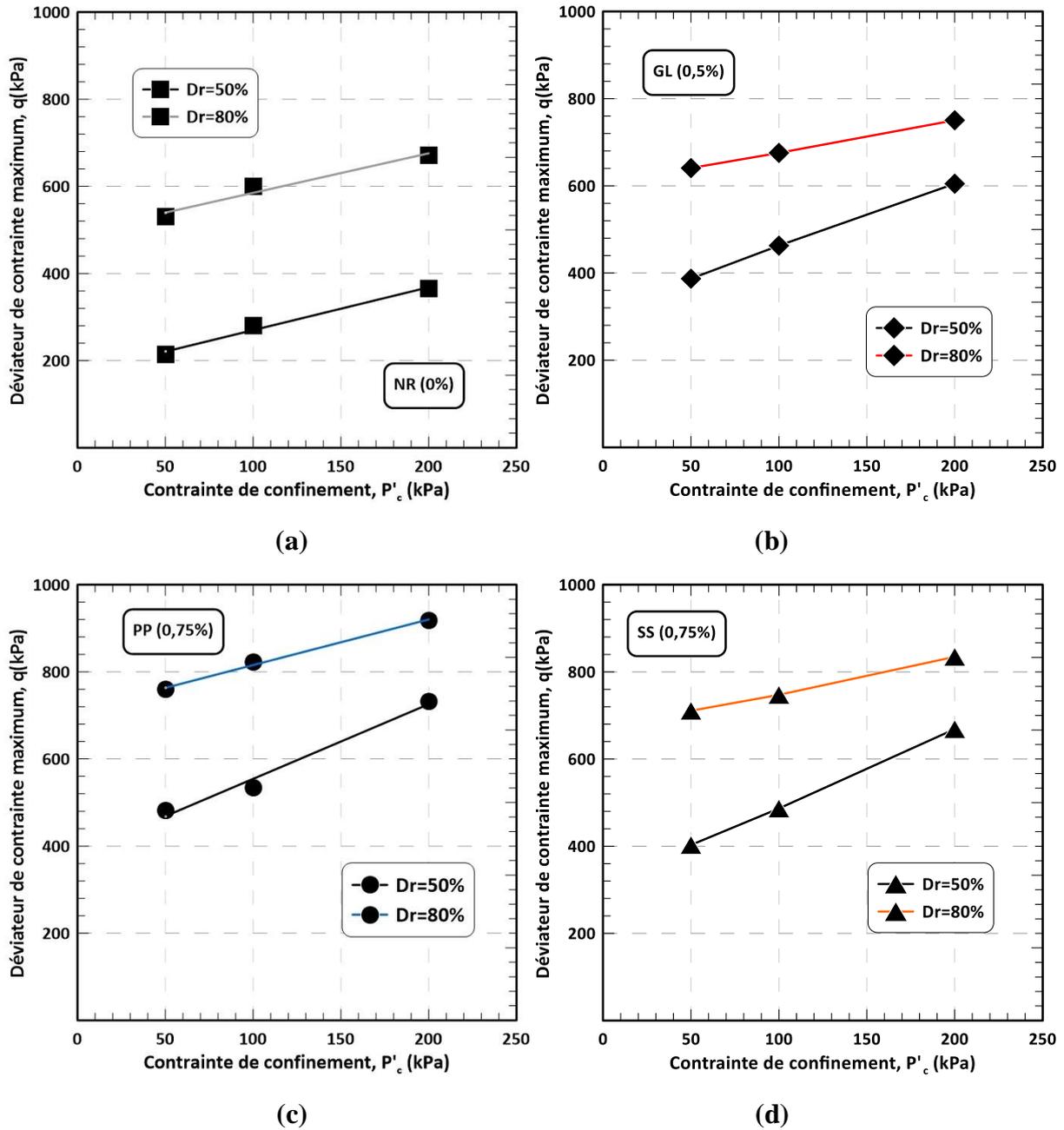


Figure 5.12 : Influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur la variation de déviateur de contrainte maximum, (a) Sable non renforcé ; (b) fibre de verre ; (c) fibre de polypropylène ; (d) fibre de sisal.

Tableau 5.3 : Valeurs des coefficients A, B, C, D.

Type de fibre	Etat moyennement dense			Etat dense		
	Dr = 50%			Dr = 80%		
	A	B	R ²	C	D	R ²
NR (0%)	0,98	171,52	0,99	0,91	494,48	0,97
GL (0,5%)	1,45	315,95	0,99	0,73	603,37	0,99
PP (0,75%)	1,71	382,95	0,98	1,05	710,9	0,99
SS (0,75%)	1,78	311,8	0,99	0,83	667,16	0,99

5.3.6. Module sécant

La figure 5.13 montre l'évolution du module sécant à des niveaux de déformation inférieurs ($\varepsilon_1 = 0,2\%$) pour des échantillons de sable de Chlef renforcés par différents types de fibres naturelles et synthétiques préparés à deux densités relatives et soumis à trois contraintes de confinement ($p'_c = 50, 100$ et 200 kPa). A une pression de confinement constante de 200 kPa, le module sécant augmente de $18,26$ à $29,94$ MPa pour un échantillon de sable renforcé par fibre de verre, jusqu'à $36,15$ MPa pour un échantillon de sable renforcé par fibres de polypropylène et atteint $33,35$ MPa pour un sable renforcé par fibres de sisal à l'état moyennement dense. A l'état dense le module sécant augmente de $32,98$ à $36,33$ MPa pour un échantillon de sable renforcé par fibres de verre, jusqu'à $45,34$ MPa pour un échantillon de sable renforcé par fibres de polypropylène et atteint $41,63$ MPa pour un sable renforcé par fibres de sisal. A travers ces valeurs, on déduit que les pourcentages d'augmentation moyenne du module sécant d'échantillons renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal à un état moyennement dense sont de 64% , 98% et 83% respectivement. Cependant, à un état dense, l'augmentation moyenne du module sécant pour un échantillon renforcé par fibres de verre, de polypropylène et de sisal sont de 11% , 38% et 26% , respectivement. On peut conclure que le renforcement par fibres améliore considérablement les valeurs du module sécant pour les trois types de fibres étudiés. En plus, l'effet de la densité relative est très important sur le module sécant. L'augmentation de la contrainte de confinement et/ou la densité relative augmente le module sécant pour les deux densités relatives. Cependant une augmentation de la densité relative ou de la contrainte de confinement limite l'effet du renforcement en fibres sur l'amélioration du module sécant. Les valeurs du module sécant de déformation ($E_{sec} = \Delta q / \Delta \varepsilon_1$), calculées pour une déformation axiale de $0,2\%$ et mesurées

avec des capteurs de déformation dans les essais triaxiaux non drainés, sont listées dans le tableau 5.4.

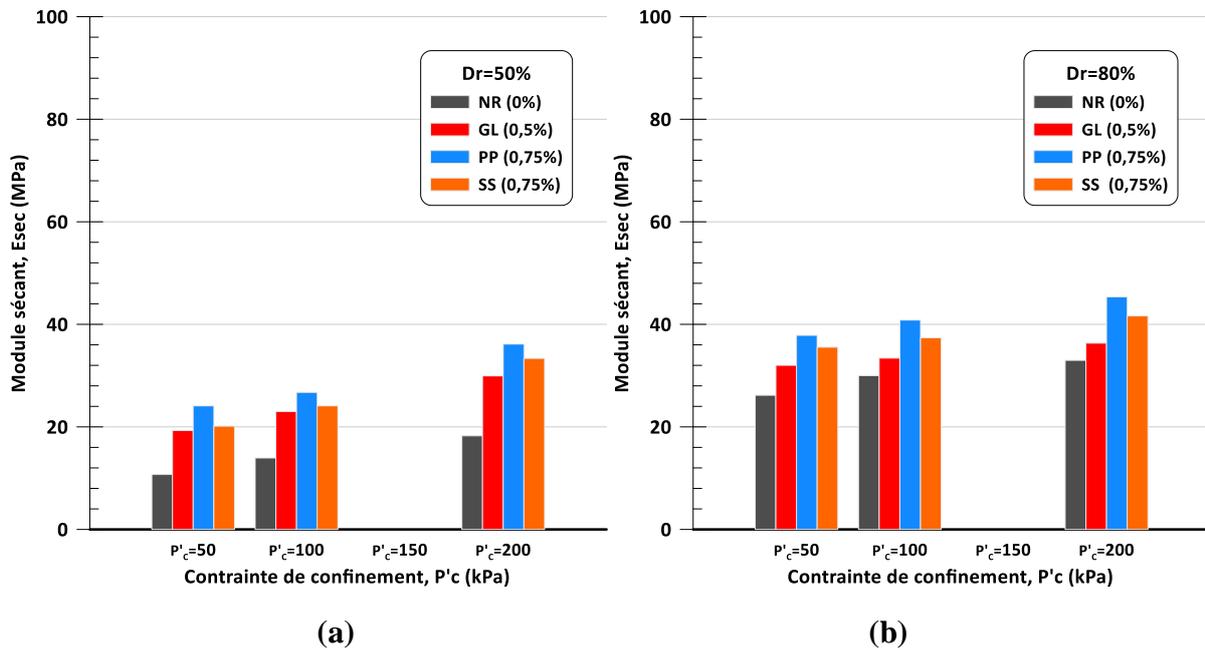


Figure 5.13 : Influence du type de fibre sur la variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne effective p'_c (kPa), (a) à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$); (b) à l'état dense ($Dr=80\%$).

