

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

Abdelhamid FLITTI

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDRAULIQUE DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

Soutenue le 18 mars 2018 devant le jury composé de :

Ahmed ARAB	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Président
Noureddine DELLA	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Directeur de thèse
Hanifi MISSOUM	Professeur	Université de Mostaganem	Examineur
Mostefa BELKHATIR	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Examineur
Abdellah KRIM	MCA	Université de Tiaret	Examineur

AVANT-PROPOS

Avant tout, je remercie Allah le tout puissant qui m'a donné la force et la patience d'aller jusqu'au bout de cette thèse.

Ce travail de thèse a été effectué au sein de différentes structures de recherche :

- Laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) du département de génie civil de l'université de Chlef : essais de caractérisation physique des matériaux et essais de perméabilité ;
- Laboratoire de l'institut de Mécanique, Matériaux et Génie Civil - Génie Civil et Environnemental (iMMC-GCE) de l'université catholique de Louvain (UCL) : essais triaxiaux ;
- Laboratoire de génie civil de l'Institut Pascal (IP) de l'université Blaise Pascal à Clermont-Ferrand : essais de perméabilité ;
- Centre de tomographie aux rayons X de l'université de Gand (UGCT): analyse des échantillons par tomographie aux rayons X ;
- Département de géologie de l'université de Gand : traitement des résultats de tomographie.

Il m'est agréable d'adresser mes sincères remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'achèvement de ce modeste travail, ainsi qu'à tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui ont aidé à sa concrétisation. En particulier, je voudrais remercier:

Mon directeur de thèse, le Professeur Nouredine DELLA, pour la confiance et le soutien qu'il m'a accordés ainsi que pour les conseils qu'il m'a prodigués tout au long de cette thèse. Je ne peux que lui exprimer mon immense reconnaissance pour m'avoir fait partager son enthousiasme et son intérêt pour la recherche.

Docteur Ramiro Daniel VERÁSTEGUI FLORES qui m'a bien accueilli au cours de mes séjours (2015 et 2016) au sein du laboratoire de génie civil (iMMC-GCE) de l'Université Catholique de Louvain (UCL), et qui a contribué à l'enrichissement de ce travail par son aide et ses conseils. Qu'il reçoit ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Monsieur Ahmed ARAB, Professeur à l'Université de Chlef, qui a bien voulu présider le jury de ma soutenance et donner ses appréciations pertinentes.

Monsieur Hanifi MISSOUM, Professeur à l'Université de Mostaganem, Monsieur Mostefa BELKHATIR, Professeur à l'Université de Chlef, Monsieur Abdellah KRIM, Maître de conférences à l'Université de Tiaret, 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.

Professeur Pierre BREUL, Docteur Claude BACCONNET et Docteur Mathilde MORVAN du laboratoire de génie civil du Polytech Clermont Ferrand (Institut Pascal) de l'Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand, qui m'ont bien accueilli au cours de mon séjour (2014) au sein du laboratoire, m'apportant assistance et encouragement.

Mme Veerle CNUUDE, Professeur à l'Université de Gand, et Monsieur Tim DE KOCK, Docteur à l'Université de Gand qui m'ont donné la chance de traiter les résultats de tomographie au sein du département de géologie de l'Université de Gand (Ghent University) et qui m'ont aidé durant le processus de traitement.

Mes chers parents et mes frères et sœurs pour leur aide et leur soutien apporté tout au long de mes études.

Mes collègues d'option "structures et géotechnique", Monsieur Mohammed CHEMMAM, enseignant au Centre Universitaire de Relizane, et Monsieur Stéphane GORSKI, technicien au laboratoire de génie civil (iMMC-GCE) de l'UCL.

SOMMAIRE

RESUME	I
RESUME EN ANGLAIS	II
RESUME EN ARABE	III
NOTATIONS	IV
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS	
1.1 Introduction	4
1.2 Résistance au cisaillement.....	6
a) Essai de cisaillement direct à la boîte	6
b) Essai triaxial	6
1.3 Notions rhéologiques des matériaux	7
1.3.1 Etat critique.....	7
1.3.2 Etat stable de déformation	8
1.3.3 Etat caractéristique.....	9
a. Notions de contractance et dilatance	9
b. Etat Caractéristique	9
1.4 Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique	11
1.4.1 Comportement des sables sous chargement monotone	11
a. Essai drainé	11
b. Essai non drainé	12
1.4.2 Comportement des sables sous chargement cyclique	13
1.5 Paramètres influençant le comportement mécanique des sols	15
1.5.1 Influence de la densité relative	15
1.5.2 Influence de la pression de confinement.....	18
1.5.3 Influence de la saturation	20
1.5.4 Influence de la teneur en fines	22
1.5.5 Influence de la méthode de préparation des échantillons	25
1.5.6 Influence de la surconsolidation	29
1.5.7 Influence du préchargement.....	31

1.6 Conclusion.....	34
---------------------	----

Chapitre 2 : ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES SOLS

2.1 Introduction	36
2.2 Ecoulement de l'eau dans les sols	36
2.3 Loi de Darcy.....	37
2.4 Validité de la loi de Darcy.....	38
a. Sables grossiers – graviers	38
b. Sols fins.....	39
2.5 Conductivité hydraulique	41
2.6 Mesure de la conductivité hydraulique	41
a. Mesure au laboratoire.....	41
Essai à charge constante	41
Essai à charge variable	42
b. Mesure in situ.....	42
2.7 Conductivité hydraulique des terrains stratifiés	43
2.8 Formules empiriques pour calculer la conductivité hydraulique	44
2.9 Paramètres affectant la conductivité hydraulique	46
2.9.1 Influence de la taille des gains	46
2.9.2 Influence de la teneur en eau et l'énergie de compactage	47
2.9.3 Influence de la teneur en fines	49
2.9.4 Influence de la saturation	50
2.9.5 Influence de l'indice des vides et de la densité relative.....	51
2.9.6 Influence de la température.....	53
2.10 Conclusion.....	54

CHAPITRE 3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

3.1 Introduction	57
3.2 Matériaux utilisés	57
3.3 Dispositif expérimental et mode opératoire	59
3.3.1 Boite de cisaillement direct.....	60
3.3.2 Appareil triaxial	60

A. Composants	60
B. Procédure expérimentale	62
C. Essais de répétabilité.....	66
3.3.3 Perméamètre	67
3.4 Conclusion.....	69

CHAPITRE 4 : INFLUENCE DE LA METHODE DE PREPARATIONS DES ECHANTILLONS SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

4.1 Introduction	71
4.2 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique.....	71
4.2.1 Évaluation de la structure initiale des échantillons par tomographie aux rayons X	71
4.2.2 Résultats des essais triaxiaux de compression sous chargement monotone.....	80
a. Essais non drainés	81
b. Essais drainés	87
4.2.3 Résultats des essais de cisaillement direct à la boîte.....	92
4.3 Influence de la méthode de préparation sur la conductivité hydraulique.....	95
4.4 Conclusion.....	96

CHAPITRE 5 : INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

5.1 Introduction	99
5.2 Influence de quelques paramètres sur le comportement mécanique	99
5.2.1 Influence de la pression du confinement	99
5.2.2 Influence de la densité relative initiale	101
5.2.3 Influence de la teneur en fines	106
5.2.4 Influence de la saturation	111
5.2.5 Influence de la taille des grains solides	113
5.3 Influence de quelques paramètres sur la conductivité hydraulique.....	115
5.3.1 Influence de la teneur en fines	115
5.3.2 Influence de la densité relative, la porosité et la teneur en eau.....	116
5.3.3 Influence de la taille des grains solides	118
5.4 Conclusion.....	119

CONCLUSION GENERALE	121
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	123

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

Figure 1.1 : Phénomène de liquéfaction causé par le séisme de Chlef 1980	4
Figure 1.2 : Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes (figures d'après Benahmed, 2001).....	5
Figure 1.3 : Principe de l'essai de cisaillement à la boîte : (a) début de l'essai ; (b) durant le déplacement relatif (Head et Epps, 2011)	6
Figure 1.4 : Principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997).....	7
Figure 1.5 : Représentation de l'état critique (figure d'après Bahda, 1997).....	8
Figure 1.6 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand" (Castro, 1969 ; figures d'après Canou, 1989).....	9
Figure 1.7 : Etat caractéristique (Luong, 1978 ; figures d'après Bahda, 1997)	10
Figure 1.8 : Résultats des essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de la rivière de Sacramento, état lâche (Lee, 1965 ; figure d'après Holtz et Kovacs, 1981).....	11
Figure 1.9 : Résultats des essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de la rivière de Sacramento, état dense (Lee, 1965 ; figure d'après Holtz et Kovacs, 1981)	12
Figure 1.10 : Résultats typique de trois essais triaxiaux monotones non drainés (A, B, C) et un essai drainé (D) (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969)	12
Figure 1.11 : Différents types de comportement observés sous chargement cyclique (d'après Loret, 1987)	14
Figure 1.12 : Zones des différents comportements cycliques drainés du sable d'après Luong (1980).....	14
Figure 1.13 : Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable d'après Luong (1980).....	15
Figure 1.14 : Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro, 1969).....	16
Figure 1.15 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).....	16
Figure 1.16 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour, 2010).....	17
Figure 1.17 : Effet de la densité relative sur la réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef (Belkhatir et al., 2014)	17
Figure 1.18 : Influence de la pression de confinement sur la réponse non drainé du sable de Toyoura (Verdugo, 1992, figure d'après Yoshimine et Ishihara, 1998)	18

Figure 1.19 : Influence de la contrainte de confinement sur la résistance à la liquéfaction du sable de Fraser Delta " Fraser Delta sand " (Vaid et Sivathayalan, 1996)	19
Figure 1.20 : K_{σ} en fonction de la pression de confinement, sable de Fraser Delta (Vaid et Sivathayalan, 1996)	19
Figure 1.21 : Effet de la pression du confinement sur la résistance du sable de Chlef (Della et al., 2014).....	20
Figure 1.22 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al., 1978).....	21
Figure 1.23 : effet du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Yoshimi et al., 1989).....	21
Figure 1.24 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2014).....	22
Figure 1.25 : Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse drainée du sable de Chlef (Della et al., 2014).....	22
Figure 1.26 : Influence du teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable d'Hostun-argile de Kaolin (Bouferra et Shahrour, 2004)	23
Figure 1.27 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon (Arab, 2009).....	24
Figure 1.28 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon (Arab, 2009).....	24
Figure 1.29 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction du mélange sable d'Hostun-argile de Kaolin (Bouferra et Shahrour, 2004).....	25
Figure 1.30 : Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC (Arabe, 2009).....	25
Figure 1.31 : Effet du mode de dépôt sur la résistance cyclique du sable de Monterey (Mulilis et al., 1977).....	26
Figure 1.32 : Effet du mode de dépôt sur la réponse non drainée du sable limoneux de Lagunillas et Tia Juana (Zlatovic et Ishihara, 1997)	27
Figure 1.33 : Influence du mode de déposition des échantillons sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF (Benahmed et al., 2004)	27
Figure 1.34 : Effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009).....	28
Figure 1.35 : Effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance cyclique du sable de Toyoura : (a) $D_{rc} = 20\%$; (b) $D_{rc} = 50\%$ (Sze et Yang, 2014)	28
Figure 1.36 : Relation entre la résistance cyclique et la valeur d'OCR (Ishihara et Takatsu, 1979).....	29

Figure 1.37 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction d'un sable argileux (Bouferra, 2000).....	30
Figure 1.38 : Effet de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction du mélange sable de Rass-limon de Sidi-M'hamed, $F_c = 10\%$, $D_r = 65\%$ (Arab et Belkhatir, 2012).....	30
Figure 1.39 : Réponse non drainée du sable propre de Chlef (Djafar Henni et al., 2013)....	31
Figure 1.40 : Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, $DA = 5\%$, (a) $D_r = 70\%$; (b) $D_r = 50\%$ (Hyodo et al., 1991).....	32
Figure 1.41 : Influence du préchargement cyclique sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al., 2005).....	32
Figure 1.42 : Influence du préchargement sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-Limon de Chlef, $F_c = 10\%$ (Arab et Shahrour, 2008).....	33
Figure 1.43 : Effet du préchargement cyclique sur la résistance à liquéfaction du mélange sable de Rass-limon de Sidi-M'hamed, $F_c = 10\%$, $D_r = 65\%$ (Arab et Belkhatir, 2012).....	33

Chapitre 2 : ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES SOLS

Figure 2.1 : Expérience de Darcy (figure d'après Lambe et Whitman, 1969).....	38
Figure 2.2 : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et Low, 1963).....	39
Figure 2.3 : Vitesse d'écoulement en fonction du gradient hydraulique (Hansbo, 1960).....	40
Figure 2.4 : Vitesse d'infiltration et perméabilité, k , en fonction du gradient hydraulique pour une argile limoneuse (d'après Mitchell et Younger, 1967)	40
Figure 2.5 : Mesure de la conductivité hydraulique : (a) essai à charge constante ; (b) essai à charge variable (Holtz et Kovacs, 1981)	42
Figure 2.6 : Ecoulement en terrain stratifié : (a) écoulement parallèle à la stratification ; (b) écoulement perpendiculaire à la stratification (d'après Cassan, 2005)	43
Figure 2.7 : Variation de la perméabilité avec le diamètre moyen des grains (Masch et Denny, 1966).....	46
Figure 2.8 : Perméabilité d'une argile limoneuse à trois efforts de compactage (d'après Mitchell et al., 1965, figure à partir de Garcia-Bengochea, 1978).....	47
Figure 2.9 : Effet de l'énergie de compactage sur la perméabilité (Moussaï, 1993).....	48
Figure 2.10 : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al., 1965).....	48
Figure 2.11 : Conductivité hydraulique saturée pour différents teneurs en limon (Bandini et Sathiskumar, 2009).....	49
Figure 2.12 : Effet de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique, $\sigma_3' = 100$ kPa (Belkhatir et al., 2013).....	50

Figure 2.13 : Effet du degré de saturation sur la conductivité hydraulique d'une argile limoneuse compactée (Mitchell et al., 1965)	50
Figure 2.14 : Succion et conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation pour une argile compactée (Olson and Daniel, 1981)	51
Figure 2.15 : Conductivité hydraulique saturée pour différents indice des vides (Bandini et Sathiskumar, 2009).....	52
Figure 2.16 : Variation de la conductivité Hydraulique avec l'indice des vides, $\sigma_3' = 100$ kPa (Belkhatir et al., 2013).....	52
Figure 2.17 : Effet de la densité relative initiale sur la conductivité Hydraulique, $\sigma_3' = 100$ kPa (Belkhatir et al., 2013).....	53
Figure 2.18 : Relation entre la viscosité dynamique de l'eau et la température (basé sur les données de Kaye et Laby, 1973, figure à partir de Head et Epps, 2011).....	54
Figure 2.19 : Variation de la conductivité hydraulique avec à la température pour différentes densités sèches (Ren et al., 2014).....	54

CHAPITRE 3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

Figure 3.1 : Vues microphotographiques ; (a) sable propre de Chlef, (b) sable naturel de Chlef, (c) limon de Chlef.....	57
Figure 3.2 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés	58
Figure 3.3 : Variation de l'indice des vides maximal et minimal avec la teneur en fines.....	59
Figure 3.4 : Relation entre l'indice des vides maximal et minimal.....	59
Figure 3.5 : Boite de cisaillement utilisée (laboratoire de MDS de l'université de Chlef)...	60
Figure 3.6 : Dispositif Triaxial utilisé (laboratoire de génie civil, iMMC-GCE, de l'Université Catholique de Louvain, Belgique)	61
Figure 3.7 : Méthode de dépôt sec par entonnoir (DSE).....	63
Figure 3.8 : Méthode de déposition dans l'eau (DE)	64
Figure 3.9 : Méthode de déposition humide (DH)	64
Figure 3.10 : Echantillon prêt pour le test.....	65
Figure 3.11 : Essais de répétabilité ; (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	67
Figure 3.12 : Dispositifs de perméamètres utilisés : (a) laboratoire de MDS de l'université de Chlef ; (b) laboratoire de génie civil de l'Institut Pascal de l'université Blaise Pascal à Clermont Ferrand (France).....	68

CHAPITRE 4 : INFLUENCE DE LA METHODE DE PREPARATIONS DES ECHANTILLONS SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

Figure 4.1 : Reconstitution de l'image tridimensionnelle (Otani et al. 2000)	72
--	----

Figure 4.2 : Représentation schématique d'une coupe (composée de $n \times n$ voxels), (Lenoir, 2006).....	72
Figure 4.3 : Scanner (HECTOR) utilisé dans cette étude (UGCT).....	73
Figure 4.4 : Coupes transversales et coupes longitudinales originales des échantillons scannés; de la gauche vers la droite, DSE, DE et DH.....	74
Figure 4.5 : Coupes transversales et coupes longitudinales binaires des échantillons scannés; de la gauche vers la droite, DSE, DE et DH.....	75
Figure 4.6 : Profils d'indice des vides des trois échantillons scannés : (a) direction X ; (b) direction Y ; (c) direction Z.....	77
Figure 4.7 : Coupes transversales originales de la région d'intérêt scannée.....	77
Figure 4.8 : Coupes transversales binaires de la région d'intérêt scannée.....	78
Figure 4.9 : Profils d'indice des vides des deux régions scannées : (a) direction X ; (b) direction Y ; (c) direction Z.....	79
Figure 4.10 : Images 3D des deux régions scannées situées au milieu des échantillons préparés par la méthode DSE et DH.....	80
Figure 4.11 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 88\%$, $\sigma'_c = 50$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	82
Figure 4.12 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 88\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	83
Figure 4.13 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 88\%$, $\sigma'_c = 200$ kPa) ; (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	84
Figure 4.14 : Effet de la méthode de préparation et du confinement sur le déviateur des contraintes ($D_r = 88\%$) : (a) déviateur à la transformation de phase ; (b) déviateur maximal.....	84
Figure 4.15 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	85
Figure 4.16 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 20\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	86
Figure 4.17 : Effet de la méthode de préparation et de la densité relative sur le déviateur des contraintes ($\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) déviateur à la transformation de la phase ; (b) déviateur maximal.....	87

Figure 4.18 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	88
Figure 4.19 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	89
Figure 4.20 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 20\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	90
Figure 4.21 : Effet du mode de dépôt et de la densité relative sur la déformation volumique ($\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) transformation de phase ; (b) fin d'essai.....	91
Figure 4.22 : Effet de la méthode de déposition sur l'angle de frottement critique et maximum mobilisé.....	91
Figure 4.23 : Effet de la méthode de déposition sur l'angle de dilatance ψ	92
Figure 4.24 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement mécanique du sable naturel de Chlef, $\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa : (a) $Dr = 52\%$; (b) $Dr = 88\%$	93
Figure 4.25 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement mécanique du sable propre de Chlef, $\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa : (a) $Dr = 52\%$; (b) $Dr = 88\%$	93
Figure 4.26 : Effet du mode de dépôt sur la contrainte de cisaillement maximale, $\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa, $Dr = 52\%$ et 88% : (a) sable naturel ; (b) sable propre.....	94
Figure 4.27 : Effet de la méthode de préparation sur les caractéristiques mécaniques du sable naturel et propre, $Dr = 52\%$ et 88%	94
Figure 4.28 : Effet de la méthode de déposition sur la conductivité hydraulique : (a) mélange (sable propre-limon) ; (b) sable naturel.....	95
 CHAPITRE 5 : INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF	
Figure 5.1 : Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable naturel de Chlef ($Dr = 88\%$, DSC) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	100
Figure 5.2 : Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, DH) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	100
Figure 5.3 : Influence de la pression de confinement sur la résistance résiduelle ($Dr = 88\%$).....	101
Figure 5.4 : Effet de la densité relative sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef, DSE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	102
Figure 5.5 : Effet de la densité relative sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef, DE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	103

Figure 5.6 : Influence de la densité relative sur l'angle de frottement caractéristique mobilisé ($\sigma'_c = 100$ kPa)	103
Figure 5.7 : Effet de la densité relative sur le comportement drainé du sable propre de Chlef, DSE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v -\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	104
Figure 5.8 : Effet de la densité relative sur le comportement drainé du sable propre de Chlef, DE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v -\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	105
Figure 5.9 : Influence de la densité relative sur la déformation volumique, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) DSE ; (b) DE	105
Figure 5.10 : Influence de la densité relative sur l'angle de dilatance maximal ψ_{max} , $\sigma'_c = 100$ kPa	106
Figure 5.11 : Effet de la teneur en fines sur le comportement non drainé du mélange sable-limon de Chlef, $Dr = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	107
Figure 5.12 : Influence de la teneur en fines (F_c) sur la résistance résiduelle, $Dr = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa	108
Figure 5.13 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement du mélange : (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($Dr = 18\%$, $\sigma_N = 100$ kPa) ; (b) Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb	109
Figure 5.14 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement du mélange : (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($Dr = 88\%$, $\sigma_N = 300$ kPa) ; (b) Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb	109
Figure 5.15 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}), $\sigma_N = 100, 200, 300$ kPa : (a) $Dr = 18\%$; (b) $Dr = 88\%$	110
Figure 5.16 : Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques, $Dr = 18\%$: (a) Cohésion en fonction du F_c ; (b) Angle de frottement en fonction du F_c	110
Figure 5.17 : Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques, $Dr = 88\%$: (a) Cohésion en fonction du F_c ; (b) Angle de frottement en fonction du F_c	111
Figure 5.18 : Effet du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable naturel, DSC, $Dr = 88\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	112
Figure 5.19 : Effet du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable propre, DSE, $Dr = 20\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$	112
Figure 5.20 : Influence du coefficient de Skempton B sur la résistance résiduelle du sable naturel : (a) Sable naturel ; (b) Sable propre	113
Figure 5.21 : Influence du diamètre effectif des grains (D_{10}), $Dr = 18\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du D_{10} ; (b) Angle de frottement en fonction du D_{10}	113

Figure 5.22 : Influence du diamètre effectif des grains (D_{10}), $Dr = 88\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du D_{10} ; (b) Angle de frottement en fonction du D_{10}	114
Figure 5.23 : Influence du coefficient d'uniformité (C_u), $Dr = 18\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du C_u ; (b) Angle de frottement en fonction du C_u	114
Figure 5.24 : Influence du coefficient d'uniformité (C_u), $Dr = 88\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du C_u ; (b) Angle de frottement en fonction du C_u	115
Figure 5.25 : Influence de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique	115
Figure 5.26 : Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée pour différentes teneurs en fines : (a) $Dr = 18$; (b) $Dr = 88\%$	116
Figure 5.27 : Influence de la densité relative initiale sur la conductivité hydraulique : (a) sable propre ; (b) sable naturel	117
Figure 5.28 : Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée pour différentes densités relatives initiales : (a) sable propre ; (b) sable naturel	117
Figure 5.29 : Influence de la porosité sur la conductivité hydraulique	118
Figure 5.30 : Influence de la teneur en eau initiale sur la conductivité hydraulique.....	118
Figure 5.31 : Influence de la taille des grains sur la conductivité hydraulique (k) : (a) k en fonction du D_{10} ; (b) k en fonction du C_u	119

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2 : ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES SOLS

Tableau 2.1 : Quelques valeurs typiques de la conductivité hydraulique (Delleur, 1999) 41

Tableau 2.2 : Données des tests de perméabilité (d'après Lambe et Whitman, 1969) 45

CHAPITRE 3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

Tableau 3.1 : Propriétés des matériaux utilisés 58

CHAPITRE 4 : INFLUENCE DE LA METHODE DE PREPARATIONS DES ECHANTILLONS SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

Tableau 4.1 : Résumé des essais non drainés réalisés 81

Tableau 4.2 : Résumé des essais drainés réalisés 88

RESUME

Ce travail présente une investigation expérimentale qui a pour but d'étudier l'effet de la méthode de préparation des échantillons et d'autres paramètres sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef.

Les essais ont été effectués sur différents matériaux, en utilisant trois dispositifs, le triaxial, la boîte de cisaillement et le perméamètre à charge constante. Afin d'étudier l'effet de la structure initiale des échantillons, différentes méthodes de préparation ont été testées.

La structure initiale de trois échantillons lâches, reconstitués selon trois méthodes de préparation différentes, a été scannée en utilisant la microtomographie calculée aux rayons X. Il a été constaté que la méthode de déposition humide (DH) donne des valeurs d'indice des vides plus élevées que celles présentées par les autres méthodes (le dépôt sec par entonnoir, DSE et la déposition dans l'eau, DE). Les résultats des essais triaxiaux monotones de compression drainés et non drainés montrent que les échantillons préparés par les méthodes sèches (le dépôt sec en couches DSC et DSE) sont les plus résistants et les plus dilatants tandis que les échantillons reconstitués par la méthode DH présentent la plus faible résistance. Les conclusions tirées à partir des essais de cisaillement à la boîte montrent également que la résistance au cisaillement des échantillons préparés par la méthode de déposition humide est faible par rapport à celle des spécimens fabriqués par la méthode de déposition sèche.

Les résultats obtenus indiquent aussi que les échantillons deviennent plus résistants en augmentant leur densité relative initiale ou la contrainte de consolidation, tandis que l'augmentation de la teneur en fines ou le degré de saturation conduit à une diminution de la résistance des échantillons. De plus, il est constaté que la résistance des échantillons croît lorsque le diamètre effectif des grains augmente ou en cas de diminution du coefficient d'uniformité.

Les résultats des essais de perméabilité à charge constante montrent que la conductivité hydraulique est affectée par la méthode de préparation des échantillons. Ils indiquent aussi que la conductivité hydraulique des échantillons s'accroît en augmentant la porosité ou le diamètre effectif des grains solides ou dans le cas de réduction de la teneur en fines ou la densité relative initiale ou le coefficient d'uniformité.

Mots clés : Sable, Chlef, méthode de déposition, résistance, comportement mécanique, conductivité hydraulique, tomographie.

ABSTRACT

This work presents an experimental investigation which aims to study the effect of the sample preparation method and other parameters on the mechanical behavior and hydraulic conductivity of the Chlef region soil.

The tests were carried out on different materials, using three devices, the triaxial, the shear box and the constant-head permeameter. In order to study the effect of initial structure of samples, different preparation methods were tested.

The initial structure of three loose samples, reconstituted according to three different preparation methods, was scanned using X-ray computed microtomography (μ CT). It was found that the moist deposition method (MD) gives higher void ratio values than those presented by the other methods (the tapped funnel deposition TFD and the water deposition WD). The results of the drained and undrained monotonic triaxial compression tests show that the samples prepared by the dry methods (the layered dry deposition LDD and TFD) are the most resistant and the most dilating while the samples reconstituted by the MD method have the lowest resistance. The conclusions drawn from the shear box tests also show that the shear strength of the samples prepared by the wet deposition method is lower than that of the samples produced by the dry deposition method.

The results obtained also indicate that the samples become more resistant by increasing their initial relative density or the confining pressure, whereas the increase in the fines content or the degree of saturation leads to a decrease of the samples resistance. Moreover, it was found that the resistance of samples increases when the effective grain size diameter is increased or in the case of decreasing the uniformity coefficient.

The results of the constant-head permeability tests show that the hydraulic conductivity is affected by the sample preparation method. They also indicate that the hydraulic conductivity of the samples increases by increasing the porosity or the effective grain size diameter or in the case of decreasing the fines content or the initial relative density or the uniformity coefficient.

Keywords: Sand, Chlef, depositional method, resistance, mechanical behavior, hydraulic conductivity, tomography.

ملخص

يقدم هذا العمل تحقيقاً تجريبياً يهدف إلى دراسة تأثير طريقة تحضير العينات و كذا بعض العوامل الأخرى على السلوك الميكانيكي و الناقلية الهيدروليكية (النفاذية) لتربة منطقة الشلف.

أجريت الإختبارات على مواد مختلفة، وذلك باستخدام ثلاثة أجهزة، ثلاثي المحاور "ترياكسيال"، صندوق القص و مقياس النفاذية ذو الحمولة الثابتة. من أجل دراسة تأثير الهيكل الأولي للعينات، تم اختبار طرق تحضير مختلفة.

تم فحص الهيكل الأولي لثلاثة عينات فضفاضة، أعدت وفقاً لثلاث طرق تحضير مختلفة، باستخدام التصوير المقطعي بالأشعة السينية. وجد أن طريقة الإيداع الرطب تعطي قيم مؤشر فراغ أعلى من تلك التي تقدمها الطرق الأخرى (الإيداع الجاف باستعمال القمع والإيداع في المياه). أظهرت نتائج اختبارات الضغط الرتبية، التي أنجزت باستعمال جهاز ثلاثي المحاور، أن العينات التي أعدتها الطرق الجافة (الإيداع الجاف في طبقات و الإيداع الجاف باستعمال القمع) هي الأكثر مقاومة والأكثر توسعاً في حين أن العينات التي أعدت بواسطة طريقة الإيداع الرطب تقدم أدنى مقاومة. النتائج المستخلصة من اختبارات صندوق القص بينت أيضاً أن مقاومة العينات التي أعدتها طريقة الإيداع الرطب أقل من مقاومة العينات التي أعدت بواسطة طريقة الإيداع الجاف.

أظهرت النتائج أيضاً أن العينات تصبح أكثر مقاومة من خلال زيادة كثافتها النسبية الأولية أو الضغط المطبق عليها، في حين أن زيادة محتوى الطمي أو درجة التشبع يؤدي إلى انخفاض في مقاومة العينات. إضافة إلى ذلك، وجد أن مقاومة العينات تزداد عند زيادة القطر الفعال للحبيبات أو في حالة انخفاض معامل التجانس.

بينت نتائج اختبارات النفاذية ذات الحمولة الثابتة أن الناقلية الهيدروليكية تتأثر بطريقة تحضير العينات. كما أشارت إلى أن الناقلية الهيدروليكية للعينات تزيد بزيادة المسامية أو القطر الفعال للحبيبات الصلبة أو في حالة تقليل محتوى الطمي أو الكثافة النسبية الأولية أو معامل التجانس.

الكلمات الدالة : الرمل، الشلف، طريقة الإيداع، المقاومة، السلوك الميكانيكي، الناقلية الهيدروليكية، التصوير المقطعي.

Notations

A_c	Section d'échantillon après la consolidation
B	Coefficient de Skempton, $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$
C	Cohésion
C_c	Coefficient de Courbure, $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$
C_u	Coefficient d'uniformité, $C_u = D_{60} / D_{10}$
D	Diamètre d'échantillon
D₁₀	Diamètre des grains correspondant à 10% de passant (Diamètre effectif des grains)
D₃₀	Diamètre des grains correspondant à 30% de passant
D₅₀	Diamètre des grains correspondant à 50% de passant (Diamètre moyen)
D₆₀	Diamètre des grains correspondant à 60% de passant
DE	Déposition dans l'eau
DH	Dépôt humide
DSC	Dépôt sec en couches
DSE	Dépôt sec par entonnoir
Dr, Id	Densité relative ou Indice de densité
e	Indice des vides
e_c	Indice des vides d'échantillon après la consolidation
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
F_c	Teneur en fines
g	Accélération de la pesanteur
H	Hauteur d'échantillon
H_c	Hauteur d'échantillon après la consolidation
k	Conductivité hydraulique (ou coefficient de perméabilité)
K	Perméabilité intrinsèque
K₀	Coefficient des terres au repos
M_s	Masse sèche d'échantillon
n	Porosité
OCR	Rapport de surconsolidation
p'	Contrainte moyenne effective, $q = (\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) / 3$
q	Déviateur des contraintes, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
q_{max}	Déviateur des contraintes maximal
q_s	Déviateur des contraintes à l'état quasi stable
S_r	Degré de saturation

Sus	Résistance résiduelle
V_t	Volume total de l'échantillon
V_c	Volume d'échantillon après la consolidation
u	Pression interstitielle
w	Teneur en eau
γ_w	Poid volumique de l'eau
ΔH	Variation de la hauteur d'échantillon (déplacement axial)
Δu	Surpression interstitielle
ΔV	Variation de volume
Δε_v	Variation de la déformation volumique
Δσ₃	Variation de la contrainte principale mineure
ε_a, ε_l	Déformation axiale
ε_v	Déformation volumique
η	Rapport des contraintes, $\eta = q/p'$ (Chapitre 4)
η , η_w	Viscosité dynamique de l'eau (Chapitre 2)
ν , ν_w	Viscosité cinématique de l'eau
ρ_s	Masse volumique des grains solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau
σ₁	Contrainte principale majeure
σ₃	Contrainte principale mineure
σ'₁	Contrainte principale majeure effective
σ'₃	Contrainte principale mineure effective
σ'_c	Contrainte de confinement
σ_N	Contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement tangentielle
τ_{max}	Contrainte de cisaillement tangentielle maximale
φ ou φ	Angle de frottement
φ_{mob}	Angle de frottement mobilisé
φ'_{car}	Angle de frottement caractéristique
φ'_{crit}	Angle de frottement critique
φ'_{max}	Angle de frottement maximum
φ_s	Angle de frottement mobilisé à l'état quasi stable
ψ	Angle de dilatance
ψ_{max}	Angle de dilatance maximal

INTRODUCTION GENERALE

Tout au long de son histoire, la région de Chlef était connue par sa vulnérabilité aux tremblements de terre. En 1980, elle a subi un séisme de magnitude 7.3 qui est considéré comme l'un des plus violents séismes enregistrés au nord de l'Algérie. En plus des pertes humaines et matérielles, des ruptures et des glissements des terrains ont été provoqués par cette secousse sismique. Selon Durville et Méneroud (1982), des phénomènes de liquéfaction se sont produits dans la vallée de l'Oued Chlef lors de ce séisme.

En raison de tous les dégâts causés par le séisme de 1980 et de l'histoire géologique de la région de Chlef, qui est classée par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, une étude détaillée du comportement mécanique et hydraulique du sol de cette région est une priorité primordiale.

Afin d'étudier le comportement de n'importe quel sol, il est nécessaire de réaliser des essais expérimentaux in situ ou en laboratoire. Pour tester des sols remaniés (tels que le sable, le limon en poudre ...etc.) au le laboratoire, il faut les reconstituer pour qu'ils prennent la forme d'un échantillon adaptable avec le dispositif utilisé. De nombreux chercheurs ont montré que la méthode de déposition des échantillons a un effet significatif sur le comportement des sols (Mulilis et al., 1977 ; Canou, 1989 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Benahmed et al., 2004 ; Della et al., 2009 ; Krim et al. 2013). Plusieurs méthodes de déposition ont été développées et testées, mais les résultats publiés dans la littérature ne sont pas en totale convergence.

L'objectif principal de cette recherche est l'étude de l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef. L'effet des autres paramètres, tels que le confinement, la densité relative, la teneur en fines, la taille des grains ... etc, sur le comportement de ce sol a également été étudié.

Le présent travail comprend cinq chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement mécanique des sols. Des notions de base sont expliquées dans un premier temps. Puis, on présente les résultats de certaines recherches antérieures qui ont porté sur l'effet de quelques paramètres sur le comportement mécanique des sols comme la contrainte de consolidation, la méthode de préparation des échantillons, la teneur en fines, la saturation, la surconsolidation ...etc.

Le deuxième chapitre contient des éléments bibliographiques concernant les études effectuées sur le comportement hydraulique des sols. Après une présentation des définitions de base, des formules empiriques de certains chercheurs sont mentionnées. Enfin, les résultats des études paramétriques de certaines recherches précédentes tels que l'effet de l'indice des vides, la taille des grains, la teneur en fines ... etc, sur la conductivité hydraulique des sols sont résumés.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des différents dispositifs utilisés pour réaliser la partie expérimentale de cette recherche, qui sont : l'appareil triaxial, la boîte de

cisaillement direct et le perméamètre, ainsi qu'à l'identification des matériaux soumis aux essais de comportement et à la description des différentes méthodes de préparation des échantillons utilisées et les modes opératoires suivis.

Dans le quatrième chapitre sont présentés les résultats de l'étude de l'effet de la méthode de préparations des échantillons sur le comportement mécanique et hydraulique du sol de la région de Chlef. D'abord, on présente les résultats obtenus en scannant trois échantillons ayant différentes structures initiales en utilisant la microtomographie calculée aux rayons X. Ensuite, les résultats des essais triaxiaux monotones de compression drainés et non drainés, des essais de cisaillement à la boîte et des essais de perméabilité sont présentés.

Le cinquième chapitre présente les résultats des différents essais effectués dans le but d'étudier l'effet de quelques paramètres sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef, parmi ces paramètres ; la contrainte de consolidation, la densité relative, la teneur en fines, la taille des gains ... etc.

Enfin une conclusion et quelques recommandations futures sont insérées à la fin de cette thèse pour terminer ce travail.

CHAPITRE 1

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE
COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS**

1.1 Introduction

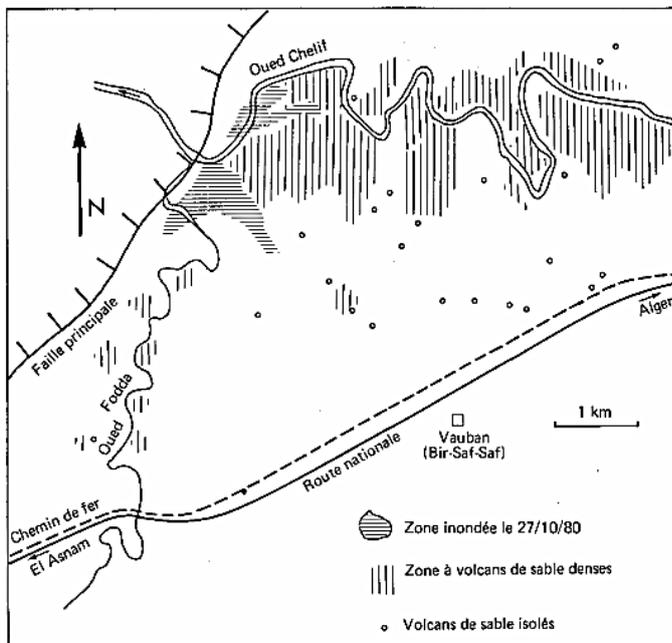
La liquéfaction des sols est un phénomène apparaissant souvent à cause des tremblements de terre. Le terme de liquéfaction a été utilisé, pour la première fois, par Hazen (1920) pour expliquer le phénomène qui a provoqué la rupture du barrage Calaveras en Californie en 1918 (Finge Bousaid, 2004). L'intérêt porté à la liquéfaction a augmenté d'une manière considérable depuis les séismes de Niigata (Japon) et de Anchorage (Alaska) où des dégâts graves ont été causés par ce phénomène (Holtz et Kovacs, 1981).

La liquéfaction est le processus de transformation d'un corps solide en un corps liquide. Elle correspond à la perte totale (ou d'un pourcentage important) de la capacité portante d'un matériau sableux saturé suite à une surgénération de la pression interstitielle. Cette perte de résistance est représentée par la disparition totale des forces de contacts inter-granulaires.

La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes:

- un sol pulvérulent et fin avec un faible coefficient de perméabilité.
- un sol lâche (contractant),
- un sol saturé.
- un chargement rapide cyclique ou monotone.

L'observation d'un site ayant subi une liquéfaction révèle la présence de petits cratères de sable à sa surface. Le site est généralement inondé par suite de l'écoulement ascendant provoquant une remontée de la nappe phréatique vers la surface. La figure 1.1 montre les phénomènes de liquéfaction qui sont apparus sur les berges de la rivière de Chlef durant le séisme de Chlef 1980.



(a). Localisation des volcans de sable apparus due à la liquéfaction (Durville et Méneroud, 1982).



(b). Cratères de sol liquéfié sur les rives de la rivière de Chlef (Della et al. 2011).

Figure 1.1 : Phénomène de liquéfaction causé par le séisme de Chlef 1980.

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 1.2).



Niigata, Japon (1964)



Alaska, USA (1964)



San Fernando, Californie (1979)



Kobe, Japon (1995)



Taiwan (1999)



Izmit, Turquie (1999)

Figure 1.2 : Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes (figures d'après Benahmed, 2001).

1.2 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol, caractérisée par sa cohésion et son angle de frottement interne est le paramètre mécanique le plus significatif. Elle est définie comme étant la contrainte de cisaillement maximale qu'un sol peut supporter. La résistance au cisaillement peut être déterminée soit par des essais in situ ou par des essais en laboratoire.

Le scissomètre et le pénétromètre sont parmi les appareils utilisés pour estimer la résistance des sols sur place. L'avantage des essais in situ est d'éviter les problèmes du remaniement lors le prélèvement d'échantillons dans le sol, mais par contre, ces méthodes permettent qu'une évaluation indirecte de la résistance au cisaillement car elles sont reliées avec des essais de laboratoire. A l'inverse, on peut mesurer la résistance au cisaillement directement en utilisant les essais du laboratoire. Ces essais nous permettent également d'identifier le comportement en contrainte-déformation et de mesurer la variation de la pression interstitielle durant l'écrasement (Holtz et Kovacs, 1981).

a) Essai de cisaillement direct à la boîte

L'essai de cisaillement direct est connu comme le plus ancien test de cisaillement sur le sol, il est utilisé pour la première fois par Coulomb en 1776 (Lamb et Whitman, 1969). Le modern modèle de la boîte de cisaillement a été conçu par Casagrande à l'Université de Harvard en 1936 (Head et Epps, 2011).

Dans un essai de cisaillement, le sol doit être placé dans une boîte métallique, carrée ou circulaire, qui consiste deux parties où la partie inférieure de la boîte peut glisser par rapport à la partie supérieure par l'action d'une force de cisaillement horizontale augmentant progressivement (T), sous l'application d'une force (N) perpendiculaire au plan du mouvement (figure 1.3).

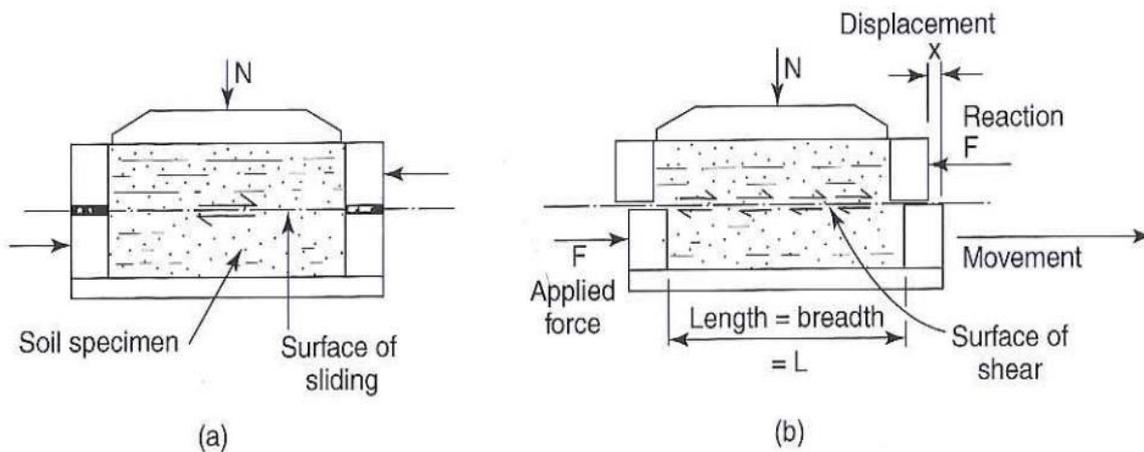


Figure 1.3 : Principe de l'essai de cisaillement à la boîte : (a) début de l'essai ; (b) durant le déplacement relatif (Head et Epps, 2011).

b) Essai triaxial

L'essai triaxial est connu comme le plus utilisé pour identifier le comportement mécanique des sols. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol d'élanement

généralement de deux ($H/D=2$) (H : hauteur de l'échantillon, D : diamètre de l'échantillon), à un champ de contraintes uniforme, défini par; une contrainte hydrostatique dans le plan horizontal appliquée par le fluide qui remplit la cellule (contrainte de confinement), et une contrainte verticale appliquée à l'aide d'un piston (figure 1.4).

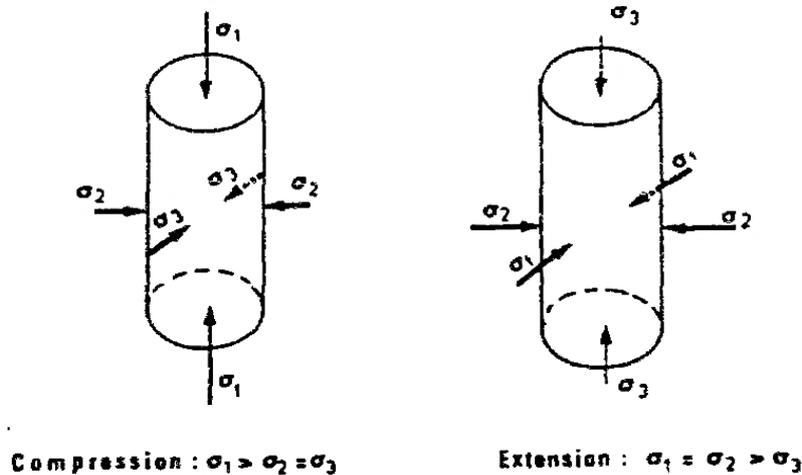


Figure 1.4 : Principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997).

En plus qu'il permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol, les résultats obtenus par l'essai triaxial sont plus détaillées et plus précises, et par la suite la possibilité de réaliser des particulières chemins de contraintes. A l'aide de l'appareil triaxial, on peut également contrôler les conditions d'essai, on peut faire des essais drainés ($\Delta u=0$) et non drainés ($\Delta \varepsilon_v=0$) en compression ou en extension sous chargement monotone ou cyclique.

1.3 Notions rhéologiques des matériaux

1.3.1 Etat critique

Le concept d'indice des vides critique a été introduit, pour la première fois, par Casagrande (1936). Il correspond à l'état où le sol se déforme continûment sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette approche n'était appliquée qu'aux sables, c'est pourquoi la vitesse de déformation n'intervenait pas (Bahda, 1997). Pour les argiles en condition drainée, l'état critique était défini par Roscoe et al. (1958) comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants. Selon Schofield et Wroth (1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan ($e - \ln p'$), l'ensemble des points d'état critique représente une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope, c'est la ligne d'état critique (notée C.S.L. sur la figure 1.5).