Tableau 5.4 : Variation du module sécant en fonction du type de fibre

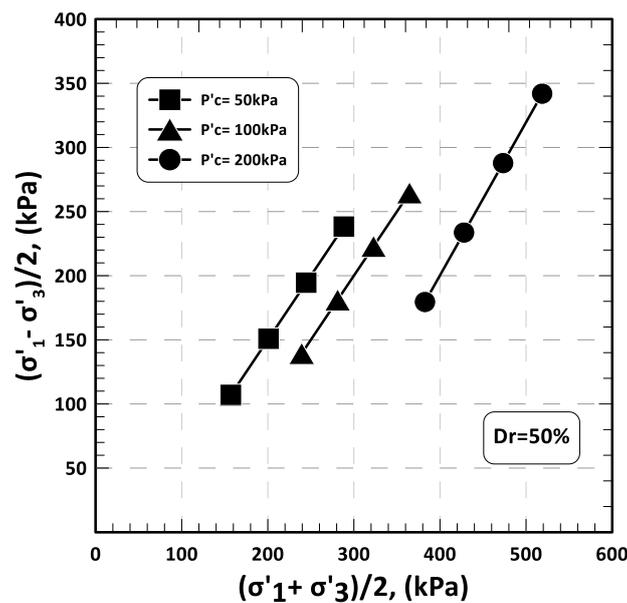
Densité relative	P'_c (kPa)	Module sécant (MPa)			
		NR (0%)	GL (0,5%)	PP (0,75%)	SS (0,75%)
Dr=50%	50	10,71	19,29	24,10	20,14
	100	13,94	23,00	26,72	24,10
	200	18,26	29,94	36,15	33,35
Dr=80%	50	26,17	32,01	37,85	35,54
	100	30,00	33,41	40,83	37,37
	200	32,98	36,33	45,34	41,63

5.3.7. Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne (c' et ϕ')

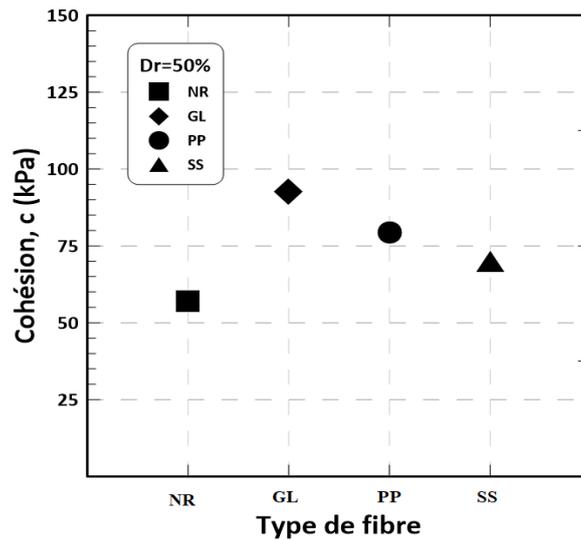
La figure 5.14 présente la variation des caractéristiques mécaniques pour les échantillons de sable moyennement denses renforcés par différents types de fibres. Les propriétés mécaniques non drainées du sable renforcé et non renforcé (c' et ϕ') sont calculées en se basant sur

l'analyse des courbes Mohr-Coulomb (Figure 5.14a). On remarque à travers la figure 5.14b que le sol renforcé par fibres de verre présente une meilleure cohésion inter granulaire comparée au reste des types de renforcement en fibres. On constate aussi sur la figure 5.14b que la cohésion non drainée augmente avec l'inclusion du renforcement dans le sol pour tous les types de fibres étudiés passant de 57.06 kPa pour un échantillon non renforcé à 92.65 kPa, 79,25 kPa et 70,1 kPa pour un échantillon renforcé par fibres de verre, fibres de polypropylène et fibres de sisal, respectivement.

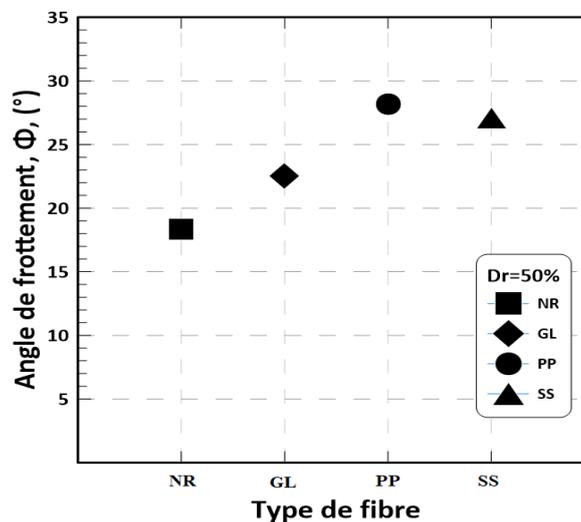
Par contre, en ce qui concerne la variation de l'angle de frottement (Figure 5.14c), on remarque une augmentation significative des valeurs de l'angle de frottement avec l'ajout de chaque type de renforcement en fibres. Cependant, l'angle de frottement du sol renforcé par fibres de polypropylène reste supérieur. La variation de l'angle de frottement (ϕ') est de 18.32° pour les échantillons non renforcés et atteint des valeurs de 22.5° , $28,19^\circ$ et $27,11^\circ$ pour les échantillons renforcés par fibres de verre, fibres de polypropylène et fibres de sisal, respectivement.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.14 : Influence du type de fibre sur la variation de la cohésion et de l'angle de frottement : (a) Enveloppe $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ en fonction $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; (b) variation de la cohésion en fonction du type de fibre ; (c) variation de l'angle de frottement en fonction du type de fibre.

5.3.8. Effort résiduel

L'effort résiduel ou la résistance de cisaillement résiduelle correspond à l'état presque stable de cisaillement du sable. Ishihara (1993) a défini cette résistance en fonction de déviateur de contrainte (q) et l'angle de frottement mobilisé (ϕ_{mob}) par l'expression suivante :

$$S_{us} = (q_s/2) * \cos(\phi_{mob}) \quad (5.4)$$

Où :

$$\phi_{mob} = \text{Arcsin} \frac{(3M)}{(6+M)} \quad (5.5)$$

Et ; M correspond à la pente de la droite passant par l'état presque stable de cisaillement du diagramme (q-p).

La Figure 5.15 présente l'évolution de l'effort résiduel en fonction du type de renforcement en fibres. L'effort résiduel augmente avec l'introduction de fibres aléatoirement distribuées dans la matrice de sol. On remarque également l'effet significatif de l'augmentation de la densité relative sur l'amélioration de l'effort résiduel. Cependant, on constate aussi que l'augmentation de la densité relative diminue l'influence du renforcement par fibres sur la variation de l'effort résiduel ; ce qui indique que le renforcement par fibres est plus efficace pour des échantillons instables.

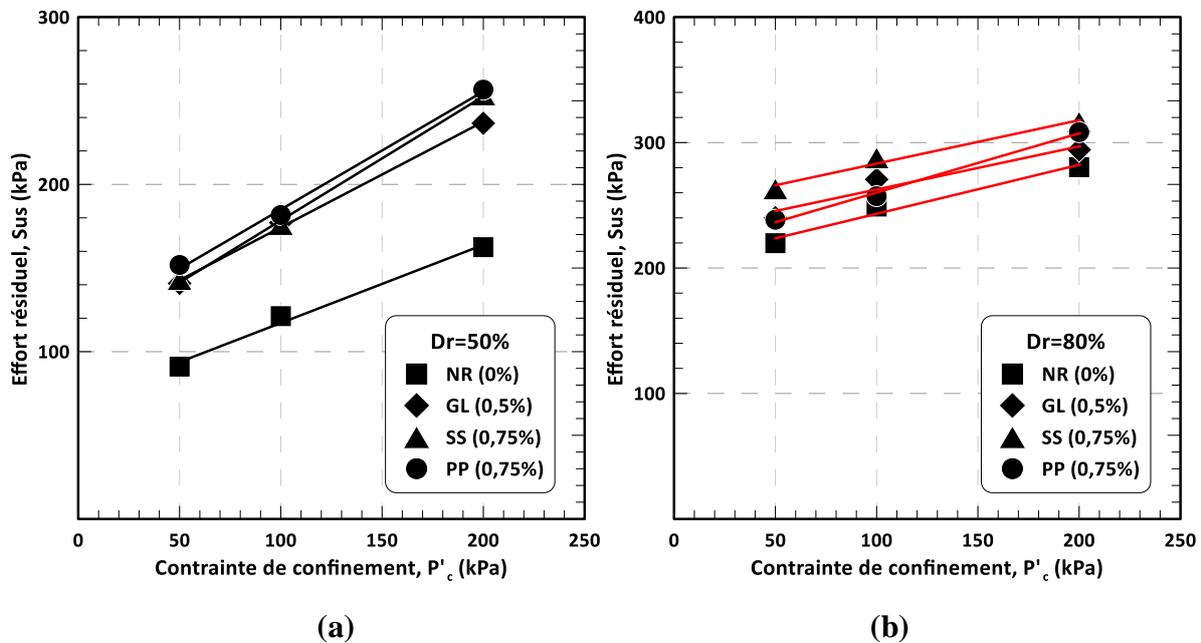


Figure 5.15 : Influence du type de fibre sur la variation de l'effort de cisaillement résiduel, (a) à l'état moyennement dense (Dr=50%) ; (b) à l'état dense (Dr=80%).

5.4. Sable renforcé a différentes teneurs en eau (w=0, 3 et 5%)

Cette partie est dédiée à l'étude de l'influence de la teneur en eau et du mode de déposition sur le comportement non drainé du sol renforcé. Sont présentés et analysés, les résultats expérimentaux d'essais triaxiaux consolidés non drainés sur des échantillons de sols sableux non renforcés et renforcés par fibres aléatoirement distribuées, préparés selon deux modes de déposition à savoir la pluviation à sec (PS) (w=0%) et le damage humide (DH) avec des

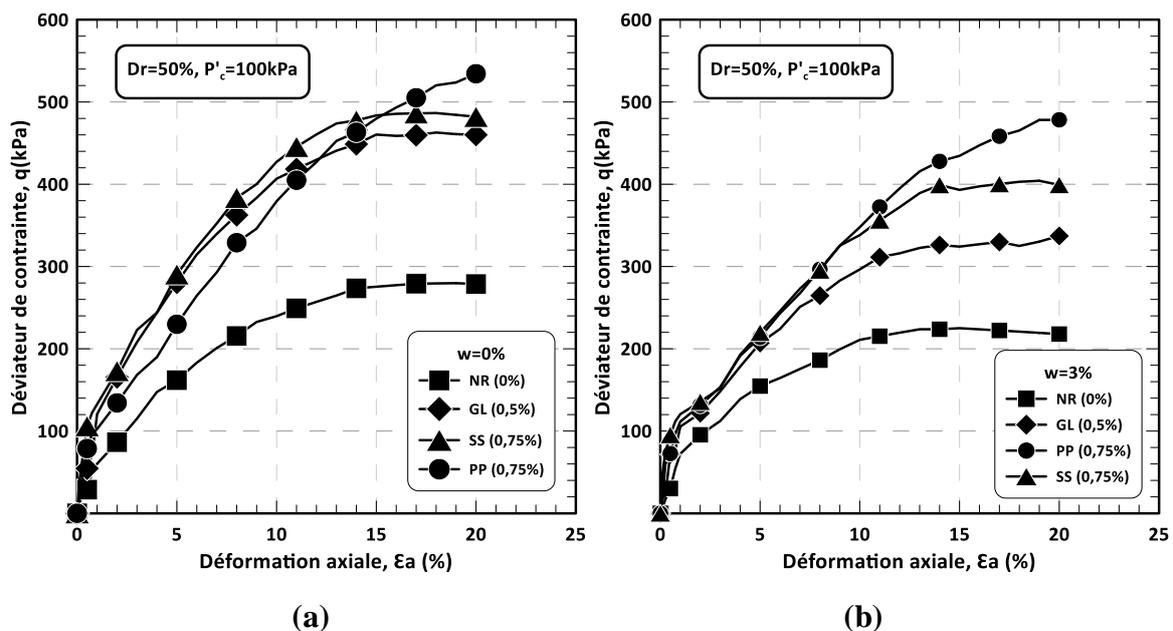
teneurs en eau de $w=3$ et 5% à une densité relative moyenne et consolidés à une pression de confinement de 100 kPa .