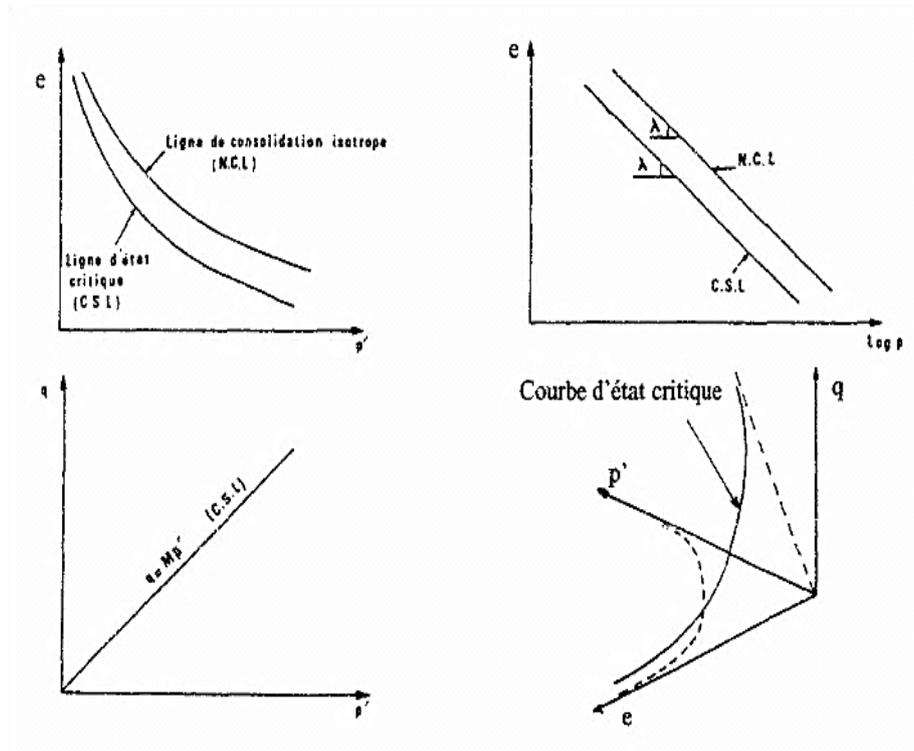
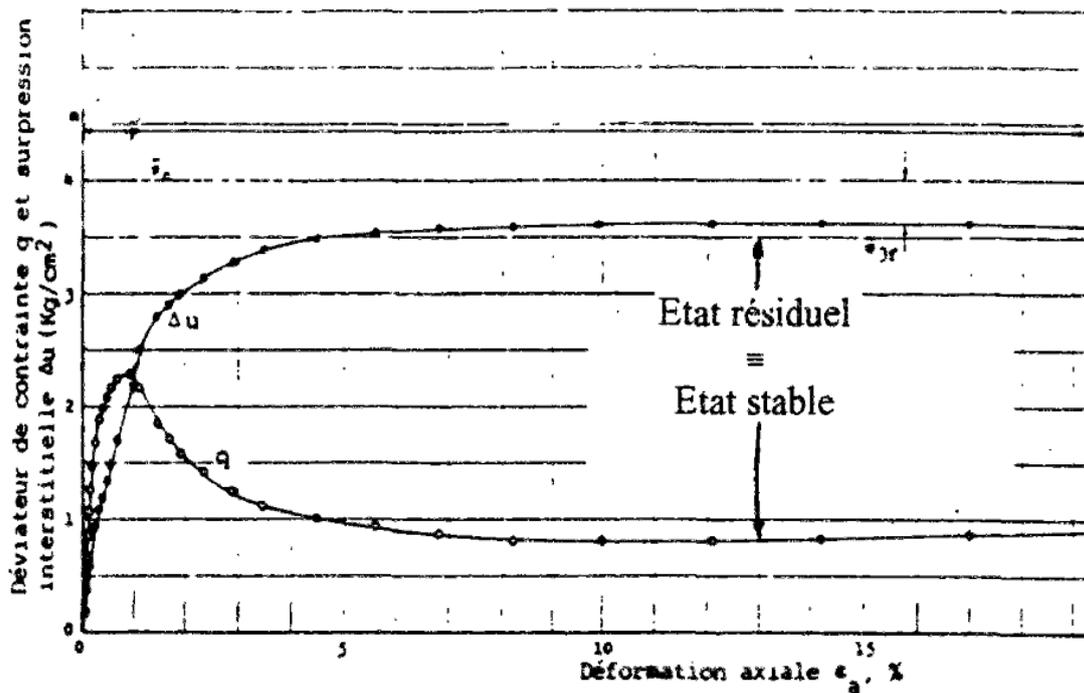


Figure 1.5 : Représentation de l'état critique (figure d'après Bahda, 1997).

1.3.2 Etat stable de déformation

La notion d'état stable (nommé aussi l'état permanent de déformation) a été introduite par Castro (1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction. La figure 1.6 illustre l'état stable dans les plans (q, ε_1) et $(\Delta u, \varepsilon_1)$, à partir d'un résultat d'essai de liquéfaction obtenu par Castro (1969), ainsi qu'une présentation de la droite d'état stable F dans le plan (e, σ'_3) .



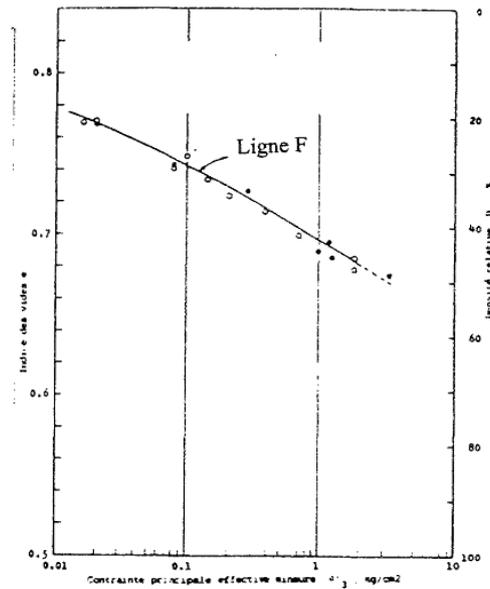


Figure 1.6 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand" (Castro, 1969 ; figures d'après Canou, 1989).

Selon Poulos (1981), pour tout tas de particules, l'état stable de déformation est l'état dans lequel une masse de matériau se déforme d'une manière continue en conservant un volume, un état de contraintes et une vitesse de déformation constants.

Les travaux de Lupini et al. (1981) et de Been et al. (1991) ont confirmé la conclusion de Castro et al. (1982) et Poulos et al. (1985) qui ont proposé que la différence entre l'état critique et l'état stable de déformation soit significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables (Bahda, 1997).

1.3.3 Etat caractéristique

a. Notions de contractance et dilatance

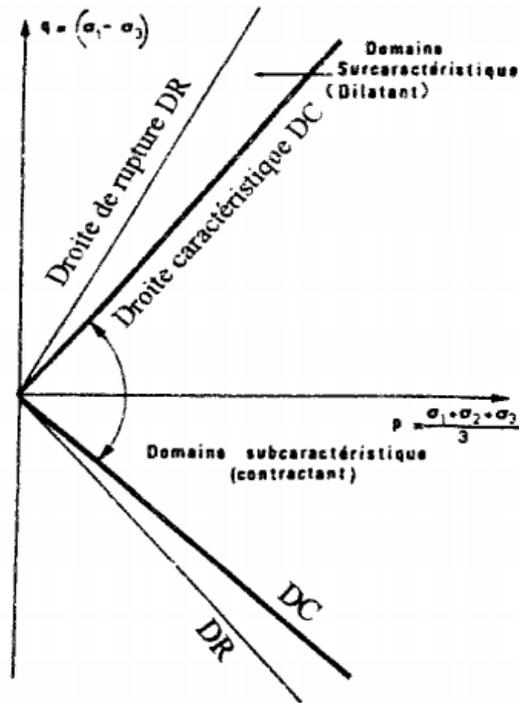
Lors d'un essai de cisaillement en condition drainée, la contractance correspond à la densification du matériau (enchevêtrement des grains), ce qui traduit par une diminution dans le volume de ce matériau. A l'inverse, la dilatance correspond à l'augmentation du volume du matériau (désenchevêtrement des grains). Dans le cas d'un essai de cisaillement non drainé, la phase de contractance est caractérisée par une augmentation de pression interstitielle et l'inverse pour la phase de dilatance.

b. Etat Caractéristique

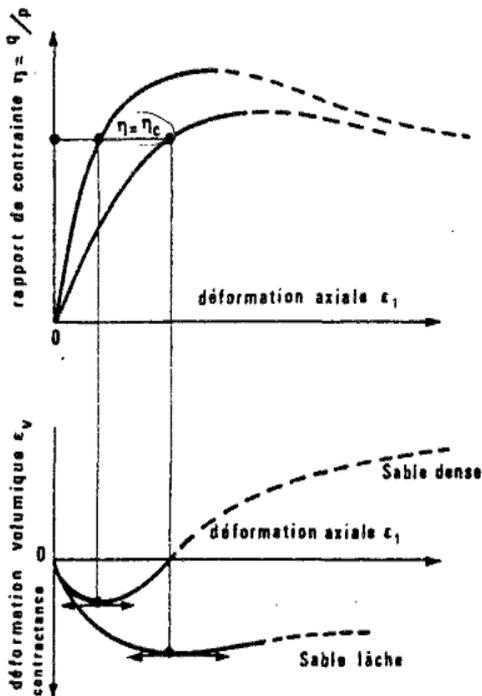
Anisi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée.

Dans le plan (q, p') , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Cette droite sépare le domaine subcaractéristique contractant du domaine surcaractéristique dilatant (figure 1.7a).

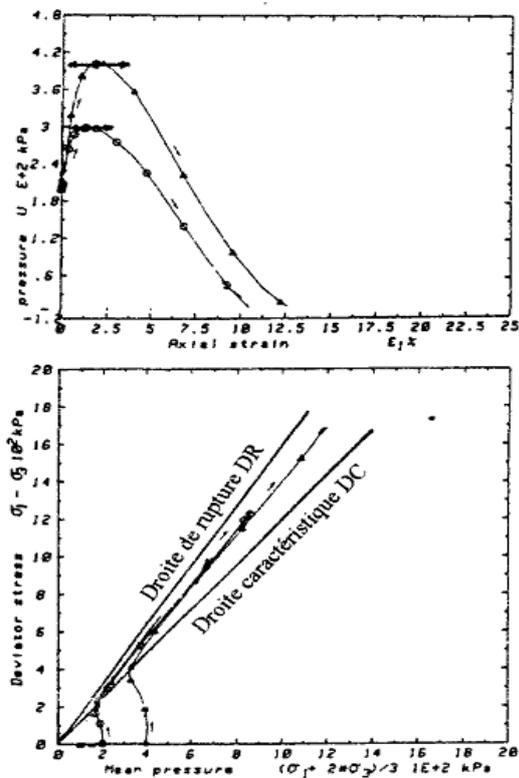
L'état caractéristique est caractérisé par un taux de déformation volumique nul dans les conditions drainées (figure 1.7b), et par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle dans le cas des essais non drainés (figure 1.7c).



a. Définition



a. Représentation dans un essai drainé, d'après Touati (1982)



c. Représentation dans un essai non drainé, d'après Mohkam (1983)

Figure 1.7 : Etat caractéristique (Luong, 1978 ; figures d'après Bahda, 1997).

1.4 Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique

1.4.1 Comportement des sables sous chargement monotone

a. Essai drainé

Lors d'un essai drainé, l'eau a la possibilité de s'écouler librement entre les grains et de sortir de l'échantillon au cours du cisaillement, ce qui conduit, d'une part, à une annulation de la variation de pression interstitielle ($\Delta u=0$), et d'autre part, à une variation de volume non nulle de l'échantillon ($\Delta V \neq 0$). De plus, les contraintes totales sont considérées comme des contraintes effectives.

Pour obtenir un comportement parfaitement drainé, il faut que la vitesse de cisaillement soit suffisamment lente de façon à ce qu'aucune surpression interstitielle ne soit induite et que la durée d'application de chargement soit suffisamment longtemps pour que la surpression interstitielle (si elle existe) se soit dissipée (Algali, 2008).

Donc dans un essai pareil et comme il a été mentionné dans le paragraphe 1.3.3.a, c'est la variation du volume du matériau qui nous permet de savoir les phases de contractance et de dilatance.

Les figures établies par Lee (1965) présentent des résultats typiques des essais triaxiaux monotones drainés et mettent en évidence l'effet de la densité relative et de la contrainte de consolidation sur la variation du volume des échantillons de sable (figures 1.8 et 1.9). En comparant les deux figures, il est clair que, pour les courbes de même pression de confinement, la phase de contractance diminue avec l'augmentation de la densité relative. De plus, chaque figure montre que la phase de contractance croît avec l'augmentation de la contrainte de consolidation.

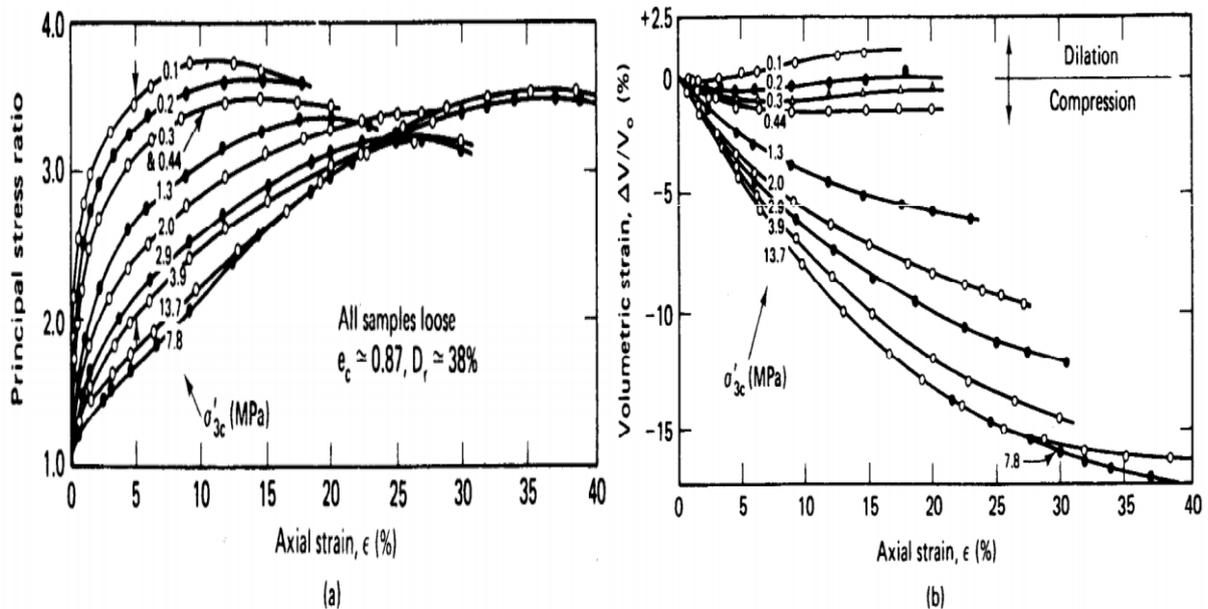


Figure 1.8 : Résultats des essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de la rivière de Sacramento, état lâche (Lee, 1965 ; figure d'après Holtz et Kovacs, 1981).

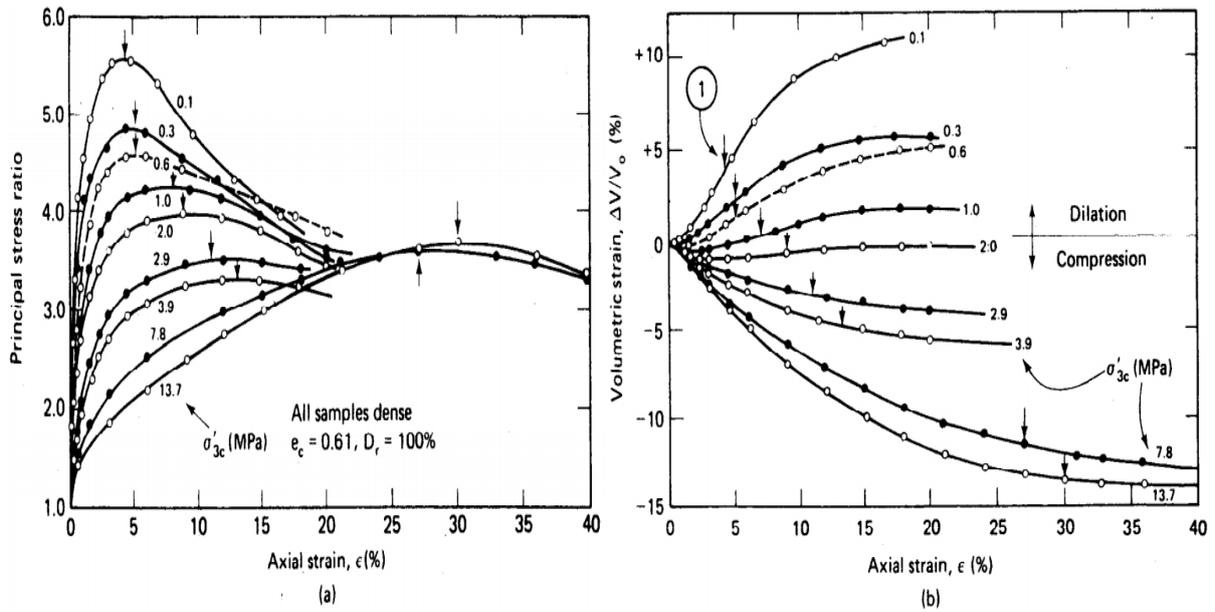


Figure 1.9 : Résultats des essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de la rivière de Sacramento, état dense (Lee, 1965 ; figure d'après Holtz et Kovacs, 1981).

b. Essai non drainé

Dans le cas d'un essai triaxial en compression non drainé sur un échantillon saturé, l'eau ne peut pas sortir de l'échantillon au cours du cisaillement, ce qui conduit à une conservation dans la valeur du volume de l'échantillon ($\Delta V=0$) accompagnée par une variation dans la valeur de la pression interstitielle ($\Delta u \neq 0$) et les contraintes effectives ne sont plus les contraintes totales.

Pour les essais non drainés, la variation de la pression interstitielle est le facteur principal qui nous permet d'identifier la contractance et la dilatance (paragraphe 1.3.3.a).

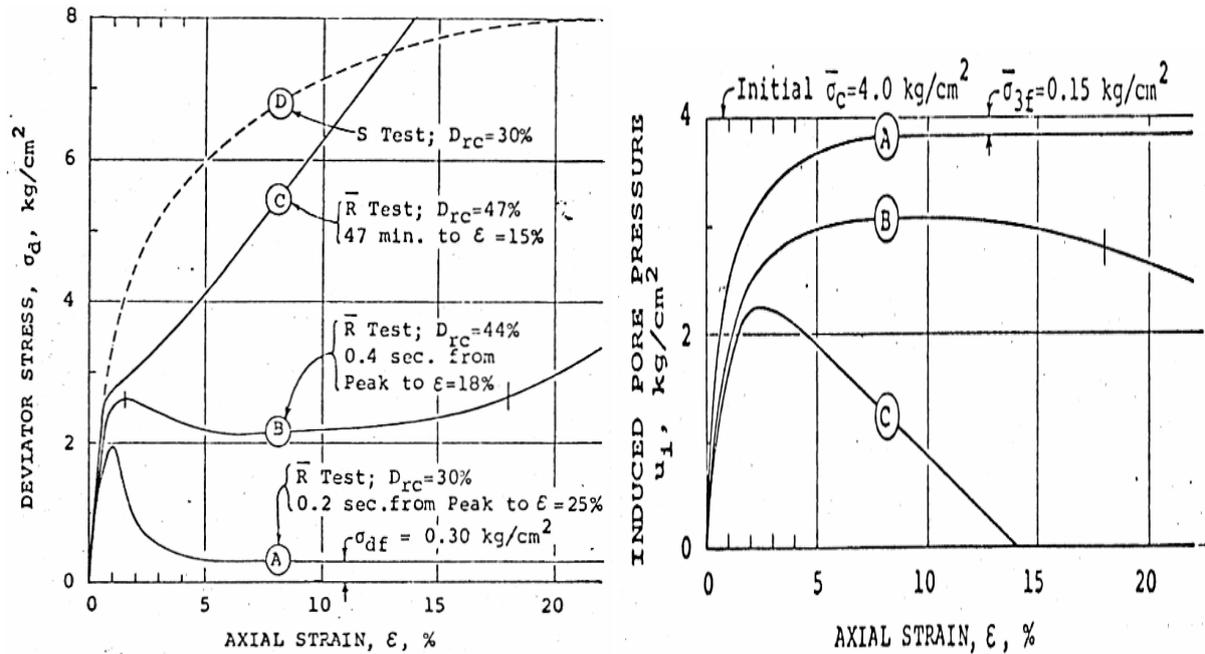


Figure 1.10 : Résultats typique de trois essais triaxiaux monotones non drainés (A, B, C) et un essai drainé (D) (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969).

La figure 1.10 présente des résultats des essais triaxiaux monotones en condition non drainés. Il est clair que la pression interstitielle augmente pour les trois densités relatives (A, B, et C) au début du chargement, puis la pression interstitielle d'échantillon A (de 30% de densité relative) se stabilise, tandis que les échantillons B et C, qui ont une densité relative de 44% et 47% respectivement, présentent une valeur maximale de pression interstitielle suivie par une diminution. Donc, la liquéfaction s'est produite dans le cas d'échantillon A qui présente une chute de résistance, à l'inverse des autres échantillons qui montrent un rebond dans leur résistance.

1.4.2 Comportement des sables sous chargement cyclique

Trois types de comportements peuvent être observés sous une sollicitation cyclique à contrainte contrôlée (figure 1.11a) :

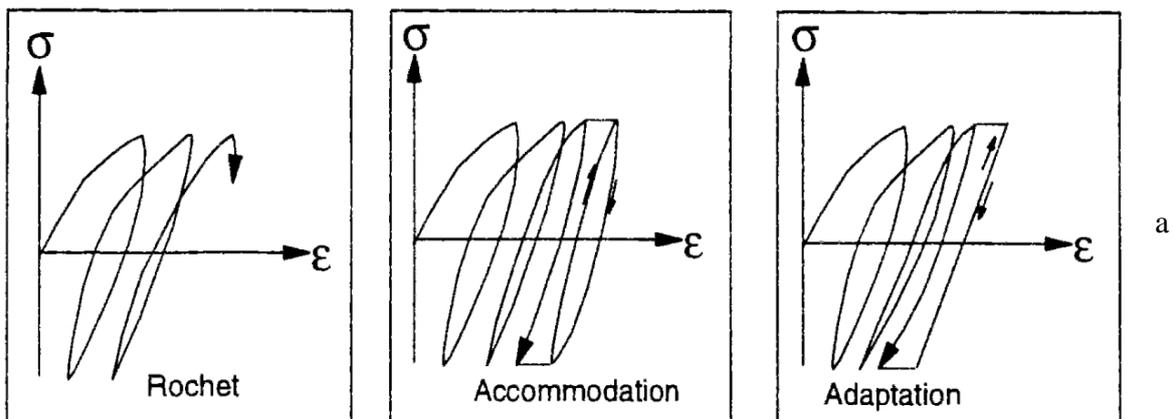
Le rochet : au cours de la sollicitation, la déformation augmente d'une manière continue et l'on arrive assez rapidement à la rupture du matériau.

L'accommodation : L'amplitude des déformations se réduit au cours de chaque cycle pour finalement se stabiliser sur une boucle, qui rend compte d'un comportement dissipatif sans accumulation ultérieure de déformations.

L'adaptation : Ce comportement se stabilise sur une droite qui rend compte d'un comportement élastique, non dissipatif.

Lors d'un essai cyclique à déformation contrôlée, deux types de comportements peuvent être distingués (figure 1.11b) ; un durcissement cyclique, si le cycle en contrainte tend à se redresser au cours de la sollicitation (rigidification du matériau), et dans le cas inverse, il s'agit d'un radoucissement cyclique (ramollissement du matériau).

Il convient de noter que les essais cycliques présentés ci-dessus sont des essais alternés, c'est-à-dire qu'il y a un changement de signe soit par le déviateur ou la déformation axiale. Mais dans le cas où il n'y a pas de changement de signe au cours de la sollicitation cyclique, les essais sont considérés non alternés (figure 1.11c) (Dupla, 1995).



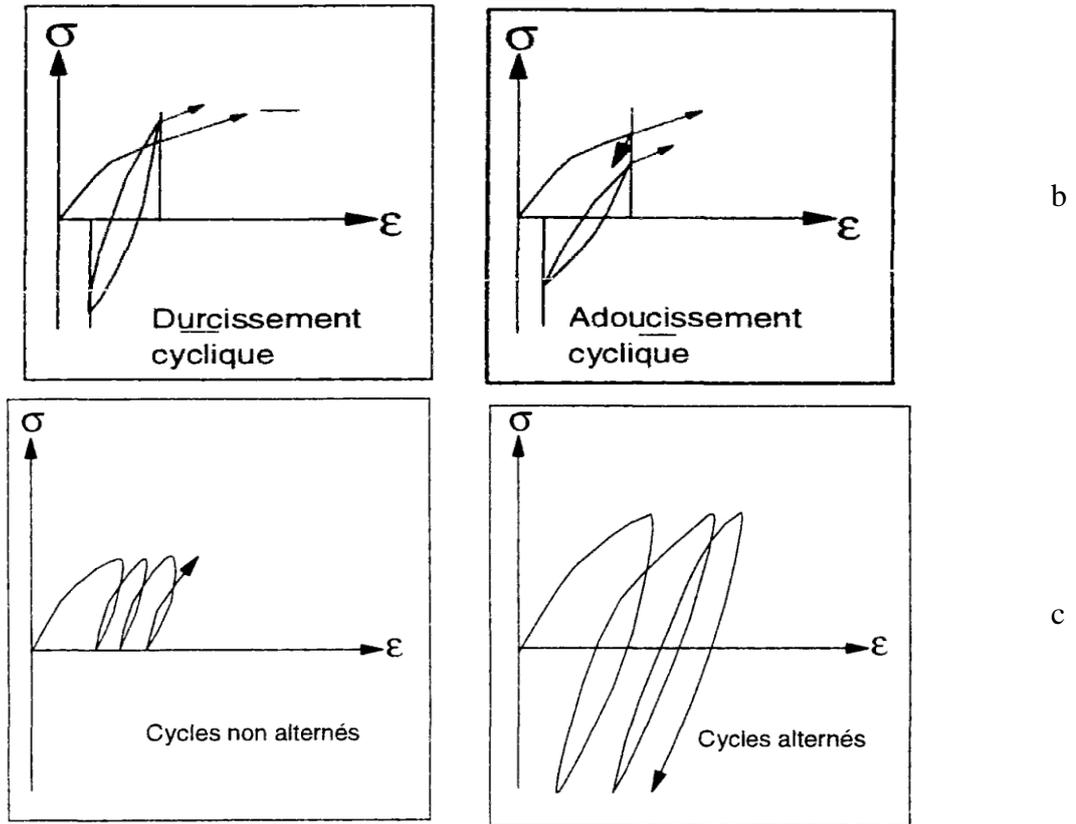


Figure 1.11 : Différents types de comportement observés sous chargement cyclique (d'après Loret, 1987).

Les figures 1.12 et 1.13 représentent, dans le plan (q, p') , les zones des différents types de comportement qui peuvent être observés à partir d'un essai cyclique drainé et non drainé respectivement.

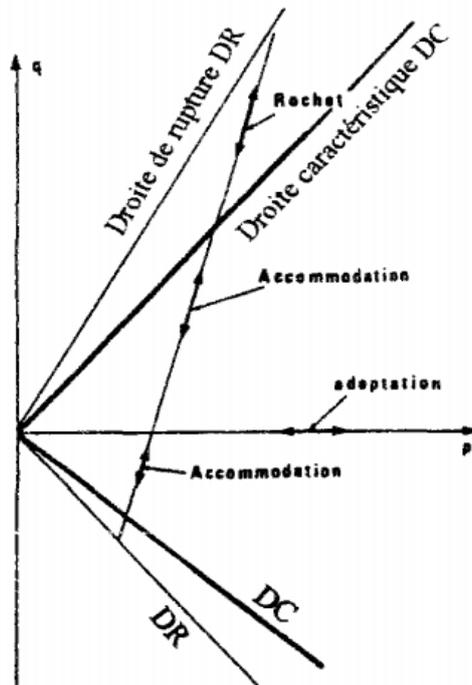


Figure 1.12 : Zones des différents comportements cycliques drainés du sable d'après Luong (1980).

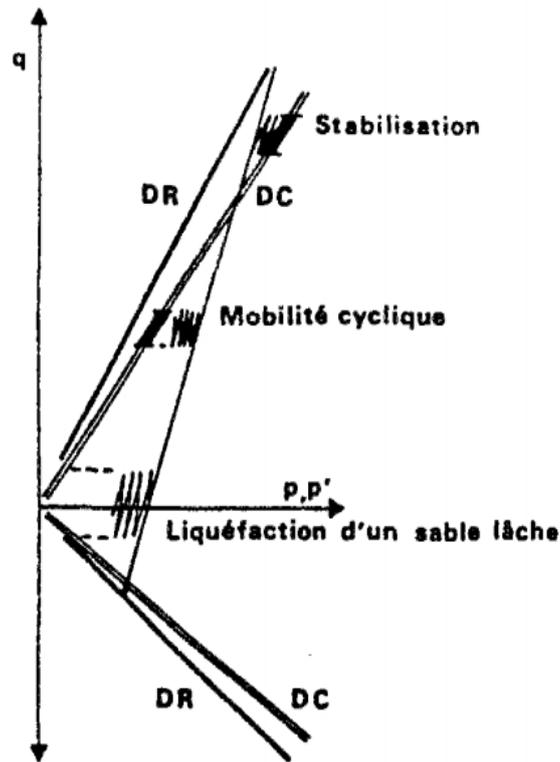


Figure 1.13 : Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable d'après Luong (1980).

1.5 Paramètres influençant le comportement mécanique des sols

Le comportement mécanique des sols est affecté par nombreux paramètres tels que: La densité relative, la pression de confinement, la teneur en fines, la saturation, la taille des grains, les modes de déposition ...etc.

1.5.1 Influence de la densité relative

La densité relative est considérée comme l'un des paramètres qui contrôle la structure initiale des échantillons et leurs comportements.

Castro (1969) a effectué des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable de Banding préparés à différentes densités relatives et consolidés à 400 kPa (figure 1.14). Il a distingué trois différents comportements : la liquéfaction dans le cas d'échantillon lâche ($Dr = 27\%$) qui présente une chute dans sa résistance, la liquéfaction limitée qui caractérise le comportement d'échantillon moyennement dense ($Dr = 44\%$) et le comportement dilatant dans le cas d'échantillon dense ($Dr = 47\%$).

Ces résultats ont été confirmés par plusieurs auteurs tels que Kramet et Seed (1988), Konrad (1990), Verdugo (1992), Meghachou (1993), Benahmed (2001) qui ont observé une amélioration dans la résistance dans le cas d'augmenter la densité relative.

Les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986) sur le sable de Toyoura montrent bien que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative croissante jusqu'à une valeur de densité relative $Dr = 70\%$, après laquelle une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative est remarquée (figure 1.15).

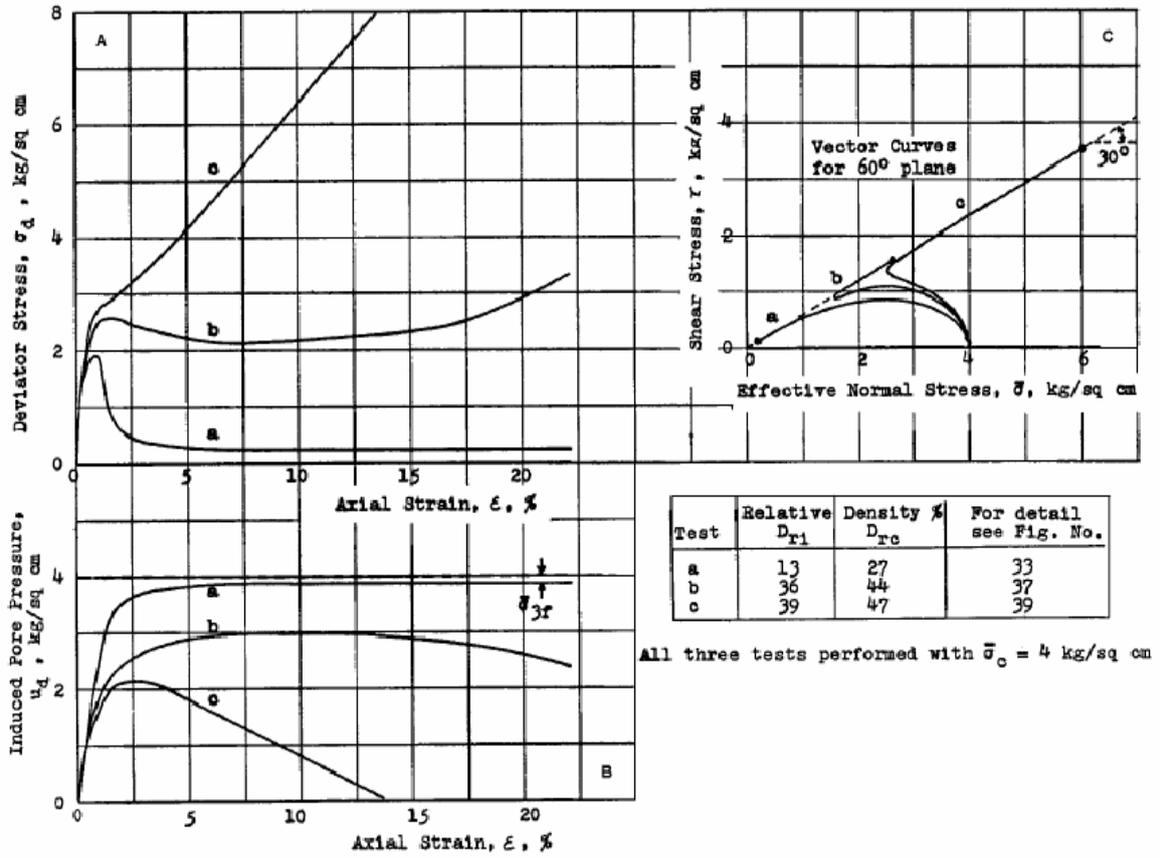


Figure 1.14 : Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro, 1969).

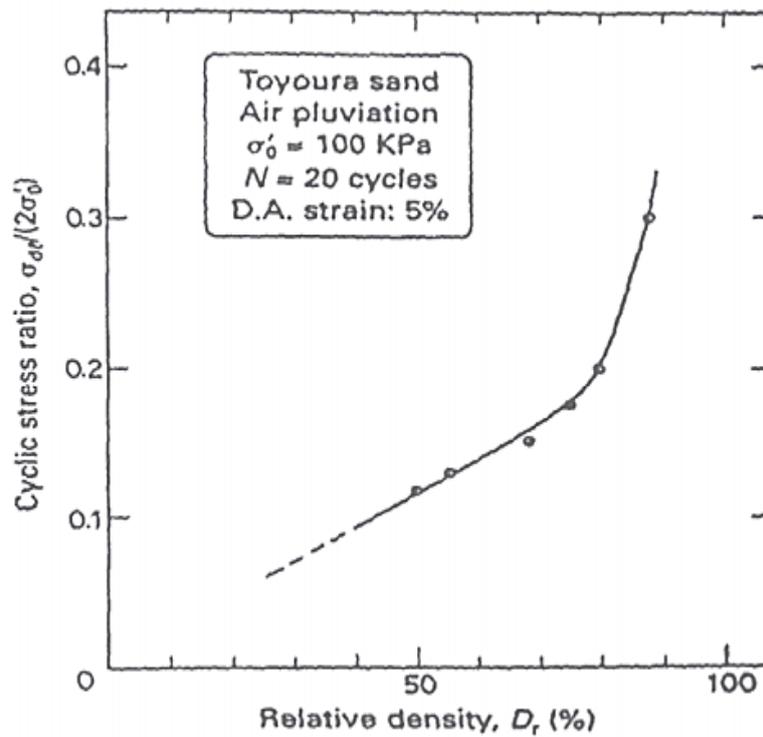


Figure 1.15 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).

Arab et Shahrour (2010) ont réalisé des essais cycliques non drainés sur le sable de Chlef pour trois densités relatives différentes, $Dr = 15\%$, 50% et 65% (figure 1.16). Ils ont trouvé que la résistance à la liquéfaction du sable augmente avec l'accroissement de la densité relative et la diminution de l'amplitude de chargement. Ces constatations sont d'accord avec ceux trouvés par Tatsuoka et al. (1986).

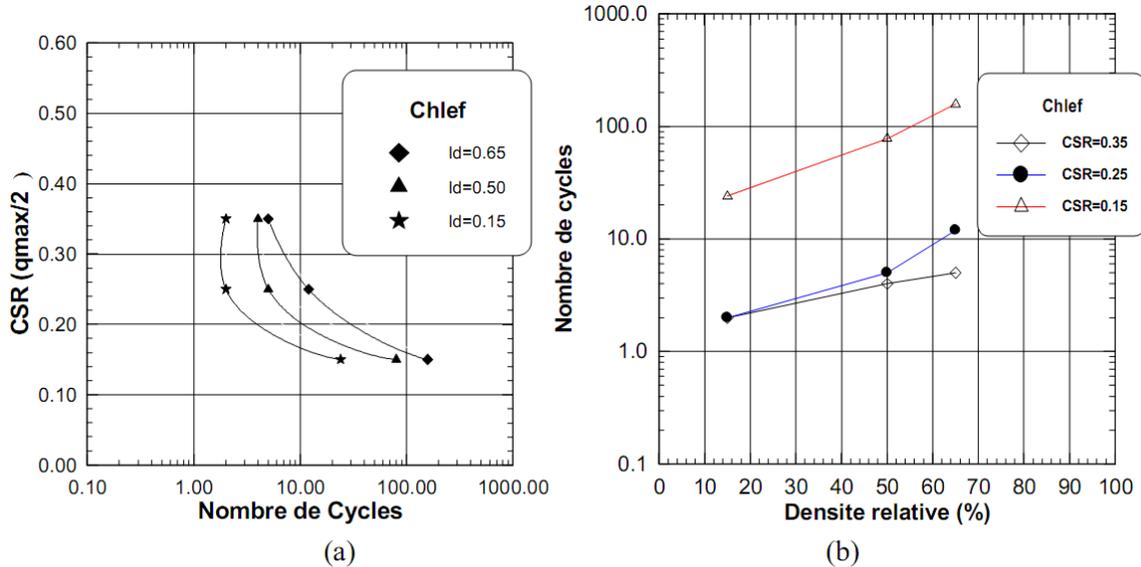


Figure 1.16 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour, 2010).

Les résultats des essais triaxiaux de compression non drainés effectués par Belkhatir et al. (2014) montrent que l'augmentation de la densité relative du mélange sable-limon ($F_c = 0\%$ et 50%) conduit à une augmentation des valeurs du déviateur de contraintes et à une diminution de la pression interstitielle, ce qui traduit par une amélioration de la résistance de ce mélange (figure 1.17).

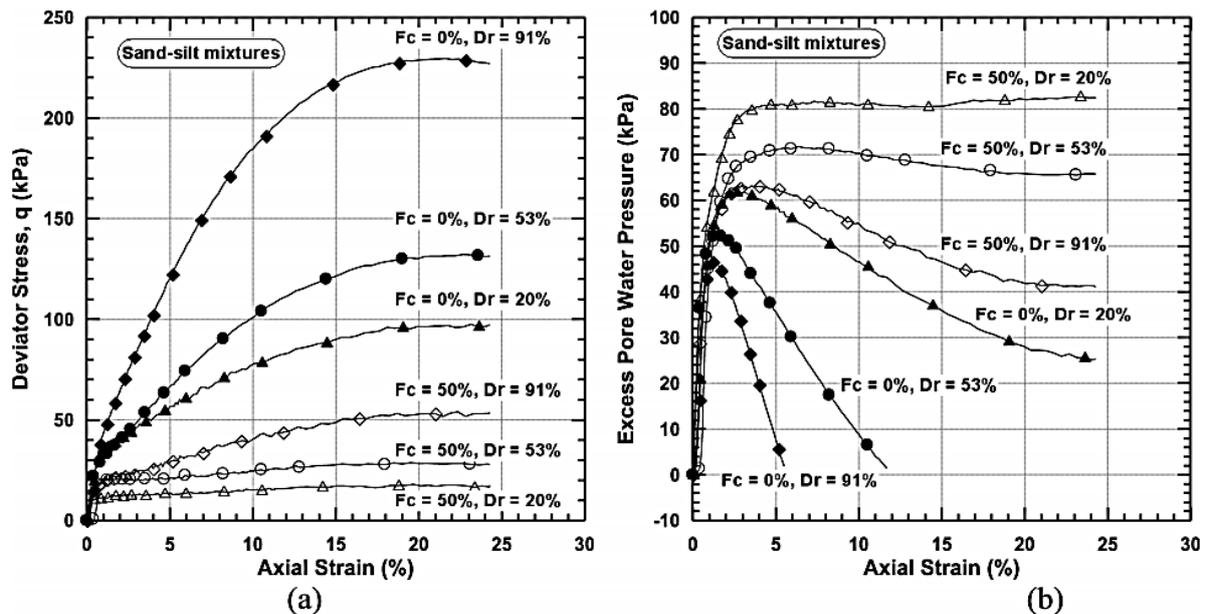


Figure 1.17 : Effet de la densité relative sur la réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef (Belkhatir et al., 2014).

1.5.2 Influence de la pression de confinement

De nombreuses études antérieures ont montré que la variation de la contrainte de consolidation a un effet significatif sur la résistance des sols car elle peut modifier complètement leurs comportements.

Yoshimine et Ishihara (1998) présentent sur la figure 1.18 des résultats des essais triaxiaux non drainés effectués par Verdugo (1992) sur le sable de Toyoura. Les échantillons ont été préparés au même niveau de densité relative ($e = 0.833$) et testés sous différentes pressions de confinement. Les résultats montrent que l'accroissement de la contrainte de consolidation augmente la contractance du matériau et la valeur du déviateur au pic, et aussi qu'il est possible de passer d'un comportement dilatant durcissant à un comportement liquéfiant pour une plage de pression de confinement suffisamment large.

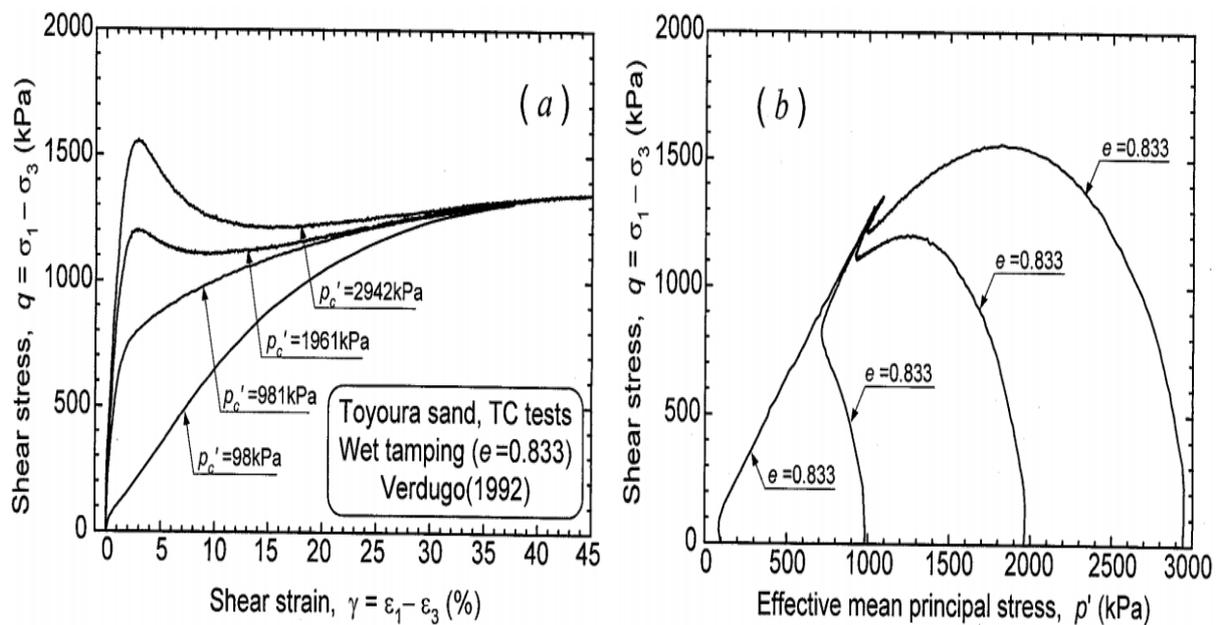


Figure 1.18 : Influence de la pression de confinement sur la réponse non drainée du sable de Toyoura (Verdugo, 1992, figure d'après Yoshimine et Ishihara, 1998).

Vaid et Sivathayalan (1996) ont trouvé que la pression de confinement n'influe pas beaucoup la résistance cyclique dans le cas lâche ($D_{rc}=31\%$), tandis que pour l'état dense, la résistance cyclique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure 1.19). Le taux de cette diminution est plus élevé à des niveaux de contraintes plus faibles.

Puisque le rapport de contrainte cyclique est généralement utilisé pour caractériser la susceptibilité à la liquéfaction des sables, un facteur de correction pour le niveau de pression de confinement a été introduit (K_σ). Ce facteur est défini comme le rapport entre le rapport de contrainte cyclique qui provoque la liquéfaction à un niveau de pression de confinement donné et le rapport de contrainte cyclique qui provoque la liquéfaction à 100 kPa (Seed and Harder 1990).

Les valeurs de K_σ déduites à partir des données présentées dans la figure 1.19 sont montrées dans la figure 1.20 pour les quatre densités relatives. Il a été trouvé que le facteur K_σ est proche de l'unité dans le cas lâche ($D_{rc}=31\%$), tandis qu'il y a une diminution de K_σ avec

l'augmentation de la contrainte de confinement dans le cas des densités élevées. Cette diminution s'amplifie avec la croissance de la densité relative.

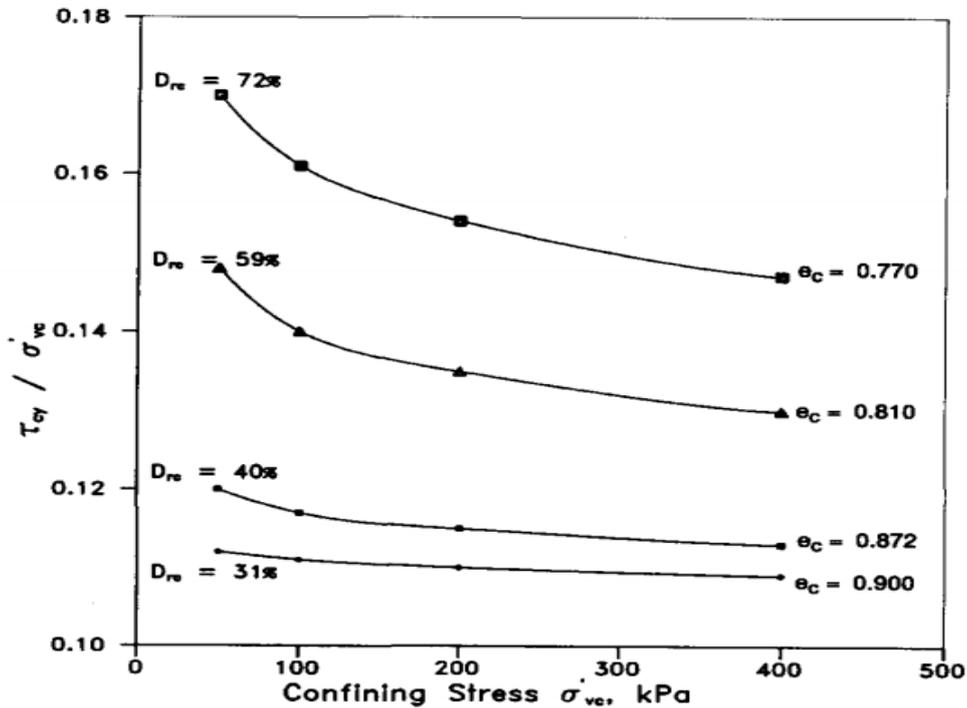


Figure 1.19 : Influence de la contrainte de confinement sur la résistance à la liquéfaction du sable de Fraser Delta " Fraser Delta sand " (Vaid et Sivathayalan, 1996).