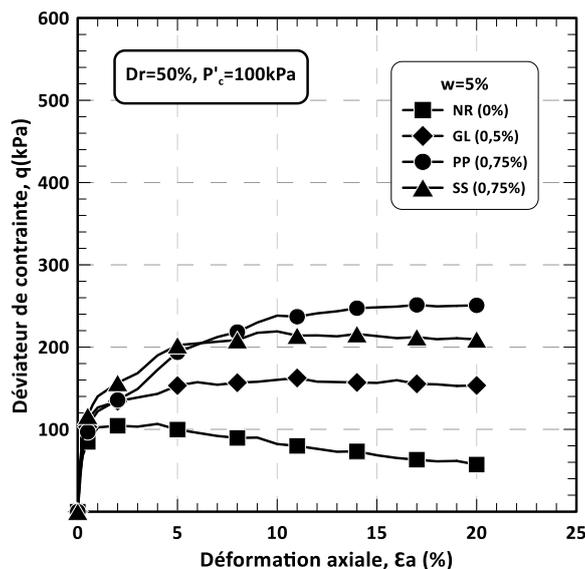
5.4.1. Variation de déviateur de contrainte

Les figures 5.16a, 5.16b et 5.16c montrent l'évolution de la contrainte déviatorique des échantillons du sable renforcé et non renforcé moyennement denses préparés par les deux méthodes de fabrication et de mise en place. On remarque à travers ces figures une diminution des valeurs de contraintes déviatoriques avec l'augmentation de la teneur en eau. Les valeurs enregistrées pour les échantillons non renforcés et renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal sont de :

- $365,14 ; 598,83 ; 722,98$ et $666,99\text{ kPa}$ pour une teneur en eau de $w=0\%$;
- $217,87 ; 337,22 ; 478,33$ et $399,22\text{ kPa}$ pour une teneur en eau de $w=3\%$;
- $57,21 ; 153,36 ; 250,73$ et $209,35\text{ kPa}$ pour une teneur en eau de $w=5\%$.

Cette tendance est due à l'effet de lubrification provoqué par une augmentation de la teneur en eau. Puisque le mécanisme de renforcement par fibres est purement frictionnel, la lubrification des fibres par le biais de l'eau affaiblit le frottement de surface entre les fibres et les grains de sol réduisant ainsi la force du composite sol-fibre. Des résultats similaires ont été trouvés par Wang et al. (2016) sur un sol argileux renforcé par fibres de jute et par Benessalah et al. (2015) sur un sol sableux renforcé par fibre de verre.





(c)

Figure 5.16 : Influence de la teneur en eau sur la variation du déviateur de contrainte du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibre pour des teneurs en eau de :

(a) $w= 0\%$; (b) $w= 3\%$; (c) $w= 5\%$.

5.4.2. Variation de surpression interstitielle

Les Figures 5.17a, 5.17b et 5.17c présentent l'évolution de la surpression interstitielle du sable moyennement dense non renforcé et renforcé par fibres à différentes teneurs en eau ($w= 0, 3$ et 5%). A travers ces figures, on constate que la teneur en eau influe considérablement sur la variation des surpressions interstitielles où on note une nette accentuation de la surpression interstitielle avec l'augmentation de la teneur en eau pour chaque spécimen étudié.

Aussi il est clair que la variation de la pression interstitielle tend à augmenter avec l'ajout des fibres. Cependant l'influence du renforcement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau où on remarque que les courbes de surpression se rapprochent quand la teneur en eau augmente et deviennent confondues entre elles à $w=5\%$. Le niveau de surpression interstitielle atteint des valeurs de 33, 49, 59 et 55 kPa à une teneur en eau de $w= 0\%$ et passe à 61, 65, 66 et 62 kPa à une teneur en eau de $w= 3\%$ jusqu'à 77, 70, 73 et 72 kPa à une teneur en eau de $w= 5\%$ et ce pour des échantillons de sable non renforcés et renforcés par fibres de verre, de polypropylène et de sisal, respectivement.

Egalement les échantillons testés présentent une augmentation de la pression interstitielle jusqu'au maximum de pic en moyenne de déformation (1-3%) accompagnée d'une légère

dissipation de pression à des teneurs en eau de $w=0$ et $w=3\%$ et une augmentation de la surpression interstitielle pour les échantillons préparés à $w=5\%$.

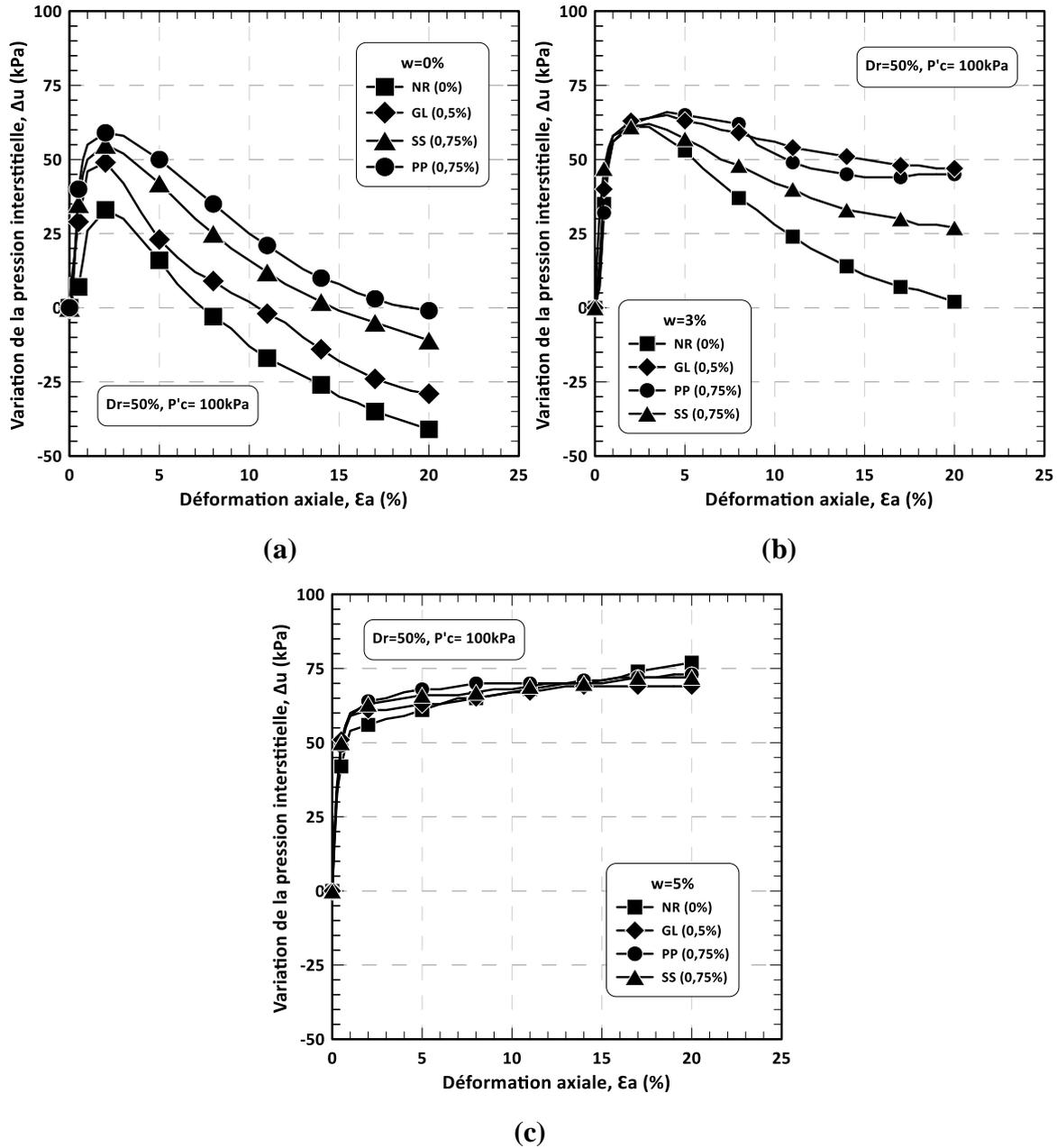


Figure 5.17 : Influence de la teneur en eau sur la variation de la surpression interstitielle du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibres : (a) $w=0\%$; (b) $w=3\%$; (c) $w=5\%$.

5.4.3. Chemin de contrainte

Les figures 5.18a, 5.18b et 5.18c représentent les courbes du chemin de contrainte ($q-p'$) des échantillons de sable non renforcés et renforcés par différents types de fibres pour des teneurs en eau de $w=0, 3$ et 5% . On remarque clairement sur les courbes du chemin de contrainte ($q-p'$) que l'ajout de fibres de renforcement augmente la pression moyenne effective et le

déviateur de contrainte maximal par rapport aux échantillons non-renforcés pour toutes les teneurs en eau étudiée. Cependant on note que la teneur en eau influe négativement sur le comportement du sable non renforcé et renforcé par fibres où on constate une croissance de la tendance à la liquéfaction en fonction de l'augmentation de la teneur en eau. En effet, il semblerait que le potentiel de la liquéfaction est essentiellement dû à la teneur en eau et que, selon la valeur de cette dernière, on peut passer d'un état très stable pour une faible teneur en eau à un état parfaitement instable pour une teneur en eau plus importante. Ces résultats sont en parfait accord avec ceux trouvés par Della et al. (2011) concernant l'influence de la teneur en eau sur la diminution de la résistance à la liquéfaction, expliquant le phénomène par la formation de macropores qui induisent une instabilité accrue.