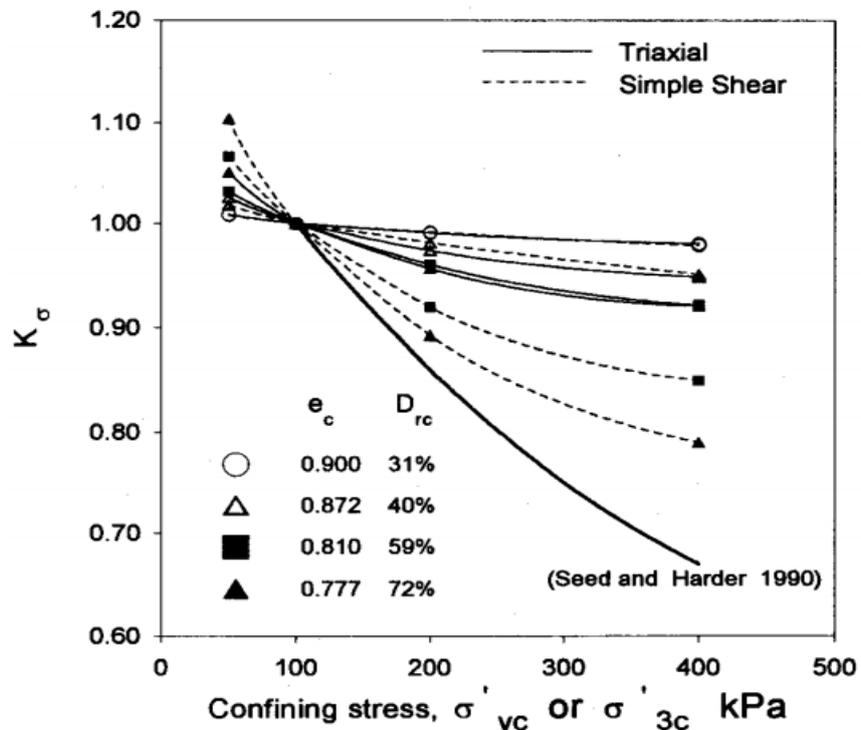


Figure 1.20 : K_c en fonction de la pression de confinement, sable de Fraser Delta (Vaid et Sivathayalan, 1996).

Canou et al., 2002 ont dit que l'augmentation du niveau de consolidation isotrope a pour effet de stabiliser le matériau vis-à-vis de la liquéfaction, dans le sens où elle augmente

l'amplitude seuil de la sollicitation nécessaire pour initier l'instabilité. Ils ont également dit que si le seuil d'initiation est franchi, la chute de résistance qui s'ensuivra sera d'autant plus importante et brutale que ce seuil est élevé et l'écoulement se développera avec des conséquences d'autant plus graves.

Della et al. (2014) ont étudié l'effet de la variation de la pression de confinement sur la résistance du sable de Chlef (figure 1.21). Ils ont constaté que l'augmentation de la pression de confinement conduit à une amélioration de la résistance à la liquéfaction du sable.

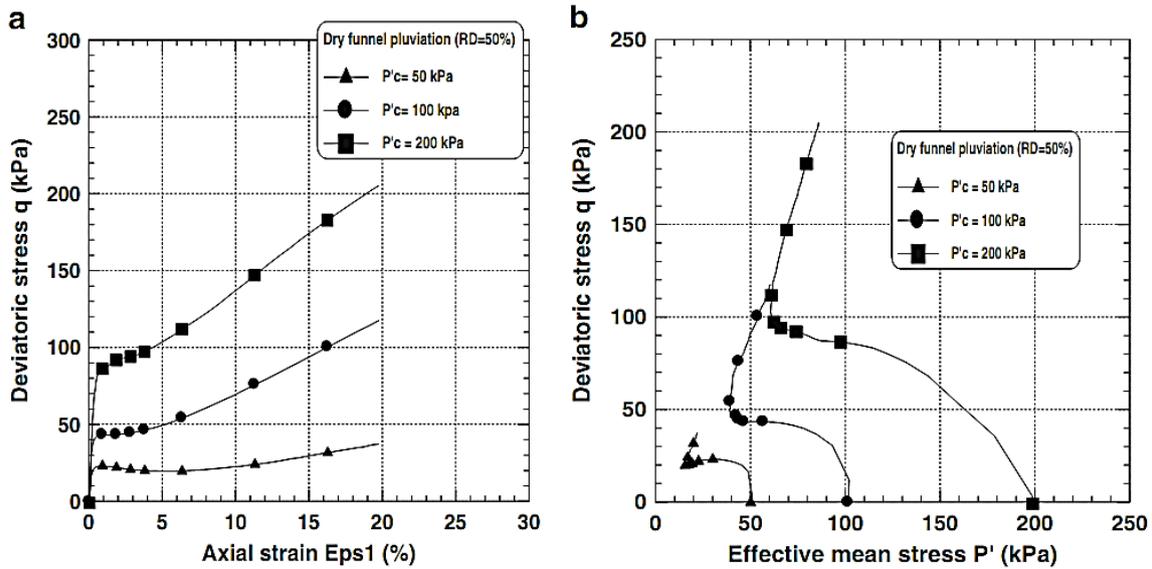


Figure 1.21 : Effet de la pression du confinement sur la résistance du sable de Chlef (Della et al., 2014).

1.5.3 Influence de la saturation

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon.

En laboratoire, la condition de saturation des échantillons du sol peut être évaluée en mesurant le coefficient de Skempton B ou la vitesse d'ondes de compression V_p comme suggéré par Ishihara et al. (2001).

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton B qui peut être lié au degré de saturation (S_r) par la relation suivante (Lade et Hernandez, 1977):

$$B = \frac{1}{1 + n K_s \left(\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1-S_r)}{u_a} \right)} \quad (1.1)$$

K_s et K_w désignent les modules de déformation volumiques du squelette solide et de l'eau ; n est la porosité du sol, u_a est la pression interstitielle.

Martin et al. (1978) ont constaté que la diminution du degré de saturation conduit à une amélioration de la résistance à la liquéfaction (figure 1.22).

L'effet du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction du sable de Toyoura a été étudié par Yoshimi et al. (1989). Ils ont trouvé que la résistance à la liquéfaction du sable à

70% de saturation était environ trois fois supérieure à celle du sable complètement saturé (figure 1.23). Ces constatations ont été confirmées par les résultats des essais cycliques non drainés réalisés par Arab et Shahrour (2009) sur le sable d'Hostun RF en montrant que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B.

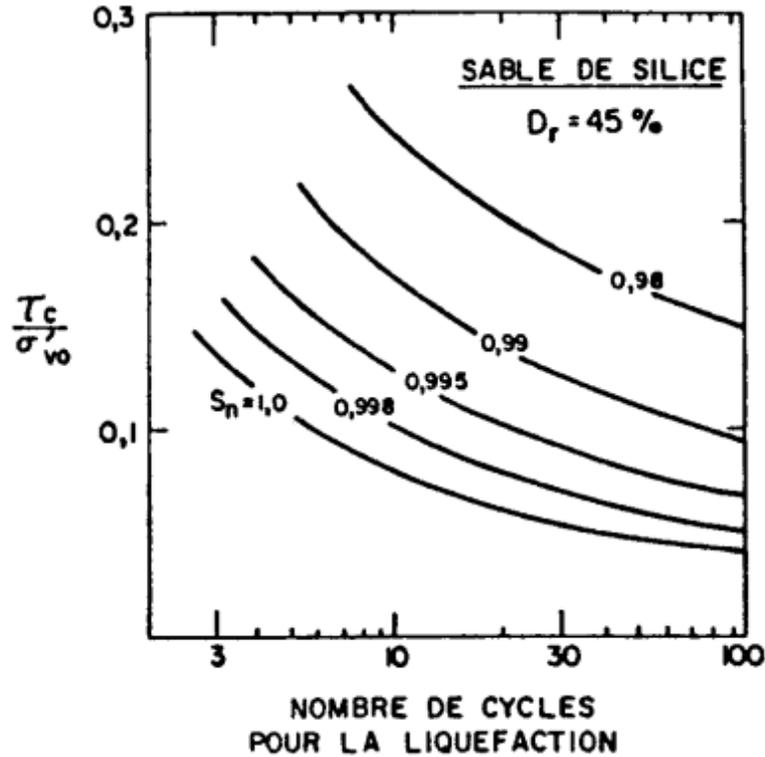


Figure 1.22 : Influence de la saturation sur la résistance au cisailment cyclique (Martin et al., 1978).

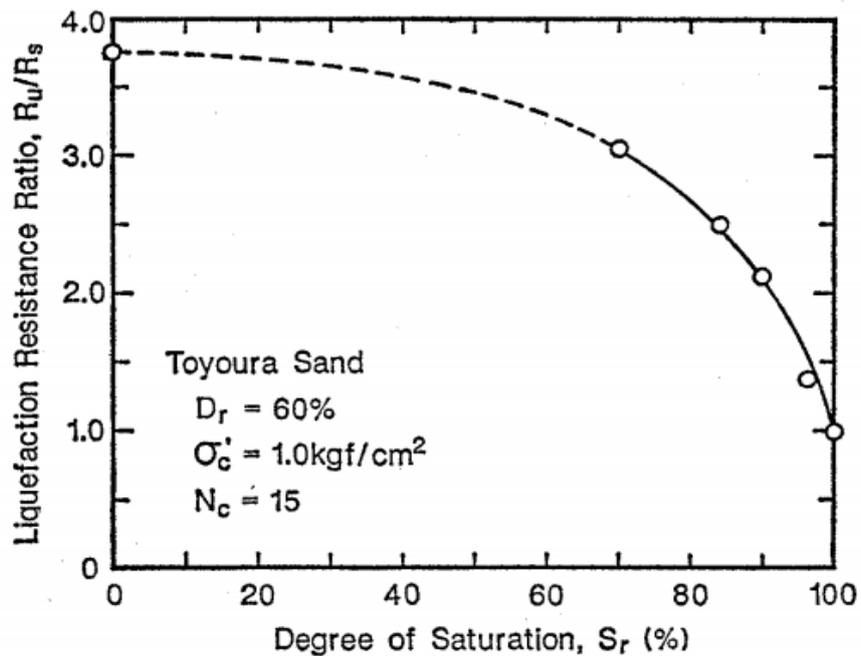


Figure 1.23 : effet du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Yoshimi et al., 1989).

Della et al. (2014) ont réalisés des essais de compression drainés et non drainés sur le sable de Chlef pour différentes valeurs de coefficient de Skemton B sous une pression de confinement égale à 100 kPa. Les résultats des essais non drainés montrent que l'augmentation du degré de saturation (ou le coefficient de Skempton B) conduit à une diminution de la valeur du déviateur et à une augmentation de la pression interstitielle et par conséquent à une réduction dans la résistance du sable (figure 1.24). Ces constatations ont été confirmées par les résultats des essais drainés qui montrent que l'augmentation du coefficient de Skemton B a pour effet d'amplifier la phase de contractance et retarder l'apparition de la dilatance (figure 1.25).

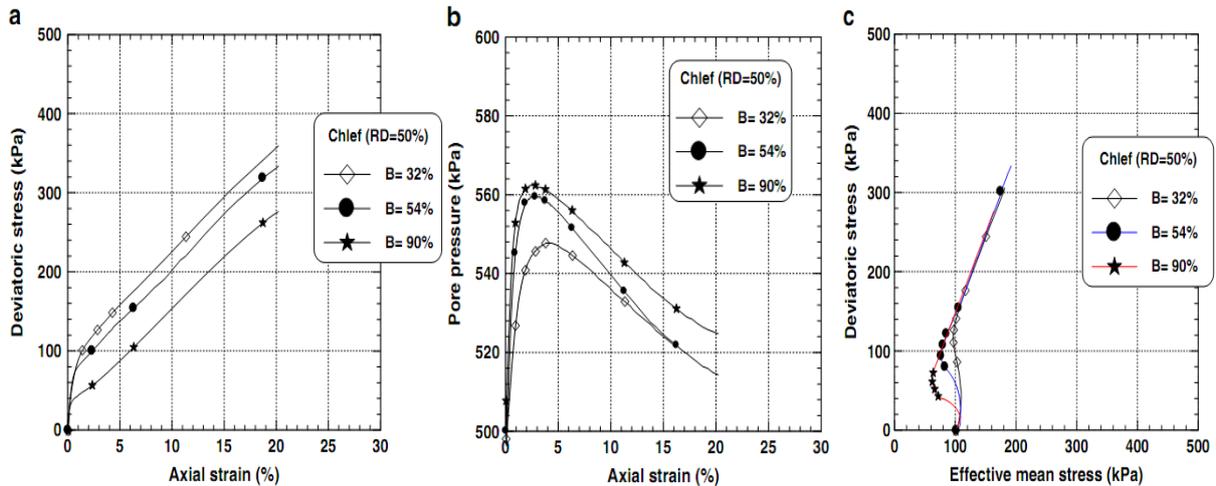


Figure 1.24 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2014).

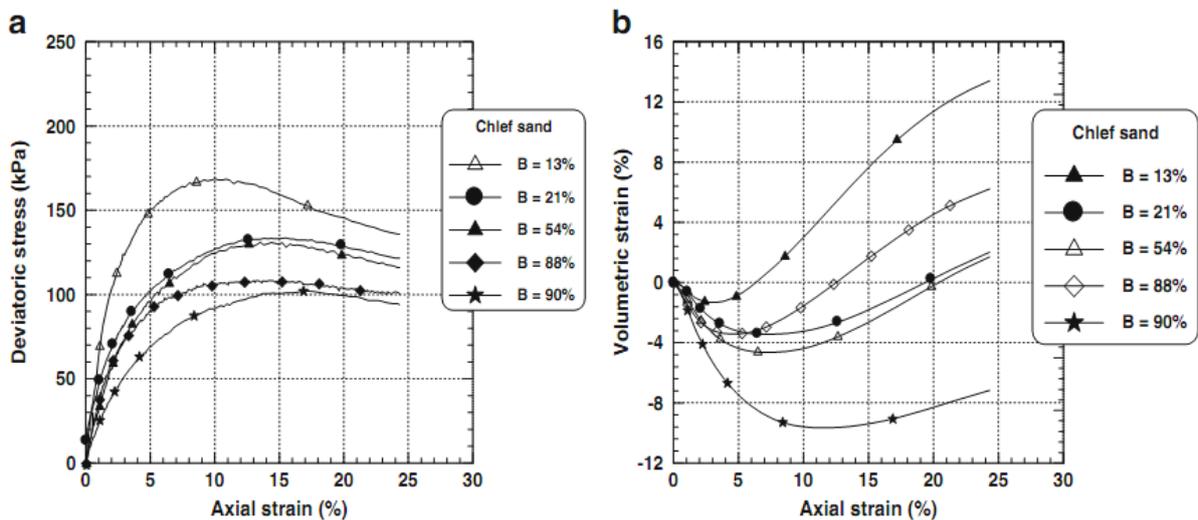


Figure 1.25 : Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse drainée du sable de Chlef (Della et al., 2014).

1.5.4 Influence de la teneur en fines

Il est important d'étudier les sols constitués d'un mélange sable-limon ou sable-argile car ils sont les plus communs dans la nature. De plus, les études précédentes ont montré que la

présence des éléments fins dans le sol a un effet significatif sur leur comportement mais les résultats ne sont pas tous d'accord.

Les résultats montrent qu'en fonction de la plasticité et du type des sols étudiés, l'augmentation de la fraction des fines peut conduire à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ces sols (Amini et Qi, 2000), ou une diminution de cette résistance (Shen et al., 1997, Troncoso et Verdugo, 1985 ; Finn et al., 1994 ; Vaid, 1994 ; Zlatovic et Ishihara, 1997). D'autres études ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à atteindre une résistance minimale puis réaugmente avec la teneur en fines (Law et Ling, 1992 ; Koester, 1994 ; Bouferra et Shahrour, 2004).

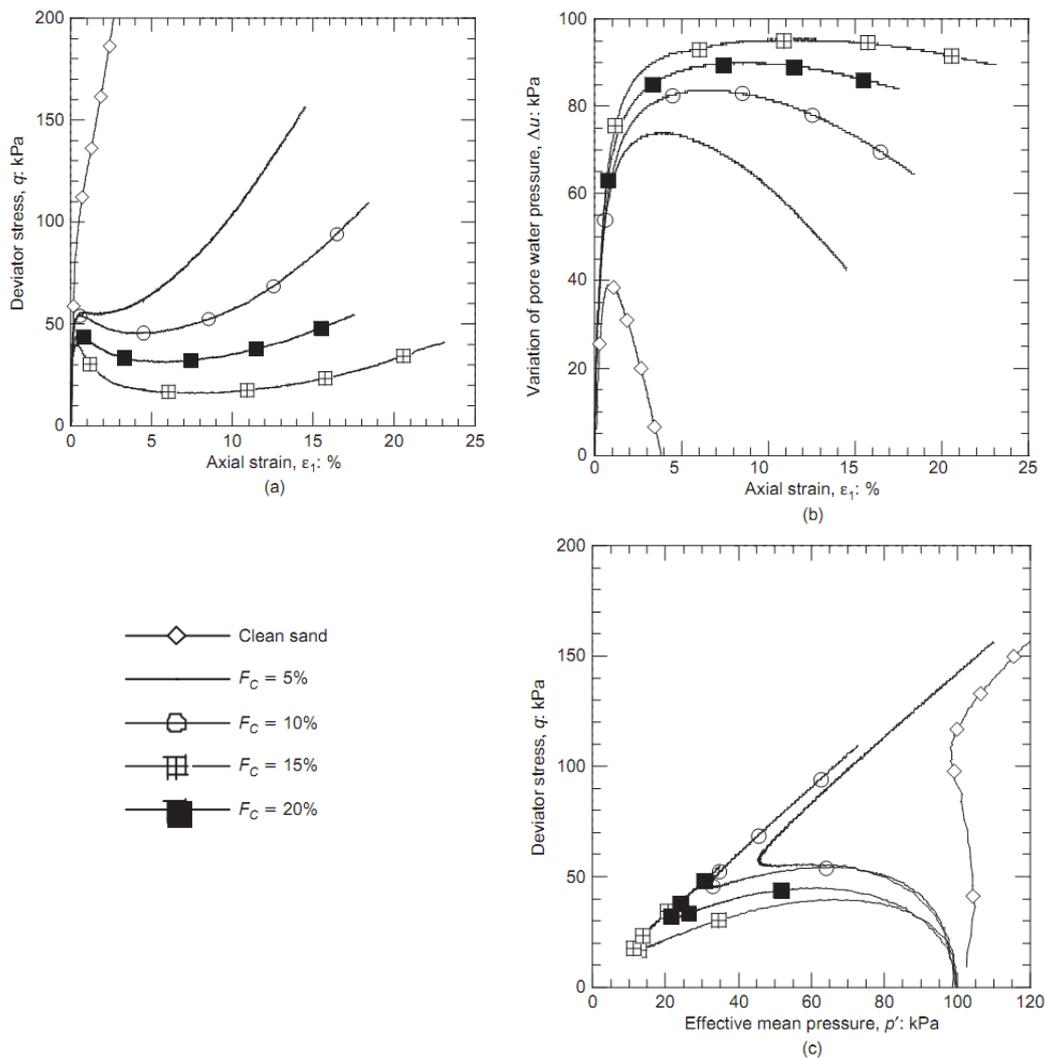


Figure 1.26 : Influence du teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable d'Hostun-argile de Kaolin (Bouferra et Shahrour, 2004).

Bouferra et Shahrour (2004) ont réalisé des essais de compression monotones non drainés sur des sables argileux (sable d'Hostun-argile de Kaolin) pour différentes valeurs de teneur en fines (figure 1.26). Ils ont constaté que la présence des fines prolonge la phase d'augmentation de la pression interstitielle (ou la phase de contractance), atténue la dilatation du sol, et réduit par conséquent sa résistance. Ce résultat est clairement observé pour une petite teneur en

fines ($F_c = 5\%$), et devient plus prononcé lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à 15%. Au-delà de cette valeur, l'augmentation de la teneur en fines conduit à une augmentation de la résistance du sol accompagné par une récupération de la dilatation du sol.

Arab (2009) a réalisé des essais triaxiaux monotones drainé et non drainés sur un mélange du sable de Chlef et du limon de Chlef pour différentes valeurs de fraction des fines (entre 0 et 50%). Ils ont trouvé que la résistance du sol diminue avec l'accroissement de la fraction des fines où les échantillons deviennent plus contractants. Cette réduction dans la résistance est la conséquence de l'amplification de la pression interstitielle dans le cas non drainé et l'augmentation de la compressibilité du sol dans la condition drainée (figure 1.27 et 1.28).

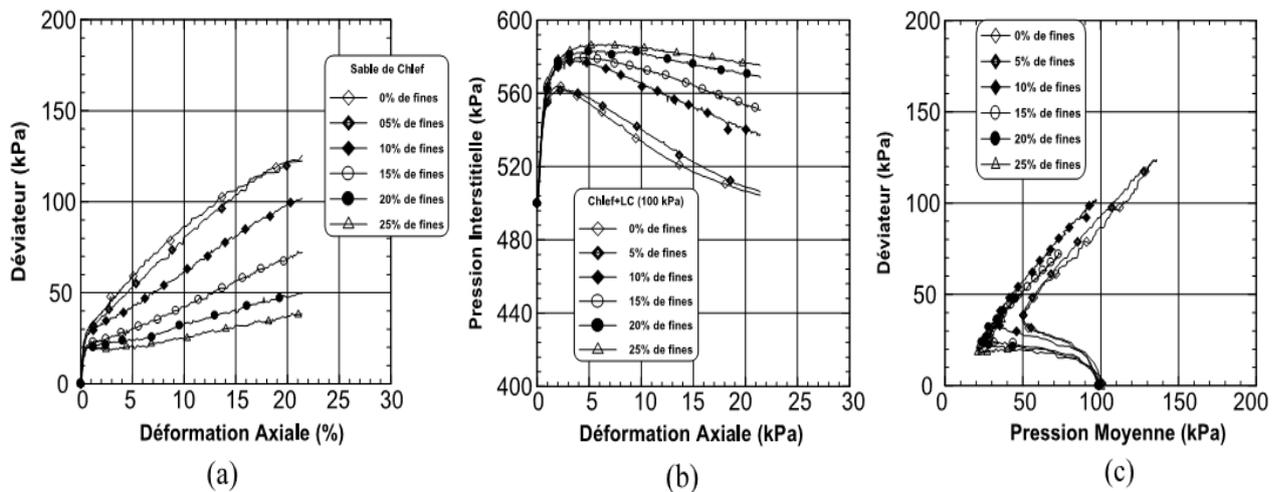


Figure 1.27 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon (Arab, 2009).

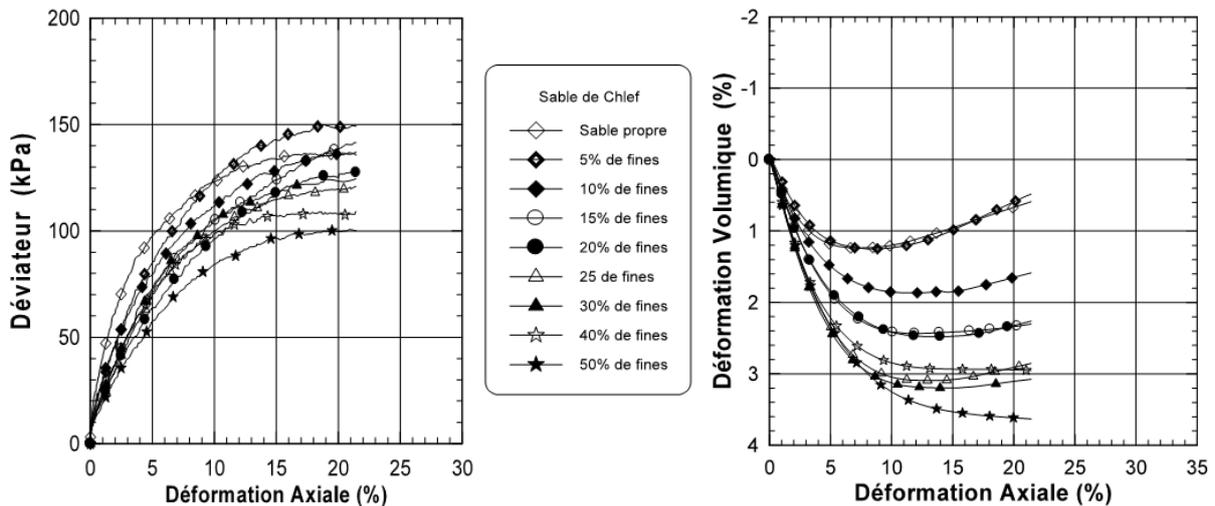


Figure 1.28 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon (Arab, 2009).