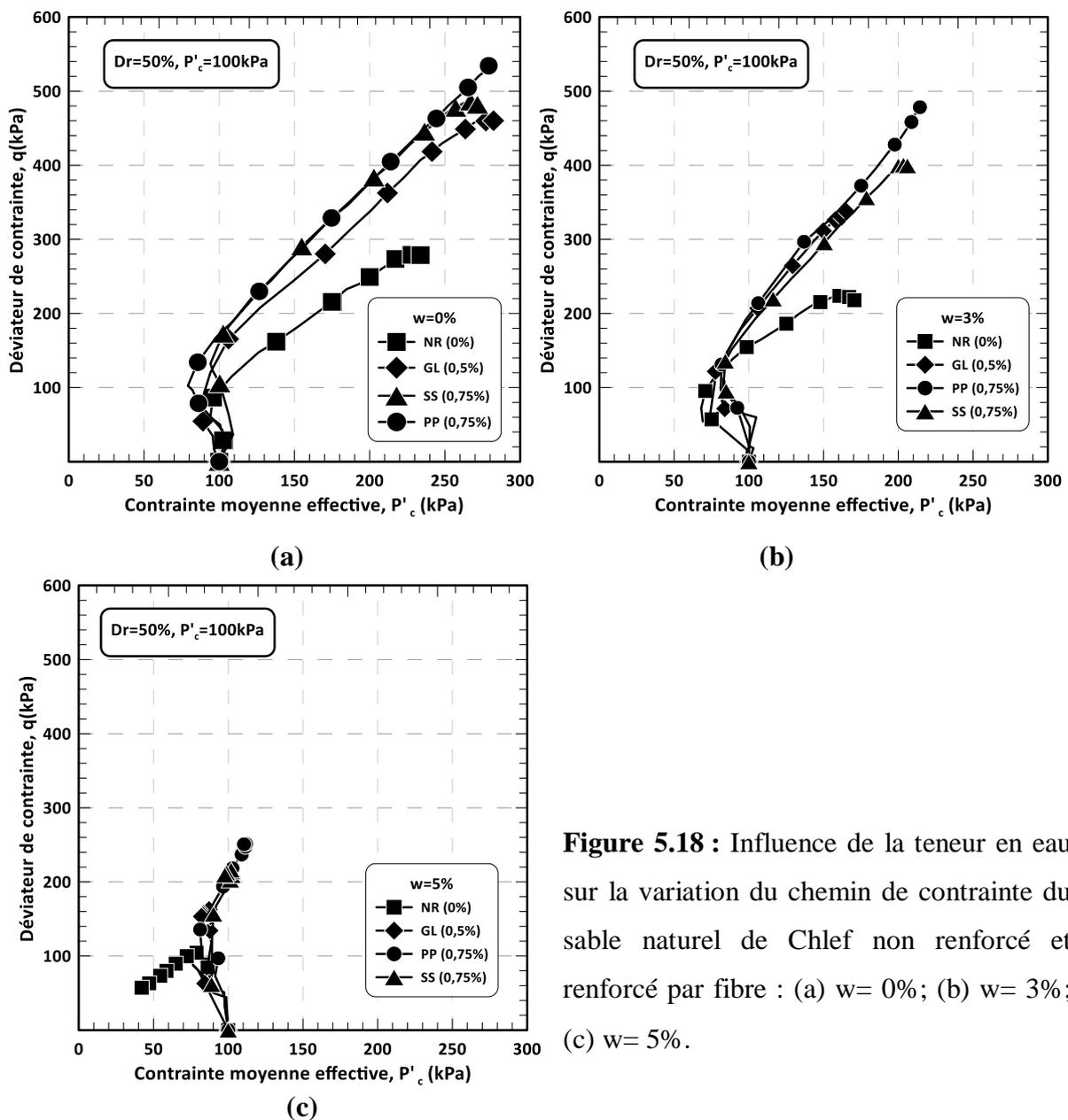


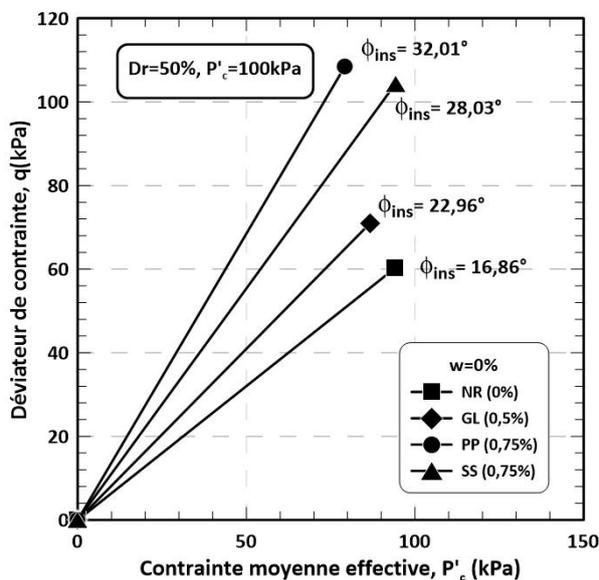
Figure 5.18 : Influence de la teneur en eau sur la variation du chemin de contrainte du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par fibre : (a) $w= 0\%$; (b) $w= 3\%$; (c) $w= 5\%$.

5.4.4. Influence de la teneur en eau sur l'instabilité du sable renforcé par fibre

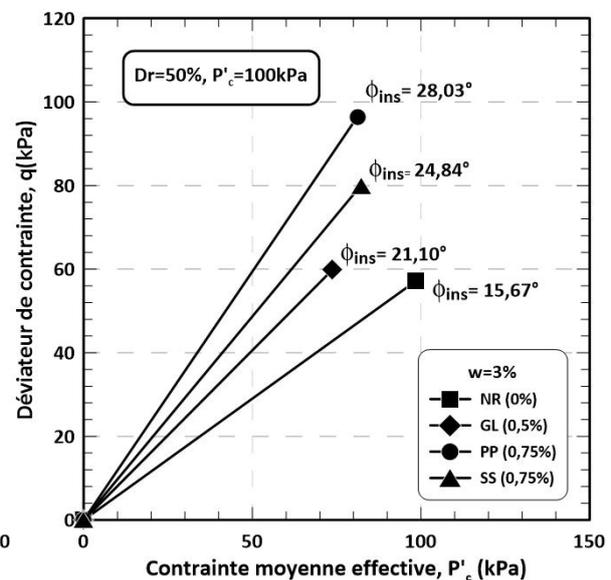
Les figures 5.19a et 5.19b présentent la variation de l'angle de frottement d'instabilité ϕ_{ins} en fonction de la teneur en eau et du type de fibres. A partir de ces figures, on peut observer que les angles de frottement diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau. On remarque que les échantillons secs sont plus stables en comparaison avec ceux préparés avec plusieurs teneurs en eau. A un état moyennement dense, les angles de frottement obtenus pour une contrainte de confinement de 100 kPa et des échantillons de sol non renforcé et renforcé par fibres de verre, de Polypropylène et de sisal, sont respectivement:

- 16,86° ; 22,96° ; 32,01° et 28,03° à $w=0\%$;
- 15,67° ; 21,10° ; 28,03° et 24,84° à $w=3\%$;
- 12,12° ; 15,07° ; 20,48° et 18,05° à $w=5\%$.

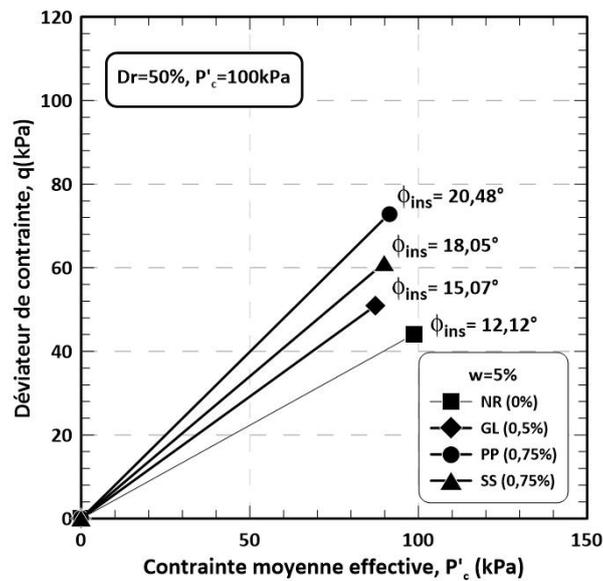
Benahmed et al. (2004) et Della et al. (2014 a, b) attribuent ce comportement à l'influence de la méthode de préparation sur l'instabilité des échantillons granulaires. En effet, les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec sont plus dilatants et développent un caractère stable tandis que ceux préparés par la méthode de damage humide sont plus contractants et plus aptes à développer un caractère instable.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.19 : Variation de l'angle de frottement d'instabilité ϕ_{INS} en fonction du type de fibre : (a) $w=0\%$, (b) $w=3\%$, (c) $w=5\%$.

5.4.5. Variation du coefficient de renforcement

La figure 5.20 montre l'évolution du coefficient de renforcement des fibres pour des échantillons de sable moyennement dense sous une pression de confinement de 100 kPa en fonction de la teneur en eau et du type de fibres. Cette figure montre que l'efficacité du renforcement est fortement influencée par la teneur en eau. Il est à noter que les échantillons humides présentent un coefficient de renforcement bien supérieur à ceux des échantillons secs. On remarque aussi que celui-ci augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Par exemple, les coefficients du renforcement obtenus pour un sol renforcé par fibres de verre, fibres de polypropylène et de sisal, sont respectivement :

- 1,65 ; 1,92 et 1,73 pour une teneur en eau de $w=0\%$;
- 1,54 ; 2,20 et 1,83 pour une teneur en eau de $w=3\%$;
- 2,68 ; 4,38 et 3,66 pour une teneur en eau de $w=5\%$.

Cette augmentation du coefficient de renforcement peut être attribuée à la présence de l'eau qui empêche le contact entre les grains du sol non renforcés. Inversement, l'inclusion de fibres augmente le contact entre les grains du sol renforcé dû à l'effet de confinement spatial des fibres.

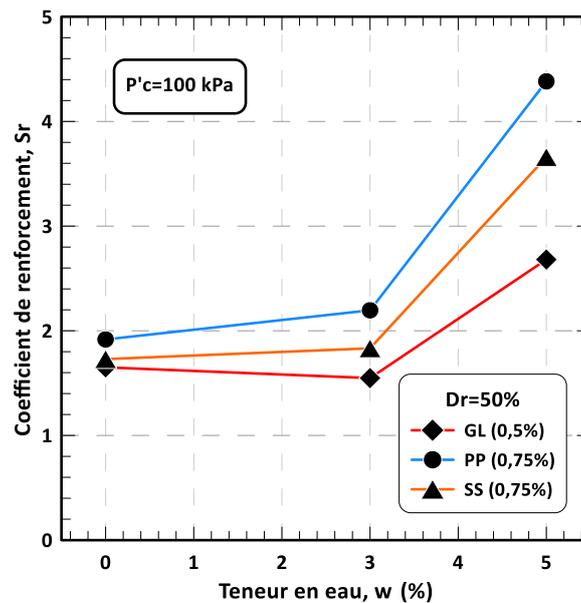


Figure 5.20 : Variation du coefficient du renforcement en fonction du type de fibre et de la teneur en eau.

5.4.6. Potentiel du sol à la liquéfaction

Afin de représenter l'effondrement non drainé du sol, de nombreux paramètres ont été proposés, tels que le paramètre d'état (Been et jefferies, 1985), l'indice d'état et le rapport d'état initial (Ishihara, 1993). En plus de ces paramètres, Yoshimine et al.(1998) ont introduit le potentiel de flux « Flow potential » défini comme étant le rapport maximal de la pression interstitielle atteinte pendant l'essai de chargement monotone non drainé u_f . De nombreux chercheurs ont utilisé ce paramètre comme indice pour représenter le potentiel d'un sol à la liquéfaction statique (Yoshimine et al., 1998, 1999 ;Ghadr 2020). Le potentiel d'un sol à liquéfaction statique est défini comme :

$$u_f = \left(1 - \frac{p'_{pt}}{p'_c}\right) * 100 (\%) \quad (5.6)$$

Où :

p'_{pt} : La contrainte principale effective moyenne à la transformation de phase

p'_c : La contrainte de confinement effective isotrope moyenne.

Lorsque l'indice u_f d'un sol est égal à 100%, une défaillance catastrophique du sol sera associée à une résistance résiduelle nulle. Le sol se comporte comme un liquide et l'écoulement latéral continu jusqu'à ce que la pente de la surface du sol devienne nulle (liquéfaction statique). Lorsque le potentiel de flux du sol est inférieur à 100%, l'écoulement

est limité avec une résistance résiduelle non nulle. Un potentiel de flux plus important induit une déformation résiduelle plus importante du sol.

La figure 5.21 représente les valeurs de u_f des échantillons renforcés par fibres aléatoirement distribuées à différentes teneurs en eau. On constate que les valeurs de u_f des échantillons renforcés sont inférieures à celles des échantillons non renforcés ; ce qui indique que l'inclusion de fibres dans la masse du sol est favorable à la résistance à la liquéfaction.

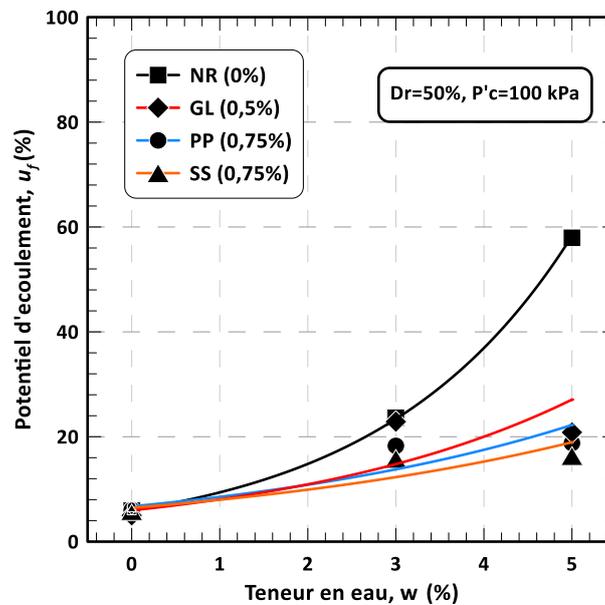


Figure 5.21 : Variation du potentiel d'écoulement en fonction du type de fibre et de la teneur en eau.

Yoshimine et al. (1998) ont noté que le potentiel d'écoulement n'est pas un indice de propriété du matériau fixé seulement par les conditions initiales, mais est aussi fortement affecté par les conditions de contrainte lors de la déformation. Si la méthode de préparation de l'échantillon et le mode de cisaillement sont fixes, le potentiel d'écoulement est fonction de la densité et de la contrainte de confinement initiale. La tendance obtenue à partir de la figure 5.21 est donc due à l'effet du confinement spatial qu'apportent les fibres à la matrice du sol. Ce confinement additionnel apporté par les fibres au confinement initial du sol augmente la résistance de sol sableux à la liquéfaction. Une tendance similaire a été rapportée par Benessalah et al. (2020) où les auteurs ont démontré que la liquéfaction du sol se produit une fois que la pression interstitielle de l'eau atteint une limite de sécurité (la pression de confinement initiale). À ce moment ($\Delta U = p'c$) ; le sol perd sa cohésion et sa friction entre les particules et se comporte comme un liquide. Cependant les auteurs ont supposé que la limite de sécurité des échantillons renforcés est différente par rapport aux échantillons non renforcés (pression de confinement initiale) (Figure 5.22). Pour les échantillons renforcés, la limite de

sécurité représente la somme de la pression de confinement initiale et du confinement créée par le renfort ($p'_c + p'^R$).

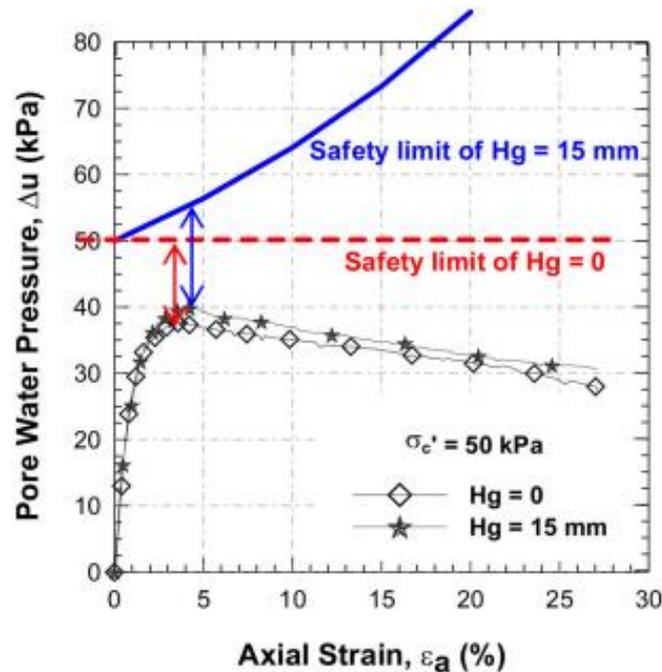


Figure 5.22 : Contribution de la nappe géocellule à l'amélioration de la limite de sécurité dans le plan (ΔU , ϵ_a) (Benessalah et al., 2020).

Également, on note que la teneur en eau joue un rôle important dans le développement du potentiel d'écoulement ; il a été en effet relevé que le potentiel de liquéfaction des sols non renforcés augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Cette tendance est due à la formation de macropores facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon engendré par la présence de molécules d'eau dans l'échantillon. Cependant, tous les échantillons renforcés ont montré une résistance à la liquéfaction pour toutes les teneurs en eau étudiées, ce comportement peut être attribué à l'effet de confinement spatial des fibres qui augmentent le contact entre les grains du sol limitant ainsi la formation de macropores.

5.4.7. Module sécant

La Figure 5.23 illustre la variation du module sécant de déformation ($E_{sec} = \Delta q / \Delta \epsilon_1$), calculée pour une déformation axiale de 0,2% en fonction du type de fibres et de la teneur en eau, à une pression de confinement constante ($p'_c = 100$ kPa). On constate de la figure, que le module sécant d'échantillons de sable sec non renforcés et renforcés par fibres de verre, polypropylène et sisal a enregistré des valeurs de 13,94 ; 23 ; 26,72 et 24,10 MPa, respectivement. Il est à noter à partir des résultats que le module sécant devient moins important avec l'augmentation de la teneur en eau. Pour les échantillons humides préparés à

$w=3\%$ le module sécant d'échantillons de sable non renforcés et renforcés par fibres de verre, polypropylène et sisal ont atteint des valeurs de 10,89 ; 16,86 ; 23,92 et 19,96 MPa et continue de diminuer jusqu'à atteindre 2,86 ; 7,67 ; 12,54 et 10,47 MPa pour une teneur en eau de $w=5\%$.

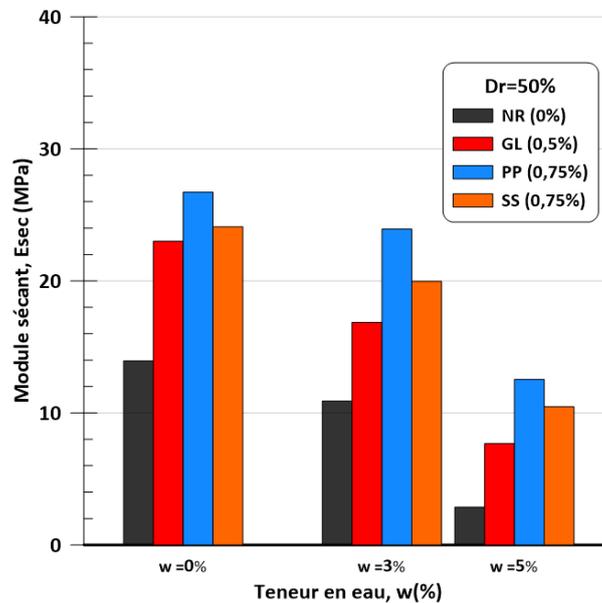


Figure 5.23 : Variation du module sécant en fonction du type de renforcement et de la teneur en eau.

5.4.8. Effort résiduel

La figure 5.24 montre l'effet de la teneur en eau et du type de fibres sur la résistance au cisaillement résiduel non drainée (S_{us}) d'échantillons de sable de Chlef non renforcés et renforcés par différents types de fibres reconstitués pour un état initial de densité relative moyenne $Dr = 50\%$ et soumis à une contrainte de confinement $p'_c=100$ kPa. Les résultats expérimentaux indiquent que les échantillons secs montrent une résistance au cisaillement résiduel non drainé plus élevée que ceux des échantillons humides à différents teneurs en eau. Egalement il est à noter que l'augmentation de la teneur en eau influe négativement sur l'amélioration de l'effort résiduel. Cette tendance est expliquée par Della et al. (2014) par la présence de molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) ; ces dernières favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon inhibant ainsi le contact entre les grains du sol.

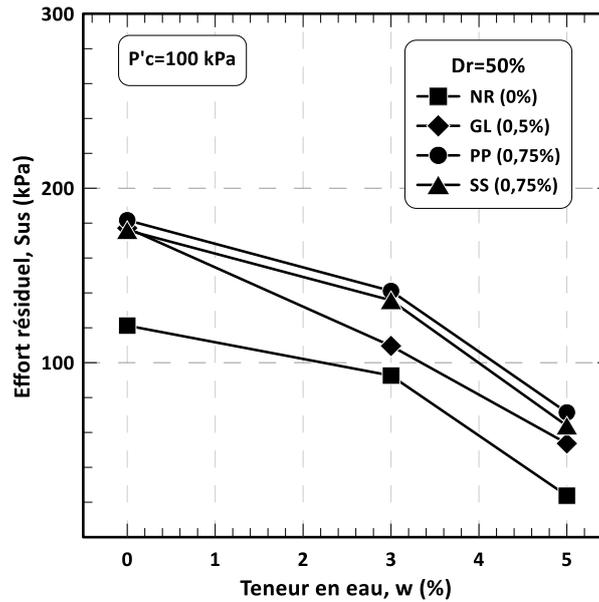


Figure 5.24 : Variation de l'effort résiduel en fonction du type de fibre et de la teneur en eau.