En ce qui concerne le comportement cyclique, les résultats de Bouferra et Shahrour (2004) présentés dans la figure 1.29 montrent que la présence d'éléments fins en faible proportion ($F_c \leq 15\%$) induit une forte réduction de la résistance à la liquéfaction des sols. Arab (2009) a trouvé un résultat similaire pour une gamme de teneur en fines variée entre 0% et 40% (figure 1.30).

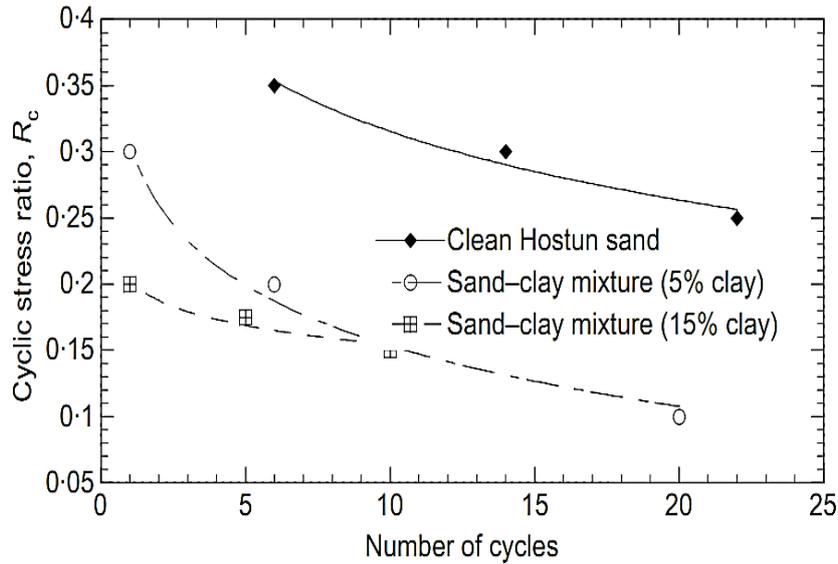


Figure 1.29 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction du mélange sable d'Hostun-argile de Kaolin (Bouferra et Shahrour, 2004).

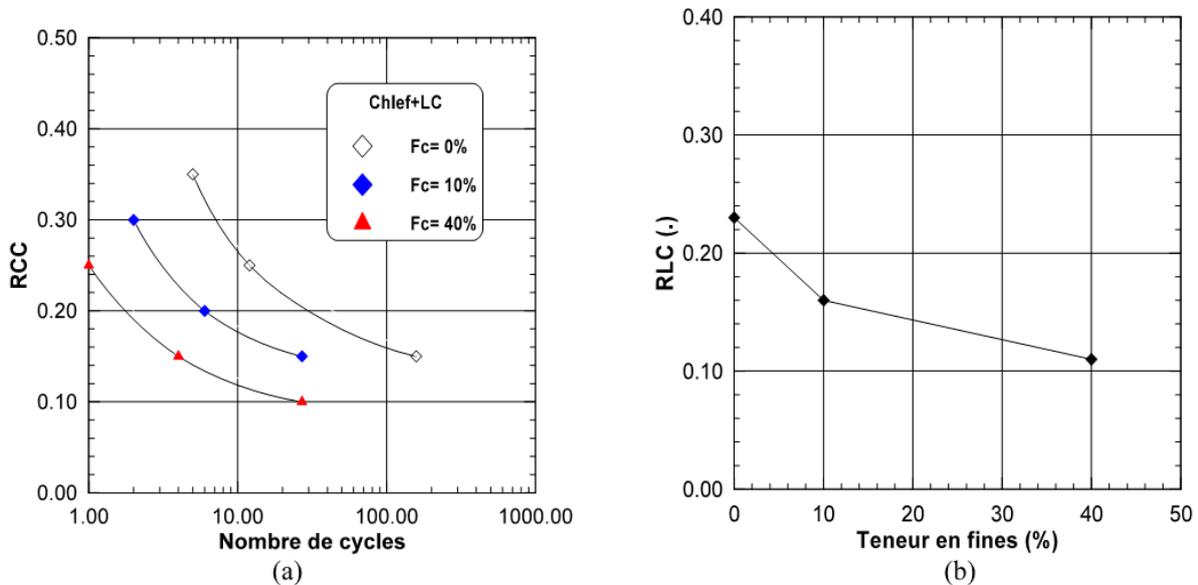


Figure 1.30 : Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC (Arabe, 2009).

1.5.5 Influence de la méthode de préparation des échantillons

Pour tester les sols remaniés (par exemple un sable) en laboratoire, il faut les reconstituer selon une méthode de préparation pour qu'ils prennent une forme d'échantillon convenable avec le dispositif.

Il a été montré que les différentes méthodes de préparations développées produisent des échantillons avec différentes structure initiale, ce qui conduit à des réponses de comportement du sol différentes (Ladd, 1974, 1977 ; Mulilis et al., 1977 ; Oda, 1972a, 1972b ; Miura et Toki, 1982 ; Been et Jefferies, 1985 ; Vaid et Negussey, 1984 ; Canou, 1989 ; Canou et El Hachem, 1992 ; DeGregorio, 1990 ; Ishihara, 1993 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Vaid et al., 1999 ; Høeg et al., 2000 ; Benahmed, 2001 ; Della, 2010).

Mulilis et al. (1977) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques à contrainte contrôlée sur des échantillons du sable de Monterey reconstitués selon différentes méthodes de préparation au même indice de densité (figure 1.31). Parmi les observations qui ont été énoncées par eux, c'est que la résistance dynamique du sol augmente lorsque les échantillons sont formés dans un état humide.

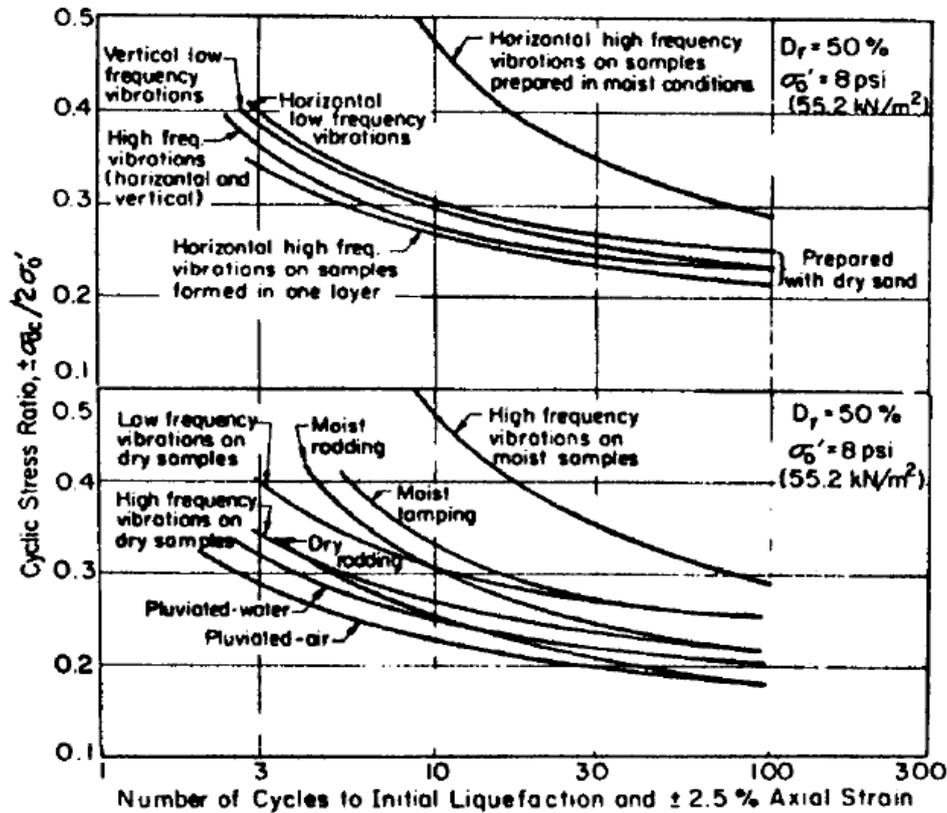


Figure 1.31 : Effet du mode de dépôt sur la résistance cyclique du sable de Monterey (Mulilis et al., 1977).

Sur la base de ses résultats des essais non drainés effectués sur le sable d'Hostun RF, Canou (1989) a montré que les échantillons préparés par le déversement sec sont plus résistants que ceux préparés par le damage humide.

A pour but d'étudier l'effet du mode de dépôt sur le comportement du sol dans un état très lâche, Zlatovic et Ishihara (1997) ont réalisés des essais triaxiaux non drainé sur trois sols limoneux en utilisant deux ou trois différentes méthodes de préparation des échantillons (figure 1.32). Ils ont constaté que l'effet du mode de dépôt est négligeable jusqu'à le pic (le pic de résistance). Au-delà de ce point, l'effet de la méthode de préparation se manifeste et la résistance résiduelle normalisée varie d'une méthode à un autre. Ils ont dit aussi que lorsque le sol est largement cisailé pour atteindre l'état stable, la structure initiale est effacée par le remoulage graduel et l'état de contrainte ultime est, gouverné par l'indice des vides seulement, encore une fois non affectée par la structure initiale.

Vaid et al. (1999) ont trouvé que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats au laboratoire et, qu'en revanche, la

pluviation sous eau est le mode de préparation qui se rapproche le plus des dépôts alluvionnaires naturels et le mieux adapté pour les analyses de liquéfaction.

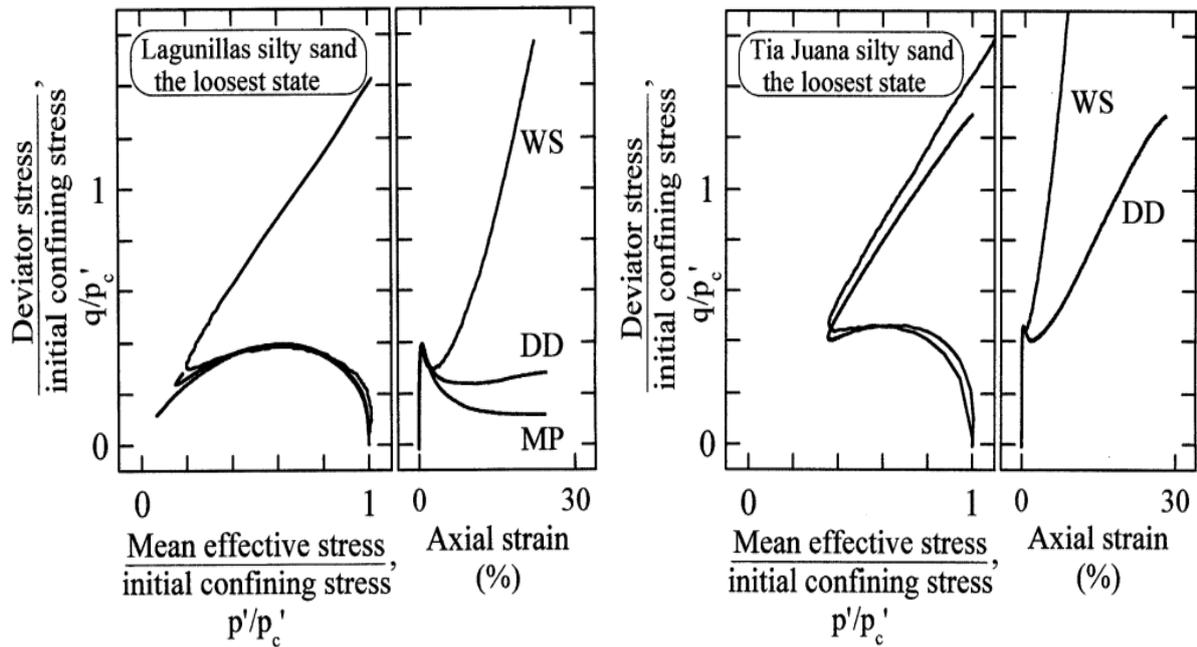


Figure 1.32 : Effet du mode de dépôt sur la réponse non drainée du sable limoneux de Lagunillas et Tia Juana (Zlatovic et Ishihara, 1997).

Benahmed et al. (2004) ont trouvé que le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité de liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable, moins liquéfiable (figure 1.33). Yamamuro et al. (2008) ont montré que les spécimens formés par la méthode de dépôt sèche à l'aide d'un entonnoir (dry funnel deposition) contenaient un pourcentage de contacts de grains potentiellement instables plus élevé que ceux reconstitués par la méthode de sédimentation dans l'eau (water sedimentation).

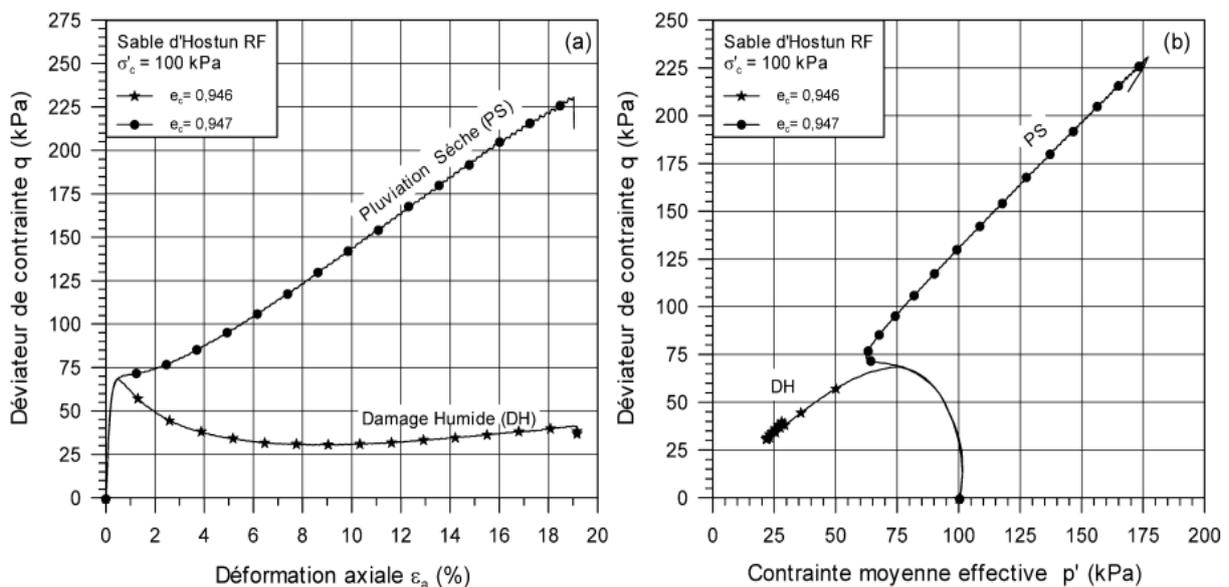


Figure 1.33 : Influence du mode de dépôt des échantillons sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF (Benahmed et al., 2004).

En réalisant des essais sur un sable limoneux (sable du Nevada contenant un limon non plastique), Wood et al. (2008) ont constaté que l'effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé diminue avec l'augmentation de la densité. Ils ont trouvé aussi que cet effet augmente avec la teneur en limon, particulièrement aux faibles densités.

Dans le but d'évaluer l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sable de Chlef, Della et al. (2009) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons préparés selon deux méthodes de déposition : la pluviation à sec et le placement humide avec une teneur en eau de 3%. Ils ont constaté que les échantillons préparés avec la méthode de pluviation à sec présentent une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés avec la méthode du placement humide, en mobilisant un effort résiduel plus grand (figure 1.34).

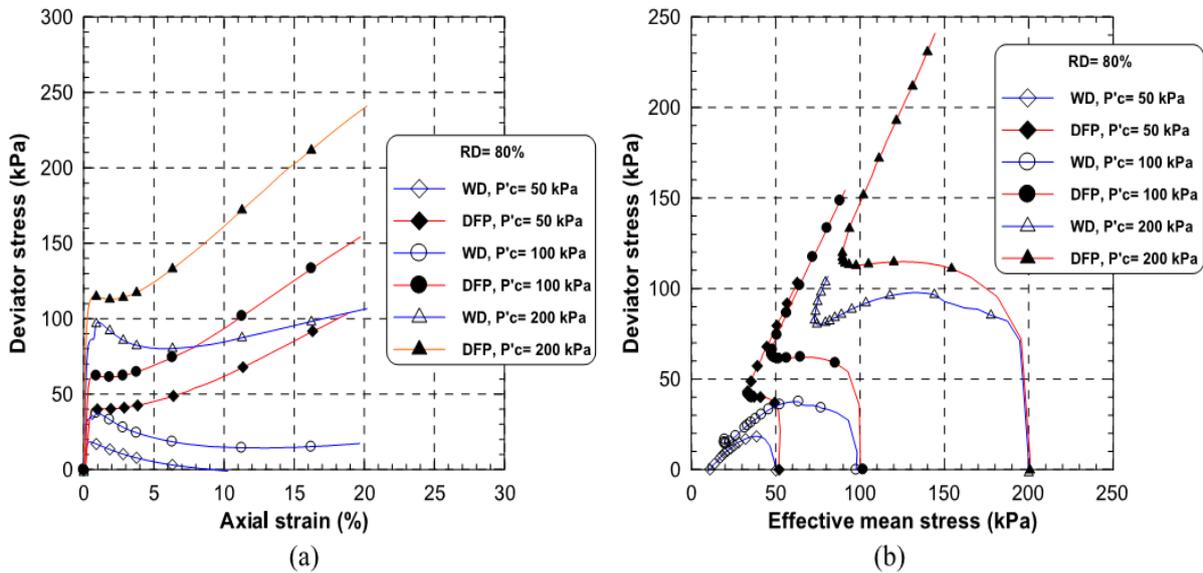


Figure 1.34 : Effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009).

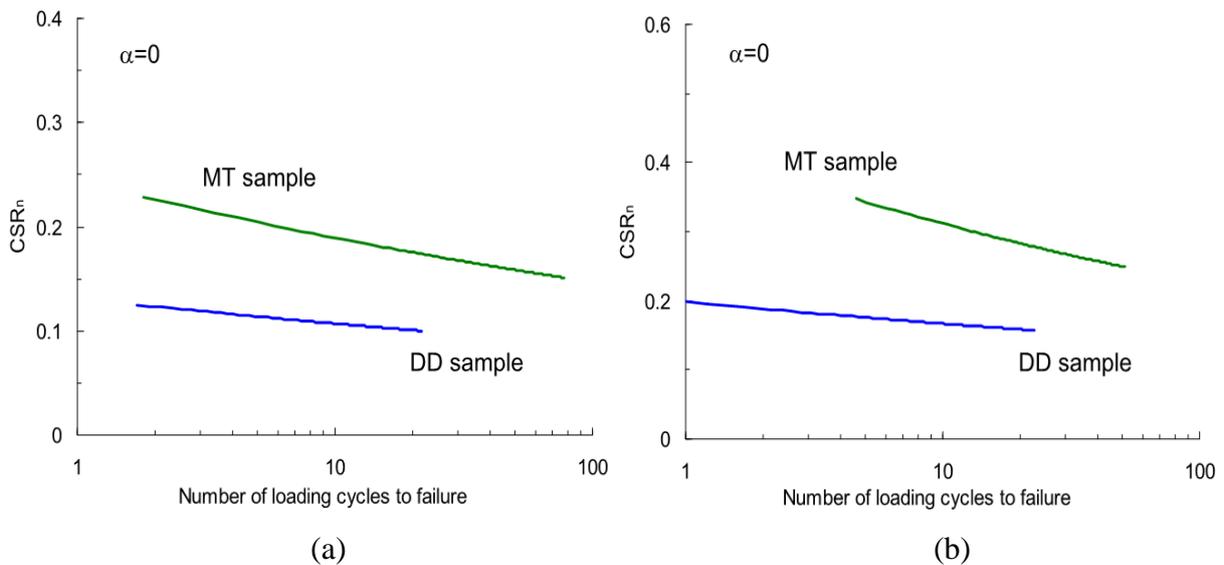


Figure 1.35 : Effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance cyclique du sable de Toyoura : (a) $D_{rc} = 20\%$; (b) $D_{rc} = 50\%$ (Sze et Yang, 2014).

Les résultats obtenus par Krim et al. (2013) confirment ceux trouvés par Canou (1989), Benahmed et al. (2004) et Della et al. (2009), en montrant que les spécimens préparés par la méthode de dépôt sec ont une résistance à la liquéfaction plus grande que ceux préparés par le damage humide.

Les résultats des essais cycliques non drainés réalisés par Sze et Yang (2014) sur le sable de Toyoura montrent que les échantillons préparés par la méthode du damage humide présentent une résistance cyclique plus élevée que ceux préparés par le dépôt sec (figure 1.35). Ce résultat est en accord avec celui trouvé par Mulilis et al. (1977).

En effectuant des essais triaxiaux monotones de compression drainés sur le sable de Chlef, Della et al. (2011 et 2014) ont trouvé que les échantillons reconstitués par la méthode de pluviation à sec sont plus dilatants que ceux préparés par la méthode du placement humide.

1.5.6 Influence de la surconsolidation

L'histoire de contrainte d'un dépôt de sol est souvent représentée par un profil du rapport de surconsolidation (OCR) avec une profondeur. L'OCR a un effet dominant sur le comportement d'ingénierie des sols, particulièrement leur résistance, leur contrainte-déformation et leurs caractéristiques de compressibilité (Chang, 1991). Biarez et Hicher (1994) ont défini l'OCR comme le rapport de la pression effective maximale à la fin de la consolidation à la pression finale au déchargement. Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Seed et Peacock, 1971, Seed et al. 1975, Ishihara et al., 1978).

A pour but d'étudier l'effet de la surconsolidation sur la résistance cyclique du sable, Ishihara et Takatsu (1979) ont réalisé des essais cycliques de torsion sur des échantillons surconsolidés à différents degrés sous différentes conditions de K_0 (figure 1.36). Ils ont trouvé que la résistance cyclique (rapport de contrainte cyclique provoquant la liquéfaction initiale en 20 cycles) augmente avec l'accroissement de la valeur d'OCR, quelles que soient les conditions de K_0 initiales.

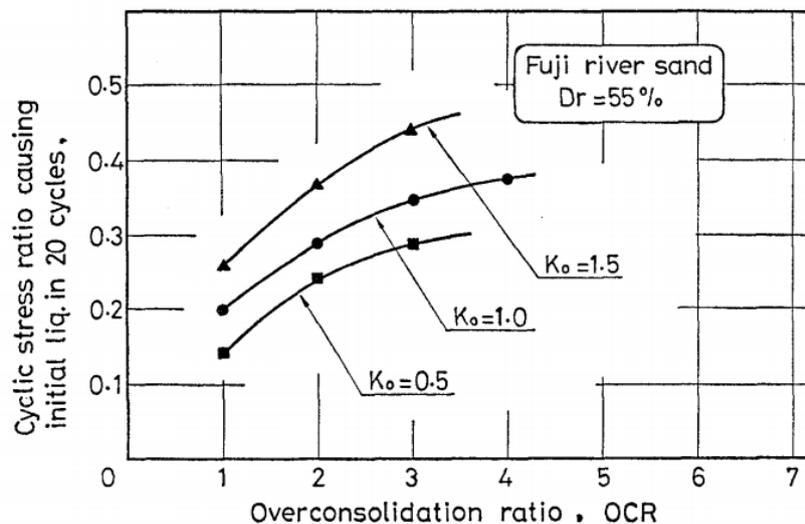


Figure 1.36 : Relation entre la résistance cyclique et la valeur d'OCR (Ishihara et Takatsu, 1979).

En réalisant des essais cycliques sur un sable argileux (15% d'argile), Bouferra (2000) a trouvé que la liquéfaction est atteinte au 6ème cycle pour un échantillon normalement consolidé (OCR=1) tandis qu'elle est atteinte au bout de 17 cycles pour un rapport de surconsolidation de 7 (figure 1.37). En d'autre terme, l'augmentation de la surconsolidation (OCR) améliore la résistance à la liquéfaction de ce mélange.