5.5. Conclusion

Dans ce chapitre, les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés réalisés sur le sable de Chlef naturel renforcé ont été présentés. Les résultats trouvés sont montrés en termes de résistance à la liquéfaction statique (résistance au cisaillement non drainée) et la surgénération de pression interstitielle. Cette série d'essais a permis également de déterminer les caractéristiques mécaniques du sable renforcé.

- Les résultats ont montré que l'introduction d'inclusions en fibre augmente considérablement le déviateur de contrainte du sol, améliore les caractéristiques mécaniques du sable et amplifie le caractère contractant en augmentant la valeur de la pression interstitielle au pic de celui-ci. Les fibres de polypropylène ont un taux d'amélioration plus prononcé que les autres fibres étudiées, la différence dans les performances des sols renforcés par fibres est largement due à la rugosité de surface et à la résistance à la traction de la fibre.
- La contrainte de confinement et la densité relative ont un effet significatif sur la résistance du sable non renforcé et du sable renforcé par différents types de fibres. En revanche, l'effet du renforcement est largement influencé par l'état initial de l'échantillon. L'augmentation de la contrainte de confinement et /ou de la densité relative réduit l'efficacité du renforcement. L'inclusion des fibres diminue la dilatance du sable plus particulièrement pour les contraintes de confinement élevées.

- La teneur en eau influe directement sur le mécanisme de renforcement par fibres en réduisant le frottement renfort-grains de sable conduisant ainsi à une diminution des caractéristiques mécaniques du sable et à une augmentation de la génération de surpressions interstitielles. Néanmoins l'efficacité du renforcement est plus prononcée dans les échantillons du sol les plus instables (densité relative et confinement faibles, teneur en eau élevée).
- Il est communément admis que l'inclusion de fibres dans la masse du sol sableux augmente la surpression interstitielle. Ceci est perçu comme un aspect négatif dans l'ingénierie géotechnique du fait que la liquéfaction du sol se produit une fois que la pression interstitielle de l'eau a atteint une limite de sécurité (la pression de confinement initiale). Cependant, il est à noter que l'effet de confinement spatial du renforcement par fibres augmente le confinement initial du composite sol-fibre altérant sa limite de sécurité. En effet, il a été constaté que le renforcement par fibres réduit le potentiel d'un sol à la liquéfaction.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le séisme d'octobre 1980 qui a secoué la région de Chlef, a constitué l'élément déclencheur dans la détermination de la liquéfaction comme cause majeure des dommages occasionnés par le phénomène sismique qu'il soit modéré ou important. La liquéfaction a fait ainsi l'objet de plusieurs recherches à l'université de Chlef, notamment au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) en collaboration avec des laboratoires étrangers comme celui de Sakarya en Turquie. Ces recherches ont porté essentiellement sur le sable d'oued Chlef et ce dans l'intention d'une meilleure compréhension de ce phénomène. Des expérimentations ont été en conséquence menées sur le sable de Chlef en vue de son amélioration et, dans le prolongement, de la remédiation au risque d'instabilité dû au phénomène de la liquéfaction telle que l'utilisation des inclusions géosynthétiques.

Le présent travail s'est fixé comme objectif, l'amélioration des sols granulaires et vient s'intégrer de ce fait aux travaux de recherche menés au sein du laboratoire LSME. Il a été réalisé dans le but de bien comprendre le comportement mécanique du sable de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène, de verre et de sisal. Pour cela, un programme d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et à l'appareil triaxial au laboratoire ont été réalisés sur des échantillons reconstitués du sable de Chlef non renforcé et renforcé par des pourcentages de fibres de 0, 0.25, 0.5, 0.75 et 1%, préparés à deux états de densité, moyennement dense et dense, sous trois pressions de confinement (50, 100 et 200 kPa). Cette étude nous a permis d'analyser les effets de certains paramètres tels l'ajout de fibres, le teneur en fibre, le type de fibre, la densité relative, et la pression de confinement.

Nous avons été amenés, à l'issue de cette recherche, à formuler certaines conclusions et à entrevoir des pistes de recherche qui gagnent à être approfondies dans des travaux futurs. Les principales conclusions générales découlant de ces travaux sont les suivantes :

Les résultats des essais de comportement mécanique sur les sables moyennement denses et denses ont montré une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du pourcentage des fibres. Cependant, il existe une teneur en fibre optimale pour chaque type de fibre, qui une fois dépassée, l'inclusion en fibre influe négativement sur le comportement du composite sol-fibre. Selon les résultats trouvés, il est à noter que les valeurs de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne (ϕ) augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et montrent un maximum pour un taux de 0.5, 0.75% et 0.75% pour des fibres de verre, polypropylène et de sisal, respectivement.

Il est aussi à noter que l'efficacité du renforcement est fortement influencée par l'effort normal et l'état de densité de l'échantillon. La variation du coefficient de renforcement (S_r) a révélé une efficacité plus importante du renforcement pour la densité relative moyenne ($D_r=50\%$) par rapport à celle du cas dense ($D_r=80\%$). Il a été déduit, au vu de ces constatations que le renforcement fonctionne considérablement dans les échantillons du sol les plus instables (une densité relative et un niveau de consolidation faibles). Cela est dû à l'effet de l'effort normal qui engendre une amplification de la phase de contractance du sable non renforcé et renforcé.

Aussi, un programme d'essais de compression monotone au laboratoire a été réalisé sur des échantillons reconstitués du sable de Chlef non renforcé et renforcé par des pourcentages de fibres de 0, 0.5, 0.75 et 0.75%, à deux états de densité, moyennement dense et dense, sous trois pressions de confinement (50, 100 et 200 kPa) préparés selon deux méthodes de dépôt à savoir la pluviométrie à sec et le dommage humide, en utilisant un dispositif expérimental constitué de l'appareil triaxial en condition non drainée. Cette étude nous a permis d'analyser les effets de certains paramètres tels l'inclusion de fibres, les propriétés des fibres, la densité relative la méthode de préparation et le confinement.

Il est à noter que les inclusions de fibres limitent l'épandage latéral du sol connu comme l'un des résultats de la liquéfaction. En effet le spécimen de sable renforcé maintient une certaine stabilité même après le retrait de sa membrane. L'ajout de fibres entraîne une augmentation de la contrainte au cisaillement en réduisant la localisation des déformations latérales en créant une résistance supplémentaire au frottement.

A une teneur en fibre fixe, le comportement des sols renforcés par fibres est principalement gouverné par les caractéristiques des fibres. Les inclusions ayant une résistance à la traction plus importante ont montré des valeurs de déviateur de contrainte plus importante. En plus de la résistance à la traction, l'influence de la rugosité de surface est aussi dominante sur la résistance des sols granulaire renforcés.

Il est également à noter que les échantillons préparés par la méthode de pluviométrie à sec montrent une résistance accrue et présentent un comportement plus dilatant que ceux préparés par la méthode de dommage humide. La méthode de fabrication des échantillons par dommage humide produit donc des spécimens plus instables. Cette tendance est expliquée par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de dommage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au

cours de la phase du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le frottement entre les grains.

De nombreux chercheurs ont rapporté l'aspect négatif qu'apporte le renforcement par fibre sur la génération de surpressions interstitielles des sols renforcés par fibre. Il est bien connu que l'inclusion de fibre dans la masse du sol augmente le caractère contractant de celui-ci. En principe, cet aspect rend le sol renforcé plus exposé au phénomène de liquéfaction. Cependant, la liquéfaction du sol se produit une fois que la pression interstitielle de l'eau atteint une limite de sécurité (la pression de confinement initiale). Toutefois, pour les échantillons renforcés, la limite de sécurité représente une addition entre la pression de confinement initiale et une pression de confinement créée par le renfort ($p'_c + p'_c^R$). En effet, à une teneur en eau $w=5\%$ l'échantillon de sol non renforcé a montré un cas de quasi-liquéfaction statique. Néanmoins, tous les échantillons renforcés ont montré une résistance au phénomène.

En perspective, étant donné que la région de Chlef est une région connue par sa sismicité, il serait intéressant de réaliser une série d'essais à l'appareil triaxial cyclique pour étudier la performance du sable de Chlef non renforcé et renforcé par fibre aléatoirement distribuée à la liquéfaction cyclique « liquéfaction vraie », ainsi que l'influence des propriétés physiques et rhéologiques des fibres sur celle-ci.

Le développement d'un modèle de prédiction et/ou de simulation du comportement à la liquéfaction du sable de Chlef renforcé par fibre à partir des résultats expérimentaux et des modèles de calcul existant dans la littérature est une piste intéressante à approfondir.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abtahi, M., Ebadi Ahsan, F., Hejazi, S. M., & Sheikhzadeh, M. (2008, October). On the use of textile fibers to achieve mechanical soil stabilization. In *4th International Textile, Clothing & Design Conference–Magic World of Textiles*.
- Aggarwal, P., & Sharma, B. (2010). Application of jute fiber in the improvement of subgrade characteristics. *International journal on transportation and urban development*, 1(1), 56-58.
- Al Adili, A., Azzam, R., Spagnoli, G., & Schrader, J. (2012). Strength of soil reinforced with fiber materials (Papyrus). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 48(6), 241-247.
- Al-Refeai, T. O. (1991). Behavior of granular soil reinforced with discrete randomly oriented inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, 10(4), 319–333.
- Amini, F., & Qi, G. Z. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(3), 208-217.
- Amini, F., & Sama, K. M. (1999). Behavior of stratified sand–silt–gravel composites under seismic liquefaction conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(6), 445-455.
- Amini, P. F., & Noorzad, R. (2018). Energy-based evaluation of liquefaction of fiber-reinforced sand using cyclic triaxial testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 45-53.
- Arab A., Sadek M., Belkhatir M., Shahrou I., 2013, “Monotonic Preloading Effect on the liquefaction resistance of Chlef silty sand: A Laboratory Study,” *Arabian Journal For Science and Engineering*, 39(2), 1–10.
- Arab, A. (2008). Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique. *PhD diss., University of Sciences and Technology of Oran, Oran, Algeria*.
- Arab, A. (2009). Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux. *Comptes Rendus Mécanique*, 337(8), 621-631.
- Arab, A., & Shahrou, I. (2010, October). ETUDE EN LABORATOIRE DE L'AMELIORATION DES SOLS PAR L'AUGMENTATION DE LA DENSITE RELATIVE. In *Symposium international sur la construction en zone sismique. Université Hassiba Benbouali de Chlef*.
- Babu, G. S., Vasudevan, A. K., & Haldar, S. (2008). Numerical simulation of fiber-reinforced sand behavior. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(2), 181-188.
- Baley, C. (2005). *Fibres naturelles de renfort pour matériaux composites*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Bao, X., Jin, Z., Cui, H., Ye, G., & Tang, W. (2020). Static liquefaction behavior of short discrete carbon fiber reinforced silty sand. *Geosynthetics International*, 27(6), 606-619.
- Baziar, M. H., & Jafarian, Y. (2007). Assessment of liquefaction triggering using strain energy concept and ANN model: capacity energy. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(12), 1056-1072.
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99-112.

- Belhouari, F., Bendani, K., Missoum, H., & Derkaoui, M. (2015). Undrained static response of loose and medium dense silty sand of Mostaganem (Northern Algeria). *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(5), 1327-1342.
- 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), 922-931.
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique* (Doctoral dissertation, Marne-la-vallée, ENPC).
- Benahmed, N., Canou, J., & Dupla, J. C. (2004). Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes rendus mécanique*, 332(11), 887-894.
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Sadek, M., & Kadri, A. (2015). Laboratory study on shear strength behaviour of reinforced sandy soil: effect of glass-fibre content and other parameters. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41(4), 1343-1353.
- Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P., & Arab, A. (2020). Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-12.
- Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J., & Dupla, J. C. (2015). Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(2), 605-618.
- Bordoloi, S., Garg, A., & Sekharan, S. (2017). A review of physio-biochemical properties of natural fibers and their application in soil reinforcement. *Advances in Civil Engineering Materials*, 6(1), 323-359.
- Bordoloi, S., Hussain, R., Garg, A., Sreedeeep, S., & Zhou, W. H. (2017). Infiltration characteristics of natural fiber reinforced soil. *Transportation Geotechnics*, 12, 37-44.
- Bouaricha, L., & Henni, A. D. (2019). Combined Effect of Layers Number and the Glass Fiber Type on the Shear Strength Characteristics of Chlef sandy soil. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 44(1), 107-114.
- Bouaricha, L., Henni, A. D., & Lancelot, L. (2017). A laboratory investigation on shear strength behavior of sandy soil: effect of glass fiber and clinker residue content. *StudiaGeotechnicaetMechanica*, 39(4), 3-15.
- Bouferra R. and Shahrour I., 2004, “Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand”, *Ground Improvement*, vol. 8, n° 1, (2004), p. 1–5.
- Bouferra, R. (2000). *Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols* (Doctoral dissertation, Lille 1).
- Bouferra, R., Benseddiq, N., & Shahrour, I. (2007). Saturation and preloading effects on the cyclic behavior of sand. *International journal of geomechanics*, 7(5), 396-401.
- Boutaraa, Z., Arab, A., Bouferra, R., & Sadek, M. (2020). Soil densification effect on the behaviour of Chlef sand (Algeria) under static and cyclic loading: A laboratory investigation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(6), 6641-6655.

- Canou J., El Hachem M. & Kattan A., 1990, "Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche," 25eme Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.
- Canou J., Thorel L., de Laure E., Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable, in : C. R. 10ème Conf. Europ. de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Florence, vol. 1, 1991, pp. 49–52.
- Casagrande A. (1975) « Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review», Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Seris N° 88.
- Casagrande A. (1975): « Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review», Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Seris N° 88.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *J. Boston Society of Civil Engineers*, 23(1), 13-32.
- Casagrande, M. D., Coop, M. R., & Consoli, N. C. (2006). Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1505-1508.
- Castro et al. (1969) « Liquefaction of sands», Phd.thesis, Harvard University, Cambridge, MA.
- Castro G., & Poulos S., 1977, "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility," *Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp. 501-516.
- Chegenizadeh, A., & Nikraz, H. (2012). Performance of fiber reinforced clayey sand composite. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 6(2), 147-152.
- Claria, J. J., & Vettorelo, P. V. (2016). Mechanical behavior of loose sand reinforced with synthetic fibers. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 53(1), 12-18.
- Consoli, N. C., Casagrande, M. D. T., & Coop, M. R. (2007). Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. *Géotechnique*, 57(9), 751-756.
- Consoli, N. C., Casagrande, M. D., Prietto, P. D., and Thomé, A. N., (2003), "Plate load test on fiber-reinforced soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(10), 951-955.
- Consoli, N. C., Montardo, J. P., Prietto, P. D. M., & Pasa, G. S. (2002). Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(6), 462-472.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., and Ulbrich, L. A., (1999), "The behavior of a fiber reinforced cemented soil", *Ground Improvement*, 3(1), 21-29.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D., and Ulbrich, L. A., (1998), "Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1211-1214.
- Dano, C. (2001). *Comportement mécanique des sols injectés* (Doctoral dissertation, Ecole Centrale de Nantes (ECN)).

- Della, N., & Feia, S. (2018). Experimental investigation on the effect of the mode of deposition on the pore-access size distribution of sand. *Geomechanics and Geoengineering*, 13(1), 33-41.
- Della, N., Arab, A., & Belkhatir, M. (2011). Static liquefaction of sandy soil: An experimental investigation into the effects of saturation and initial state. *Acta mechanica*, 218(1), 175-186.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M., & Missoum, H. (2009). Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction. *Comptes Rendus Mécanique*, 337(5), 282-290.
- Della, N., Belkhatir, M., Arab, A., Canou, J., & Dupla, J. C. (2014). Effect of fabric method on instability behavior of granular material. *Acta Mechanica*, 225(7), 2043-2057.
- Della, N., Missoum, H., Arab, A., & Belkhatir, M. (2010). Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on the mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 54(2), 107-116.
- Della, N., Muhammed, R. D., Canou, J., & Dupla, J. C. (2016). Influence of initial conditions on liquefaction resistance of sandy soil from Chlef region in Northern Algeria. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1971-1983.
- Denine, S., Della, N., Dlawar, M. R., Sadok, F., Canou, J., & Dupla, J. C. (2016). Effect of geotextile reinforcement on shear strength of sandy soil: laboratory study. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 38(4), 3-13.
- Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. *Geotextiles and geomembranes*, 28(3), 238-250.
- Durville, J. L., & Méneroud, J. P. (1982). Geomorphological Phenomena Induced by the El Asnam Earthquake, Algeria. *Bull. Liaison. Labo. Ponts. et Chaussées, Juillet-Août*, 120, 13-23.
- Erten, D., & Maher, M. H. (1995). Cyclic undrained behavior of silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14(2), 115-123.
- Eskisar, T., Karakan, E., & Altun, S. (2016). Effects of fibre reinforcement on liquefaction behaviour of poorly graded sands. *Procedia engineering*, 161, 538-542.
- Flitti, A., Della, N., De Kock, T., Cnudde, V., & Verástegui-Flores, R. D. (2019). Effect of initial fabric on the undrained response of clean Chlef sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-16.
- Freitag, D. R. (1986). Soil randomly reinforced with fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), 823-826.
- Frost, J. D., & Han, J. (1999). Behavior of interfaces between fiber-reinforced polymers and sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(8), 633-640.
- Gay et al. (2003) « Laboratory characterization of hostun RF sand at very low confining stresses », In Deformation Characteristics of geomaterials, A.A.Belkema, Di Benedetto et al. (eds), Lyon , pp.423-430
- Ghadr, S. (2020). Effect of grain size on undrained anisotropic behaviour of sand–fibre composite. *Transportation Geotechnics*, 22, 100323.

- Ghavami, K., Toledo Filho, R. D., & Barbosa, N. P. (1999). Behaviour of composite soil reinforced with natural fibers. *Cement and Concrete Composites*, 21(1), 39-48.
- Ghiassian, H., Jamshidi, R., & Tabarsa, A. R. (2008). Dynamic performance of Toyoura sand reinforced with randomly distributed carpet waste strips. In *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV* (pp. 1-13).
- Gowthaman, S., Nakashima, K., & Kawasaki, S. (2018). A state-of-the-art review on soil reinforcement technology using natural plant fiber materials: Past findings, present trends and future directions. *Materials*, 11(4), 553.
- Gray, D. H., & Al-Refeai, T. (1986). Behavior of fabric-versus fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), 804-820.
- Gray, D. H., & Al-Refeai, T. (1986). Behavior of fabric-versus fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8), 804-820.
- Gray, D. H., & Ohashi, H. (1983). Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of geotechnical engineering*, 109(3), 335-353.
- Greenwood, J. R. (2006). SLIP4EX—A program for routine slope stability analysis to include the effects of vegetation, reinforcement and hydrological changes. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(3), 449-465.
- Greenwood, J. R., Norris, J. E., & Wint, J. (2004). Assessing the contribution of vegetation to slope stability. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 157(4), 199-207.
- Habib P. & Luong M.P. (1978) : « Sols pulvérulents sous chargement cyclique», Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique», école Polytechnique, Sept. 28-29, pp 49-79.
- Hamane, M., Bensafi, M., Nedjar, D., Djellouli, F., Ramdane, K. E., Hamada, M., ... & Saito, T. (2007). Dommages provoqués par le séisme de Boumerdes et recommandations pour la réduction du risque sismique. In *7ème Colloque National AFPS*.
- Ibraim, E., & Fourmont, S. (2007). Behaviour of sand reinforced with fibres. In *Soil stress-strain behavior: Measurement, modeling and analysis* (pp. 807-818). Springer, Dordrecht.
- Ibraim, E., Diambra, A., Russell, A. R., Wood, D. M., (2012), “Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands”, *Geotext Geomembr* 34,69–79.
- Ibraim, E., Diambra, A., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), 374-385.
- Ishihara K, & Takatsu H, (1979) "Effects of overconsolidation and K_0 conditions the liquefaction characteristics of sands", *Soils and Foundations*, Tokyo, Japon, PP.59-68.
- Ishihara K. & Yasuda S., 1975, “Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation,” *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp. 45- 59.
- Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda, S., 1975, “Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses,” *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.

- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, 12-16 august 1985. *Publication of : balkema (aa)*.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451.
- Ishihara, K., & Okada, S. (1978). Effects of stress history on cyclic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 18(4), 31-45.
- Ishihara, K., & Tsukamoto, Y. (2004). Cyclic strength of imperfectly saturated sands and analysis of liquefaction. *Proceedings of the Japan Academy, Series B*, 80(8), 372-391.
- Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., & Kamada, K. (2001). Keynote lecture: Recent studies on liquefaction resistance of sand-effect of saturation.
- Jamshidi, R., Towhata, I., Ghiassian, H., & Tabarsa, A. R. (2010). Experimental evaluation of dynamic deformation characteristics of sheet pile retaining walls with fiber reinforced backfill. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(6), 438-446.
- Jewell, R. A., & Wroth, C. P. (1987). Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique*, 37(1), 53-68.
- Kar, R. K., Pradhan, P. K., & Naik, A. (2014). Effect of randomly distributed coir fibers on strength characteristics of cohesive soil. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19, 1567-1583.
- Khattak, M. J., & Alrashidi, M. (2006). Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures. *The International Journal of Pavement Engineering*, 7(1), 53-62.
- Khebizi, W., Della, N., Denine, S., Canou, J., & Dupla, J. C. (2018). Undrained behaviour of polypropylene fiber reinforced sandy soil under monotonic loading. *Geomechanics and Geoengineering*, 14(1), 30-40.
- Kishore, J., & Rao, K. (1986). Moisture absorption characteristics of natural fiber composites. *J Reinf Plast Compos*, 5, 141-50.
- Koester J.P., 1994, "The influence of fine type and content on cyclic strength", Ground failures under seismic conditions, Geotechnical Special Publication N° 44, ASCE, pp. 17-33.
- Konrad J. K., 1990a, "Minimum undrained strength of two sands," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116., No. 6, pp. 932-947.
- Konrad, J.-K., 1990b, "Minimum undrained strength versus steady - state strength of sands," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116., No. 6, pp. 948-963.
- Kramer S.L. & Seed H.B., 1988, "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114., No. 4, pp. 412-430.
- Krim, A., el Abidine Zitouni, Z., Arab, A., & Mostéfa, B. (2013). Identification of the behavior of sandy soil to static liquefaction and microtomography. *Arabian Journal of Geosciences*, 6(7), 2211-2224.