Arab et Belkhatir (2012) ont montré que la surconsolidation du sol augmente sa résistance cyclique à la liquéfaction (figure 1.38), et ils ont dit que cela est dû au fait que la surconsolidation amplifie le caractère dilatant des sols, induisant l'atténuation du taux de la pression interstitielle sous une condition de chargement non drainée.

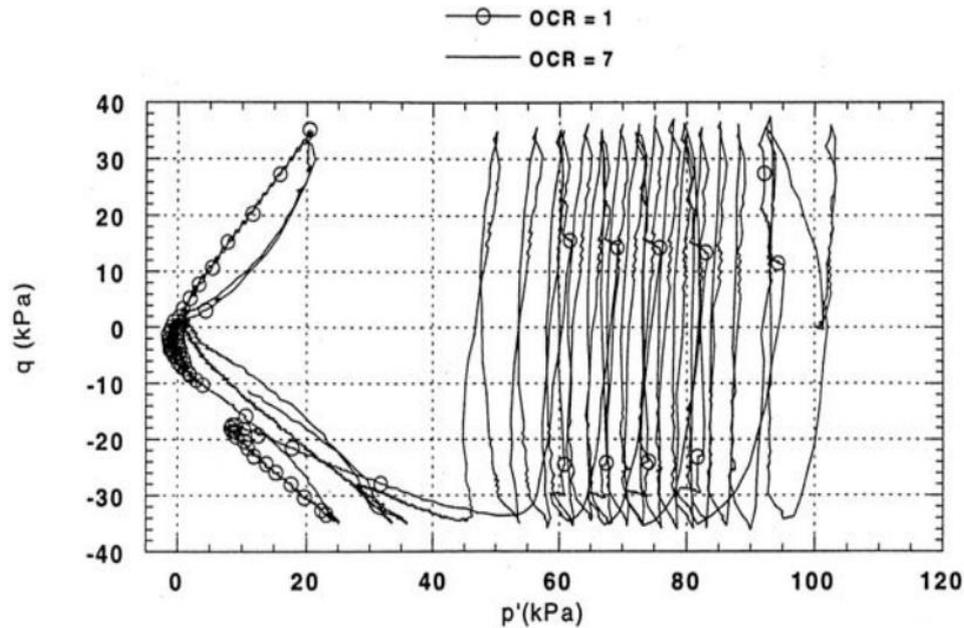


Figure 1.37 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction d'un sable argileux (Bouferra, 2000).

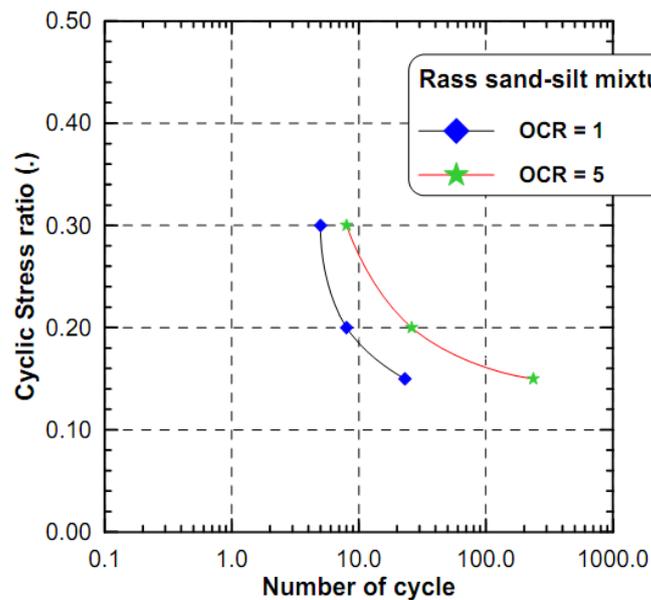


Figure 1.38 : Effet de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction du mélange sable de Rass-limon de Sidi-M'hamed, $F_c = 10\%$, $D_r = 65\%$ (Arab et Belkhatir, 2012).

Dans une tentative d'étudier l'effet de la surconsolidation sur la résistance du sable de Chlef, Djafar Henni et al. (2013) ont réalisé des essais triaxiaux monotones de compression non drainés sur des échantillons ayant différents rapports de surconsolidation (OCR) variant de 1 à 8. Ils ont constaté que l'augmentation du rapport de consolidation OCR conduit à une augmentation des valeurs du déviateur et à une diminution de la pression interstitielle où les échantillons deviennent plus dilatants (figure 1.39).

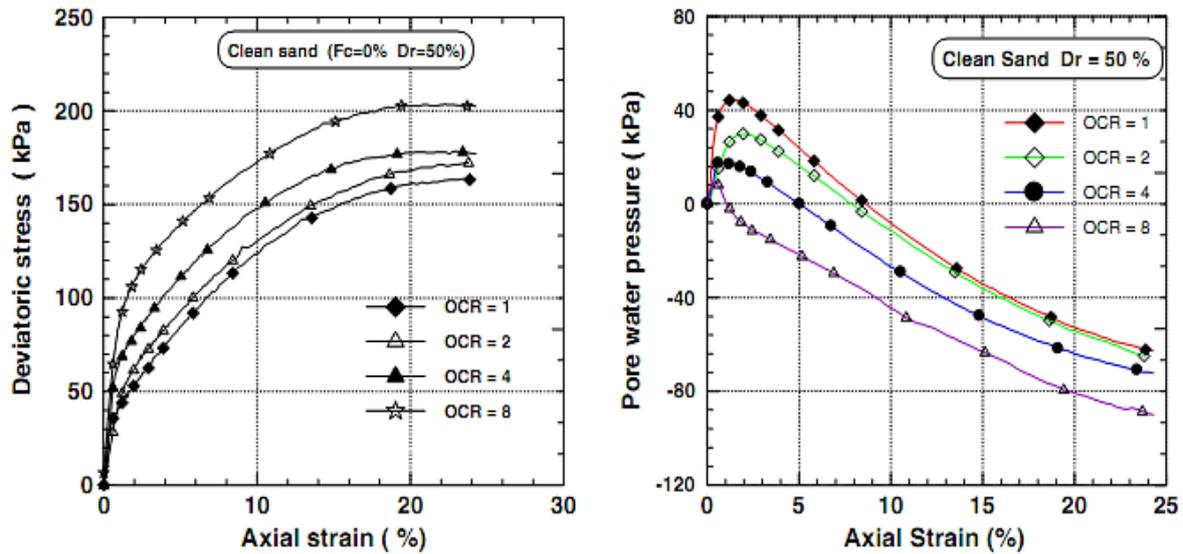


Figure 1.39 : Réponse non drainée du sable propre de Chlef (Djafar Henni et al., 2013).

1.5.7 Influence du préchargement

Au cours du temps, les sols in situ peuvent subir des sollicitations aléatoires dues aux différents chargements, qui peuvent être cyclique (séisme...) ou statique (remblai...). Ces préchargements ont un effet important sur le comportement postérieur de ces sols tels qu'il a été prouvé à travers de nombreuses études précédentes.

Finn et al. (1970) ont étudié l'influence de l'histoire de chargement sur la résistance à la liquéfaction des sables. Ils ont montré que cette résistance augmente lorsque l'échantillon est soumis préalablement à des petits cycles de chargement suivi d'un drainage; d'autres auteurs ont montré par contre qu'un pré-cisaillement avec de grandes amplitudes peut conduire à une diminution de la résistance cyclique.

La figure 1.40 montre les résultats des essais effectués par Hyodo et al. (1991) pour différentes valeurs de contrainte de cisaillement statique initiale. Il est clair que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation de contrainte de cisaillement initial pour les deux cas de densité relative initiale ($Dr = 50\%$ et 70%).

Wichtmann et al. (2005) ont trouvé qu'un échantillon sans préchargement initial nécessite environ de 5 cycles pour atteindre la liquéfaction initiale, alors que cette dernière est apparue après 8 cycles dans le cas de l'échantillon préchargé avec un déviateur d'amplitude $q_{am} = 30$ kPa et un nombre de cycles $N_{préch.} = 10$. Le préchargement avec un $q_{am} = 50$ kPa et $N_{préch.} = 10$ cycles retarde la liquéfaction initiale où elle se produit après 43 cycles tandis qu'elle est apparue après 205 cycles dans le cas de l'échantillon préchargé avec $q_{am} = 50$ kPa et $N_{préch.} = 100$ cycles (figures 1.41).

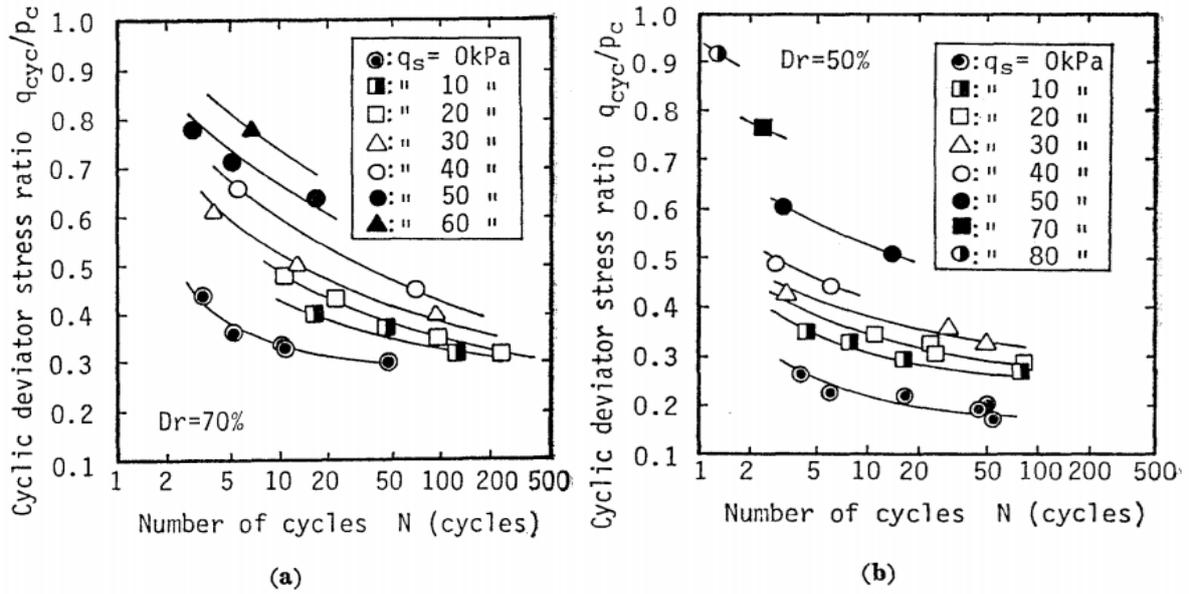


Figure 1.40 : Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, $DA= 5\%$, (a) $Dr = 70\%$; (b) $Dr = 50\%$ (Hyodo et al., 1991).

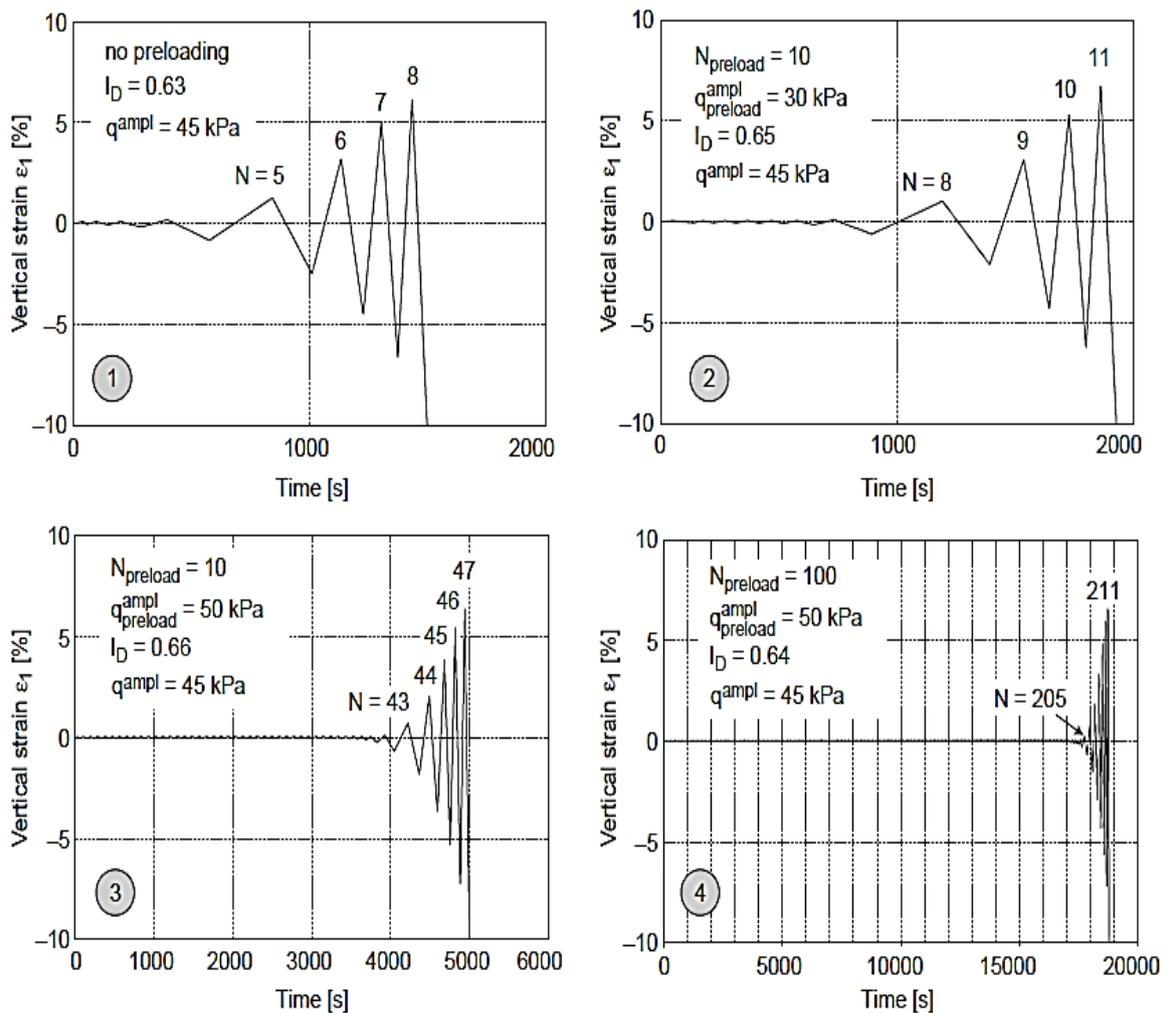


Figure 1.41 : Influence du préchargement cyclique sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al., 2005).

Arab et Shahrour (2008) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des échantillons du mélange sable de Chlef - limon de Chlef ($F_c = 10\%$) préparés à une densité relative initiale de 65%. Les échantillons ont été d'abord soumis à un chargement monotone drainé jusqu'à une déformation axiale de 2,25% (phase de contractance), 4,5% (fin de la phase de contractance) et 9% (phase de dilatance). Pour chaque préchargement, les essais ont été réalisés pour trois amplitudes. En comparant les échantillons préchargés avec ceux qui ont été testés sans préchargement, Ils ont trouvé que la résistance à la liquéfaction augmente lorsque le préchargement est appliqué dans la phase de contractance, mais elle décroît lorsque le préchargement est appliqué dans la phase de dilatance (figure 1.42).

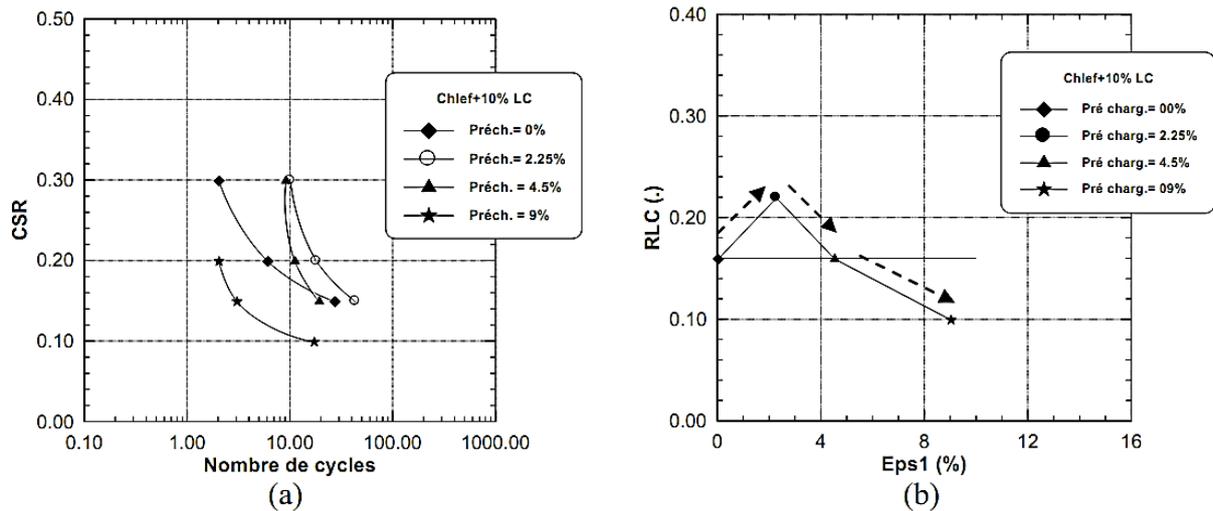


Figure 1.42 : Influence du préchargement sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-Limon de Chlef, $F_c = 10\%$ (Arab et Shahrour, 2008).

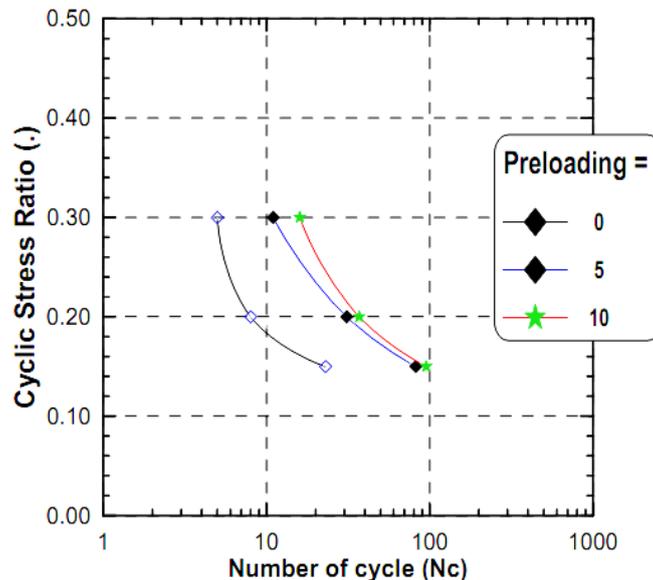


Figure 1.43 : Effet du préchargement cyclique sur la résistance à liquéfaction du mélange sable de Rass-limon de Sidi-M'hamed, $F_c = 10\%$, $D_r = 65\%$ (Arab et Belkhatir, 2012).

La figure 1.43 présente les résultats des essais triaxiaux cycliques effectués par Arab et Belkhatir (2012) sur des échantillons soumis à un préchargement cyclique drainé. Elle

montre clairement que le préchargement cyclique améliore la résistance à la liquéfaction du mélange. Il est convenu de noter aussi que l'effet des 5 premiers cycles de préchargement est plus significatif que celui des 5 derniers cycles.

1.6 Conclusion

La liquéfaction est l'un des principaux phénomènes qui produisent durant les tremblements des terres. Elle apparaît lorsque tous les contacts inter-granulaires du sol saturé sont éliminés sous la surgénération de la pression interstitielle. En raison de la nécessité de connaître la capacité portante du sol et sa résistance vis-à-vis des sollicitations externes pour les différents ouvrages géotechniques, l'étude du comportement des sols, et notamment le comportement mécanique, a reçu un intérêt très important. Le présent chapitre donne un résumé de certains travaux antérieurs effectués dans le cadre du comportement mécanique des sols. Il a été vu que la résistance des sols dépend de plusieurs paramètres tels que, le confinement, la densité relative, la teneur en fines, la saturation, le préchargement et la surconsolidation.

De nombreuses études ont été effectuées afin d'évaluer le comportement mécanique du sol de la région de Chlef où les effets de nombreux paramètres ont été étudiés, notamment la méthode de préparations des échantillons. Mais pour la majorité de ces travaux, seulement deux méthodes de préparation ont été testées, c'est pour cette raison qu'il a été suggéré de tester d'autres méthodes de préparations à travers cette recherche, spécialement dans quatrième chapitre.

CHAPITRE 2

**ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR LE
COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES SOLS**

2.1 Introduction

L'eau est l'un des trois composants du sol (grains solides, eau, air), elle a un rôle très important dans les travaux du génie civil. Parmi tous les problèmes posés par sa présence, trois types peuvent être distingués (LCPC, 1970):

- Les problèmes d'épuisement, de rabattement de nappes liés à l'exécution des fouilles en terrains aquifères, en dessous du niveau de la nappe.
- Les problèmes dus, dans les massifs en terre où l'eau circule, aux forces d'écoulement qui s'exercent sur les grains du sol. Il est fréquent que l'intensité de ces forces atteigne celle des forces de la pesanteur. Ces problèmes sont ceux de la stabilité des talus routiers, des pentes naturelles et des barrages en terre.
- Les problèmes posés par l'influence du temps d'écoulement de l'eau dans les sols saturés, sur le comportement de ces sols. Ce sont les phénomènes de consolidation, de temps de tassement et de résistance au cisaillement des sols.

L'eau existe dans le sol sous différentes formes: **l'eau de constitution et de cristallisation** qui fait partie de la composition chimique des minéraux ; **l'eau adsorbée ou hygroscopique**, qui forme autour des grains solides une pellicule fortement adhérente douée d'une viscosité très élevée et même d'une certaine rigidité ; **l'eau capillaire ou de rétention**, que l'on rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient au contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles qui prennent naissance à l'interface eau-air. Cette eau, malgré la pesanteur, ne peut s'écouler librement ; **l'eau libre ou de gravité**, qui remplit les pores et les vides et qui peut s'écouler librement. Ce sont essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent l'ingénieur de génie civil (Cassan, 2005).

2.2 Ecoulement de l'eau dans les sols

Il est possible de classer ou décrire les écoulements selon différentes façons. Les écoulements peuvent être permanents ou transitoires selon que les conditions varient ou non dans le temps. Ils peuvent être aussi unidimensionnels, bidimensionnels ou tridimensionnels. Pour fins d'analyse géotechnique, il est généralement supposé que les écoulements sont unidimensionnels ou bidimensionnels, ce qui couvre la plupart des cas pratiques. L'écoulement est dit laminaire quand il se produit en couches parallèles qui ne se mélangent pas, et turbulent quand des variations aléatoires engendrent un certain mélange et une dissipation d'énergie interne. Il existe aussi des cas intermédiaires ou de transitions entre les deux écoulements précédents (Holtz et Kovacs, 1991).

Pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, on repose sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est saturé.
- L'eau et les grains sont incompressibles.
- la phase liquide est conservée (conservation de la masse d'eau interstitielle).
- Les contraintes totales et effectives ainsi que la pression de l'eau sont toujours liées par la relation de Terzaghi ; $\sigma' = \sigma - u$.

En hydraulique des sols on a le plus souvent affaire à des écoulements permanents, c'est-à-dire des écoulements stabilisés pour lesquels la vitesse de l'eau en tout point du massif est

indépendante du temps. Les particules fluides suivent donc des trajectoires, appelées lignes de courant, invariables au cours du temps.

Selon l'équation de Bernoulli, la charge hydraulique en un point (m), dans l'étude de l'écoulement d'un fluide sous l'action de la pesanteur, est donnée comme suivant :

$$h_m = \frac{v_m^2}{2g} + \frac{P_m}{\rho_w \cdot g} + z_m \quad (2.1)$$

Avec :

v_m : vitesse de l'eau au point m

P_m : pression de l'eau en point m (pression interstitielle)

z_m : altitude du point M par rapport à un plan de référence (ou $-Z_M$ si le vecteur Oz est verticale descendant).