- Kuerbis, R., Negussey, D., & Vaid, Y. P. (1988). Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. *Geotechnical special publication*, (21), 330-345.
- Ladd R., Dobry R., Dutko P., Yokel, F.Y. & Chung R.M., 1989, "Pore-water pressure build-up in clean sands because of cyclic straining," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 1, pp. 77-86.
- Ladd, R. S. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(10), 1180-1184.
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 918-928.
- Latha, G. M., & Murthy, V. S. (2007). Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), 23-32.
- Law, K. T., & Ling, Y. H. (1992). Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines. In *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engineering* (Vol. 3, pp. 1491-1496).
- Lee K.L. (1965): «Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions», PhD, University of California, Berkeley, California, 521p.
- Lee, K. L., & Seed, H. B. (1967). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(1), 47-70.
- Li, J., Tang, C., Wang, D., Pei, X., & Shi, B. (2014). Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(2), 133-137.
- Li, W., Chai, S. X., Zhang, H. Y., & Shi, Q. (2018). Mechanical properties of soil reinforced with both lime and four kinds of fiber. *Construction and Building Materials*, 172, 300-308.
- Liang, L. (1995). *Development of an energy method for evaluating the liquefaction potential of a soil deposit* (Doctoral dissertation, Case Western Reserve University).
- Liu, J., Wang, G., Kamai, T., Zhang, F., Yang, J., & Shi, B. (2011). Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring-shear tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(5), 462-471.
- Luong M.P. (1978) : «Etat caractéristique du sol», C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.
- Luong M.P. (1980) : « Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents», revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.
- Maher, H., Gray, H., (1990), "Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers", *J Geotech Eng ASCE*, 116, 1661-77.
- Maher, M. H. (1988). *Static and dynamic force response of sands reinforced with discrete, randomly distributed fibers* (Doctoral dissertation, University of Michigan).
- Maher, M. H., & Gray, D. H. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of geotechnical engineering*, 116(11), 1661-1677.

- Maher, M. H., & Ho, Y. C. (1994). Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(8), 1381-1393.
- Mahmoudi, Y., Taiba, A. C., Belkhatir, M., & Schanz, T. (2016). Experimental investigation on undrained shear behavior of overconsolidated sand-silt mixtures: effect of sample reconstitution. *Geotechnical Testing Journal*, 39(3), 515-523.
- Mattone, R. (2005). Sisal fibre reinforced soil with cement or cactus pulp in bahareque technique. *Cement and Concrete Composites*, 27(5), 611-616.
- Meghachou, M. (1993). *Stabilité des sables lâches: essais et modélisations* (Doctoral dissertation, Grenoble 1).
- Michalowski, R. L. (1997). Limit stress for granular composites reinforced with continuous filaments. *Journal of engineering mechanics*, 123(8), 852-859.
- Michalowski, R. L., & Čermák, J. (2003). Triaxial compression of sand reinforced with fibers. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(2), 125-136.
- Michalowski, R. L., & Zhao, A. (1996). Failure of fiber-reinforced granular soils. *Journal of geotechnical engineering*, 122(3), 226-234.
- Michalowski, R. L., (2008), "Limit analysis with anisotropic fibre reinforced soil", *Geotechnique* 58(6), 489-501.
- Mitchell, K., and Soga, K. 2005. *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- Mohkam M. (1983) : « Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques », Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.
- Mujah, D., Ahmad, F., Hazarika, H., and Safari, A., (2013), "Evaluation of the mechanical properties of recycled glass fibers-derived three dimensional geomaterial for ground improvement", *Journal of cleaner production*, 52, 495-503.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. & Arulanadan K. (1977): «Effects of sample preparation on sand liquefaction », *J. Geotech. Div.*, vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.
- Musenda, C. (1999). *Investigations on the effects of using discrete randomly distributed fiber reinforcement in expansive foundation soils*. The University of Texas at Arlington.
- Nilsson, L. (1975). Reinforcement of concrete with sisal and other vegetable fibres. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 76, 30405.
- Palmeira, E. M., & Milligan, G. W. (1989). Large scale direct shear tests on reinforced soil. *Soils and foundations*, 29(1), 18-30.
- Pecker A., 1984, "Dynamique des sols," Presses des Pont et Chaussées, Paris.
- Prabakar, J., & Sridhar, R. S. (2002). Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behaviour of soil. *Construction and Building materials*, 16(2), 123-131.

- Puppala, A. J., & Musenda, C. (2000). Effects of fiber reinforcement on strength and volume change in expansive soils. *Transportation Research Record*, 1736(1), 134-140.
- Ramesh, H. N., Manoj Krishna, K. V., & Mamatha, H. V. (2010). Compaction and strength behavior of lime-coir fiber treated Black Cotton soil. *Geomechanics & engineering*, 2(1), 19-28.
- Ranjan, G., Vasani, R. M., & Charan, H. D. (1996). Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. *Journal of geotechnical engineering*, 122(6), 419-426.
- Ravishankar, U., & Raghavan, S. (2004, December). Coir stabilised lateritic soil for pavements. In *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Ahmedabad, India* (pp. 45-52).
- Romero, R. J. (2003). *Development of a constitutive model for fiber-reinforced soils*. University of Missouri-Columbia.
- Roscoe, K. H., Schofield, A., & Wroth, A. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8(1), 22-53.
- Rowell, R. M. (2000). Characterization and factors effecting fiber properties. *Natural polymers and agrofibers based composites*.
- Santoni, R. L., Tingle, J. S., & Webster, S. L. (2001). Engineering properties of sand-fiber mixtures for road construction. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(3), 258-268.
- Sathishkumar, T. P., Naveen, J. A., & Satheeshkumar, S. (2014). Hybrid fiber reinforced polymer composites—a review. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 33(5), 454-471.
- Savastano Jr, H., Warden, P. G., & Coutts, R. S. P. (2000). Brazilian waste fibers as reinforcement for cement-based composites. *Cement and Concrete Composites*, 22(5), 379-384.
- Seed H.B., Idriss I.M. & Lee K.L. (1975): « Dynamics analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 1971», *Journal Geotechnical Engineering*, division ASCE, vol. 101, GT 9, PP. 889-911.
- Seed, B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 105(ASCE 14380).
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, H. B., & Peacock, W. H. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(8), 1099-1119.
- Shao, W., Cetin, B., Li, Y., Li, J., and Li, L., (2014), “*Experimental investigation of mechanical properties of sands reinforced with discrete randomly distributed fiber*”, *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(4), 901-910.
- Sharma, V., Vinayak, H. K., & Marwaha, B. M. (2015). Enhancing compressive strength of soil using natural fibers. *Construction and Building Materials*, 93, 943-949.

- Sidaner J.F. (1981) : « Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents», Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris.
- Sladen, J. A., D'hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian geotechnical journal*, 22(4), 564-578.
- Tagnit-Hamou, A., Vanhove, Y., & Petrov, N. (2005). Microstructural analysis of the bond mechanism between polyolefin fibers and cement pastes. *Cement and concrete research*, 35(2), 364-370.
- Tang, C. S., Shi, B., & Zhao, L. Z. (2010). Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 54-62.
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., & Cai, Y. (2007). Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(3), 194-202.
- Tatsuoka, F., Maeda, S., Ochi, K., & Fujii, S. (1986). Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loadings. *Soils and Foundations*, 26(2), 73-90.
- Terzaghi K., 1925, "Principles of soil mechanics," Eng. News-Record. vol. 95, p. 832.
- Troncoso J.H., Verdugo R., 1985, "Silt content and dynamic behaviour of tailing sands," Proc, 12th Int. Conf.on soil Mech. And Found. Engrg, pp.1311-1314.
- Vaid Y.P., & Chern J.C., 1985, "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands," Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions ASCE, Convention, Detroit, Michigan, pp. 120-147.
- Vaid, Y. P., & Finn, W. L. (1979). Static shear and liquefaction potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(10), 1233-1246.
- Vasudev, D. (2007). Performance studies on rigid pavement sections built on stabilized sulfate soils.
- Verdugo R., 1992, "Characterisation of sandy soil behavior under large deformation," Ph.D. Thesis of University of Tokyo, 429 p.
- Verdugo R., 1992, "The critical state of sands," Discussion. *Géotechnique* 42, No. 4, pp. 655-658.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(2), 81-91.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(2), 81-91.
- Wang, Y. (Ed.). (2006). *Recycling in textiles*. Woodhead publishing.
- Wang, Z., Zhao, X. L., Xian, G., Wu, G., Raman, R. S., Al-Saadi, S., & Haque, A. (2017). Long-term durability of basalt-and glass-fibre reinforced polymer (BFRP/GFRP) bars in seawater and sea sand concrete environment. *Construction and Building Materials*, 139, 467-489.

- Wu, T. H., McOmber, R. M., Erb, R. T., & Beal, P. E. (1988). Study of soil-root interaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(12), 1351-1375.
- Yamashita, S., & Toki, S. (1993). Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths. *Soils and foundations*, 33(3), 92-104.
- Yang, J. (2002). Saturation effects of soils on ground motion at free surface due to incident SV waves. *Journal of engineering mechanics*, 128(12), 1295-1303.
- Yang, J., Savidis, S., & Roemer, M. (2004). Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(9), 975-979.
- Yetimoglu, T., & Salbas, O. (2003). A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(2), 103-110.
- Yoshimi, Y., & Oh-oka, H. (1975). Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. *Soils and foundations*, 15(3), 27-40.
- Yoshimine, M., & Ishihara, K. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and foundations*, 38(3), 189-198.
- Yoshimine, M., Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1999). Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 891-906.
- Zakikhani, P., Zahari, R., Sultan, M. T. H., & Majid, D. L. (2014). Extraction and preparation of bamboo fibre-reinforced composites. *Materials & Design*, 63, 820-828.
- Zhang, M. X., Javadi, A. A., & Min, X. (2006). Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4), 201-209.