ρ_w : densité de l'eau (masse volumique de l'eau).

g : accélération de la pesanteur.

Le terme $(v_m^2/2g)$ peut être négligé car la vitesse d'écoulement de l'eau dans les sols est généralement faible, et l'équation 2.1 devient la suivante :

$$h_m = \frac{P_m}{\rho_w \cdot g} + z_m \quad (2.2)$$

Le gradient hydraulique est définie comme la perte de charge Δh par unité de longueur l (Holtz et Kovacs, 1991):

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (2.3)$$

2.3 Loi de Darcy

Henry Darcy, en 1856, a étudié les possibilités d'alimentation en eau de la ville de Dijon en utilisant un système d'aqueducs et de tuyaux. Il a utilisé un système similaire à celui montré dans la figure 2.1 pour étudier les propriétés d'écoulement de l'eau à travers les couches filtrantes de sable. Il a varié la longueur de l'échantillon et la pression de l'eau en haut et en bas de l'échantillon et il a mesuré le débit d'écoulement qui a traversé le sable (Lambe et Whitman, 1969). A partir des résultats de ses essais, il a montré que le débit d'écoulement dans les sables était proportionnel au gradient hydraulique et il a établi la relation suivante :

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = k \cdot i \cdot A \quad (2.4)$$

Avec : Q : débit d'écoulement, (m^3/s)

A : section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement (m^2)

k : constante, le coefficient de perméabilité ou la conductivité hydraulique (m/s)

i : gradient hydraulique, $i = (h_3 - h_4)/L$ (voir figure 2.1)

h_3 : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (m)

h_4 : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (m)

L : longueur de l'échantillon (m)

La direction de l'écoulement se fait du point où la charge hydraulique est la plus forte vers celui où la charge est la plus faible, dans ce cas de 3 vers 4.

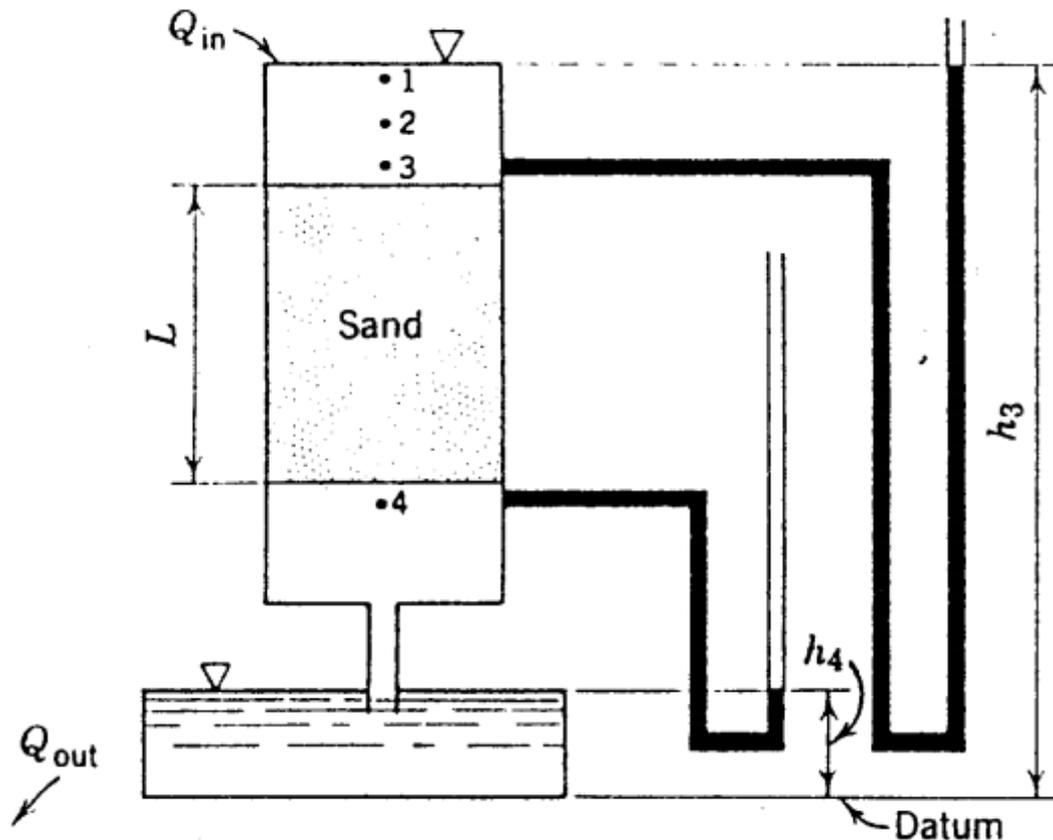


Figure 2.1 : Expérience de Darcy (figure d'après Lambe et Whitman, 1969).

2.4 Validité de la loi de Darcy

Après son élaboration par Darcy en 1856, l'équation (2.4) a été sujette à examen par de nombreux chercheurs et d'ingénieurs qui ont utilisé différents sols et qui ont testé les équipements et les conditions d'essais. La loi de Darcy a été validée pour des sols dont les dimensions vont du sable moyen au limon. Cependant, des déviations de cette loi ont été relatées pour les sols aux grains de dimensions extrêmes :

a. Sables grossiers – graviers

L'application de la loi de Darcy est valable uniquement pour des vitesses d'écoulement modérées (ou des écoulements laminaires) et dans le cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changements dans la fluidité ou la perméabilité en fonction du gradient. Dans le cas

des sables grossiers et les graviers, les dimensions des vides sont importantes et les gradients hydrauliques élevés peuvent créer des écoulements non laminaires. Dans ce cas-là, la loi de Darcy n'est pas toujours applicable (Ait Saadi, 2003).

b. Sols fins

La loi de Darcy est généralement valable pour les sols fins (Olson et Daniel, 1981). Cependant, certaines recherches ont montré des déviations du comportement prévu, dans le cas des argiles et des sols argileux (Izbash, 1931 ; Lutz et Kemper, 1959 ; Hansbo, 1960 ; Miller et Low, 1963 ; Mitchell et Younger, 1967 ; Gardner, 1974 ; Zou, 1996, Sri Ranjan et Karthigesu, 1996). Ces déviations sont de deux types :

- Gradient seuil apparent: En dessous duquel le flux est soit nul, soit au moins inférieur à celui prédit par la relation de Darcy.
- Non linéarité de la loi de Darcy: la relation entre l'écoulement et le gradient n'est pas linéaire, en d'autre terme, la conductivité hydraulique n'est pas constante. Cette déviation de la linéarité peut être rapportée aux très faibles et forts gradients ($i < 10$ et $i > 100$, respectivement).

Les résultats des tests conduits par Miller et Low (1963) suggèrent la présence d'un gradient seuil, et des déviations de la linéarité sont montrées sur la figure 2.2. Hansbo (1960), n'a pas trouvé de gradient seuil évident, mais il a relevé des variations de la pente du flux avec le gradient qui sont évident sur la figure 2.3. La figure 2.4 présente la déviation de la loi de Darcy pour les forts gradients (Mitchell et Younger, 1967). Elle montre bien que la perméabilité augmente avec l'accroissement du gradient (Ait Saadi, 2003).

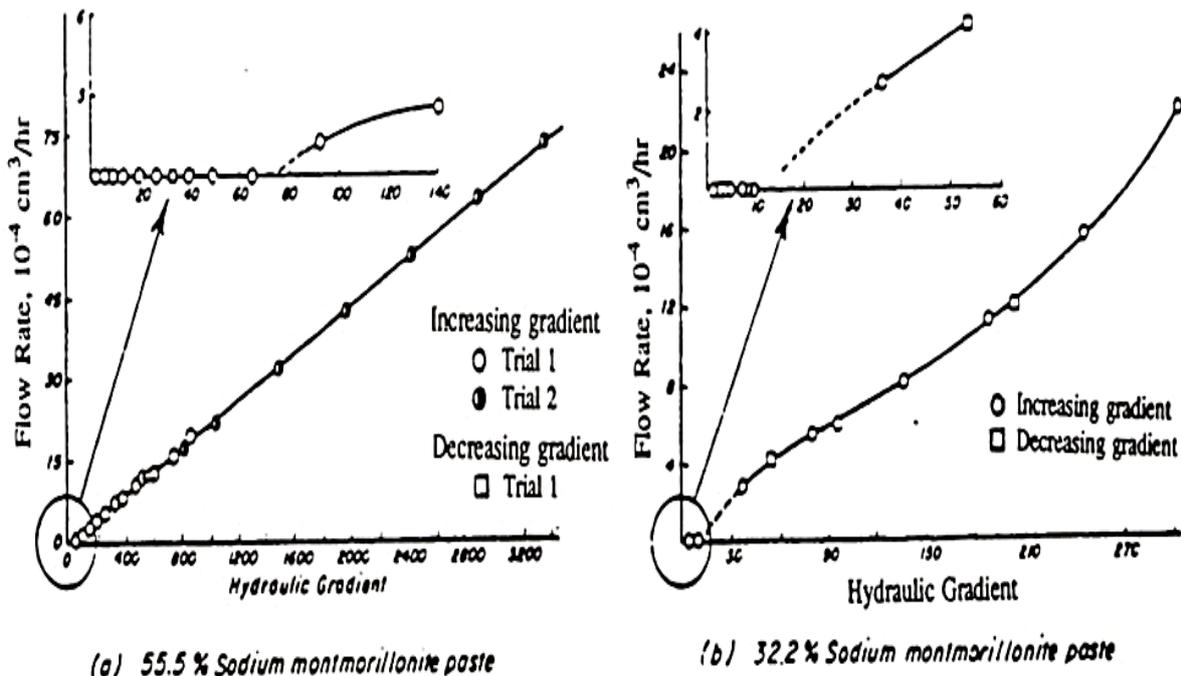


Figure 2.2 : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et Low, 1963).

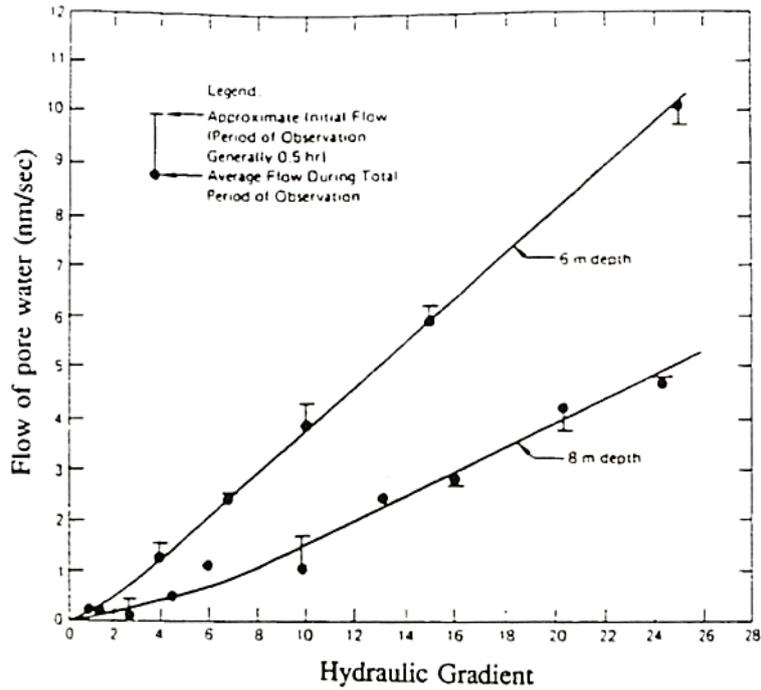


Figure 2.3 : Vitesse d'écoulement en fonction du gradient hydraulique (Hansbo, 1960).

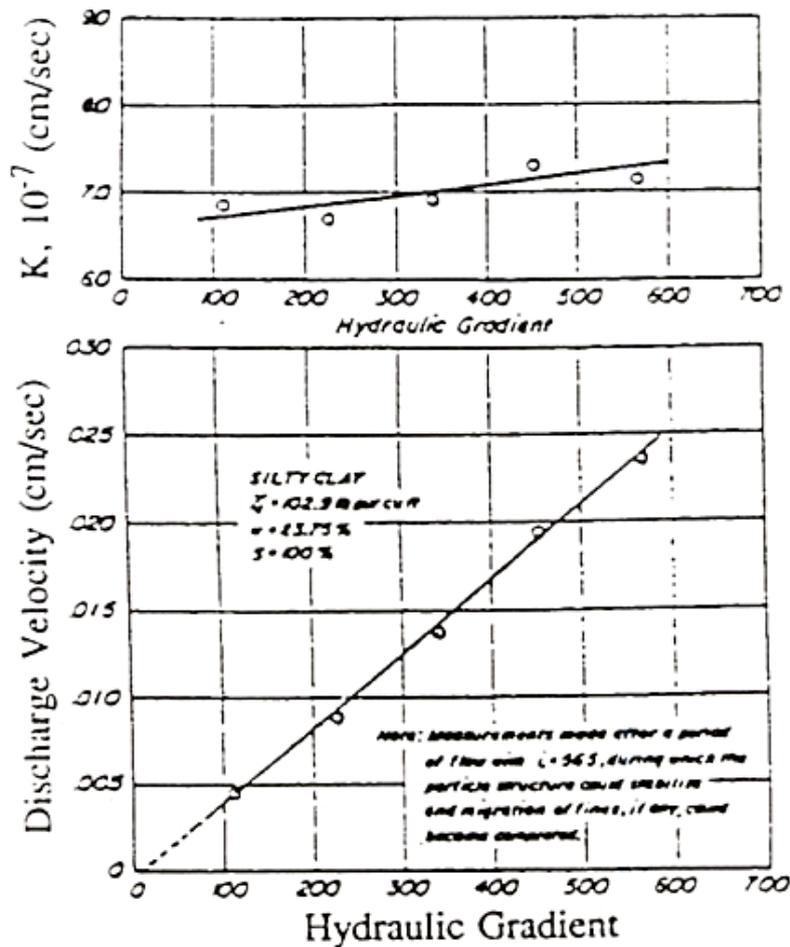


Figure 2.4 : Vitesse d'infiltration et perméabilité, k, en fonction du gradient hydraulique pour une argile limoneuse (d'après Mitchell et Younger, 1967).

2.5 Conductivité hydraulique

Comme il a été vu, la valeur k introduite par Darcy (équation 2.4) est appelée coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique (s'exprime en m/s). La perméabilité d'un sol est une mesure de sa capacité à permettre l'écoulement d'un fluide à travers lui. Le fluide peut être soit un liquide ou un gaz, mais les ingénieurs des sols ne sont concernés que par la perméabilité liquide, et le liquide est généralement compris comme étant de l'eau (Head et Epps, 2011).

La conductivité hydraulique mesurée est un paramètre caractérise le sol étudié, c'est pour cette raison, elle varie avec la nature du sol. Le tableau 2.1 présente quelques valeurs typiques de la conductivité hydraulique.

Tableau 2.1 : Quelques valeurs typiques de la conductivité hydraulique (Delleur, 1999).

Type du sol	Conductivité hydraulique k , cm/s
Gravier propre	1.0 et plus
Sable propre (grossier)	1.0–0.01
Sable (mélanges)	0.01–0.005
Sable fin	0.05–0.001
Sable limoneux	0.002–0.0001
Limon	0.0005–0.00001
Argile	0.000001 et plus petit

2.6 Mesure de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique (ou le coefficient de perméabilité) est considéré comme le paramètre primordial qui caractérise le comportement hydraulique des sols. Elle peut être mesurée en effectuant des tests soit in situ, soit au laboratoire.

a. Mesure au laboratoire

Il existe plusieurs appareillages qui peuvent être utilisés pour mesurer la conductivité hydraulique des sols au laboratoire, tels que le triaxial, l'œdomètre, le perméamètre. Le plus simple est l'utilisation d'un perméamètre. Le principe de ce dernier consiste à alimenter l'échantillon de sol saturé par un écoulement laminaire (ou uniforme) à l'aide d'une charge hydraulique qui peut être constante ou variable.

- **Essai à charge constante**

Cette méthode est utilisée pour les sols de perméabilité élevée ($k > 10^{-3}$ cm/s). Pour avoir une charge constante, le niveau de l'eau dans le réservoir doit être gardé constant (figure 2.5). Lorsque cette condition est vérifiée, un volume d'eau est recueilli pour un temps donné. Dans ce cas, l'équation du coefficient de perméabilité est donnée par la formule suivante:

$$k = (Q \cdot L) / (h \cdot A \cdot t) \quad (2.5)$$

Avec :

Q : le volume d'eau recueilli pendant le temps t (m^3, s) ;

A : la section de l'échantillon (m^2) ;

L : la longueur de l'échantillon (m) ;

h : la perte de charge piézométrique à travers l'échantillon (m).

• **Essai à charge variable**

L'essai à charge variable est utilisé dans le cas des faibles perméabilités ($k < 10^{-3}$ cm/s) où les débits sont faibles. L'échantillon est relié par un tube de faible diamètre qui est considéré comme la source d'alimentation par l'eau. Dans un tel essai, le temps nécessaire pour que le niveau d'eau (dans le tube) descende de h_1 à h_2 doit être mesuré (figure 2.5), et le coefficient de perméabilité est donné par la formule suivante :

$$k = ((a \cdot L)/(A \cdot \Delta t)) \cdot \ln(h_1/h_2) \quad (2.6)$$

Avec :

A, L : section et hauteur de l'échantillon (m^2, m) ;

a : section de tube (m^2) ;

Δt : temps nécessaire pour que le niveau d'eau diminue de h_1 à h_2 (m).

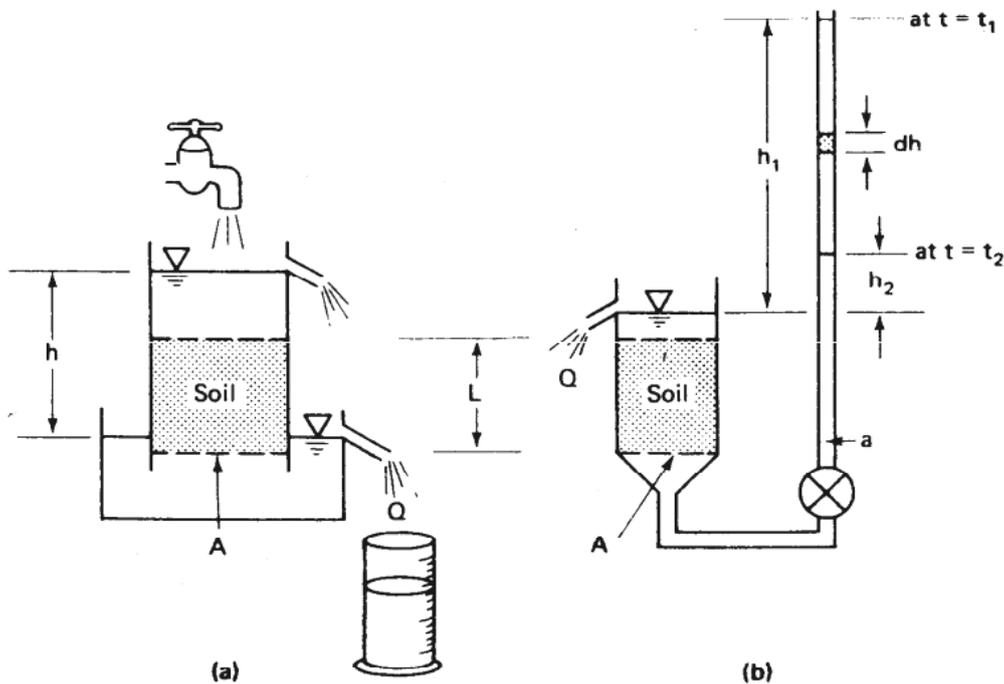


Figure 2.5 : Mesure de la conductivité hydraulique : (a) essai à charge constante ; (b) essai à charge variable (Holtz et Kovacs, 1981).

b. Mesure in situ

Les essais de perméabilité in situ permettent de mesurer la conductivité hydraulique directement sur le terrain où les échantillons sont intacts (non remaniés) et ont un large volume. Il existe deux types d'essai : l'essai ponctuel (l'essai Lefranc) et l'essai de pompage.

2.7 Conductivité hydraulique des terrains stratifiés

Les terrains sédimentaires sont constitués d'une superposition de couches de perméabilités différentes et comme ces dépôts se font, à l'origine, horizontalement, il est évident que dans un tel milieu, toutes choses égales par ailleurs, les vitesses de percolation de l'eau ne sont pas les mêmes dans un écoulement vertical et dans un écoulement horizontal (Cassan, 2005).

Dans le cas d'un milieu stratifié d'épaisseur H formé de n couches horizontales d'épaisseur H_i et de conductivité hydraulique k_i , chaque couche étant constituée d'un matériau supposé homogène et isotrope, il est possible de mesurer la conductivité hydraulique équivalente horizontale k_h et verticale k_v qui correspondent à un écoulement parallèle et perpendiculaire au plan de stratification respectivement (figure 2.6).

Pour l'écoulement perpendiculaire au plan de stratification (vertical), la vitesse de percolation est la même dans toutes les couches puisque le débit est supposé constant, et la conductivité hydraulique du milieu est donnée par la formule suivante :

$$k_v = \frac{\sum H_i}{\sum \frac{H_i}{k_i}} \quad (2.7)$$

Dans le cas d'un écoulement horizontal (ou parallèle aux plans de stratification), la perte de charge est la même dans chaque couche et par conséquent le gradient hydraulique est constant. Dans ce cas-là, la conductivité hydraulique du milieu est donnée par la formule suivante :

$$k_h = \frac{\sum k_i \cdot H_i}{\sum H_i} \quad (2.8)$$

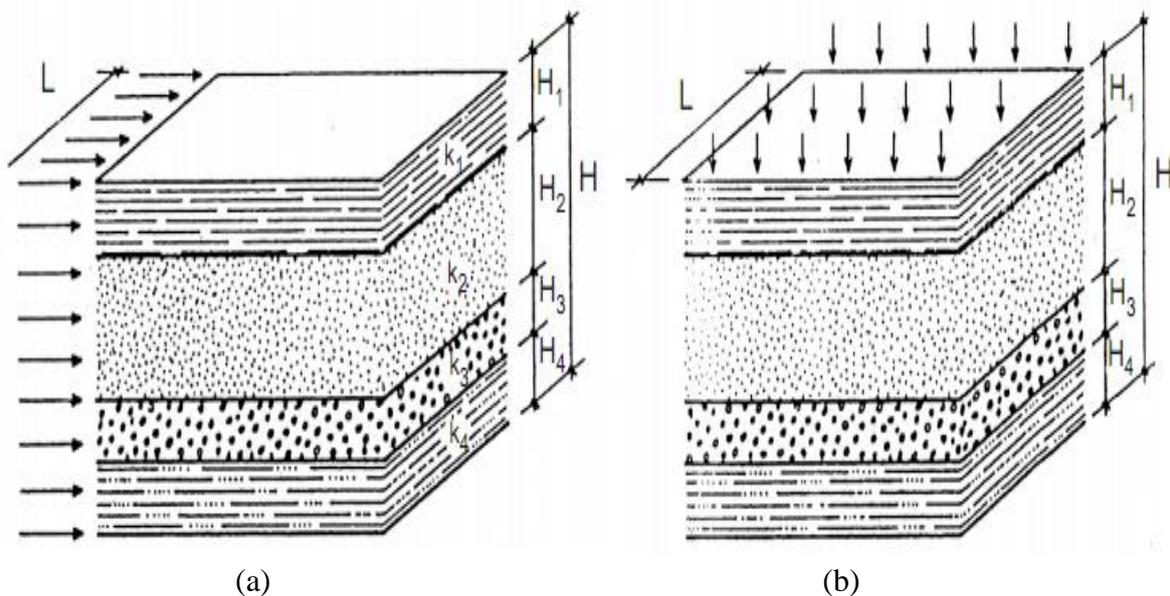


Figure 2.6 : Ecoulement en terrain stratifié : (a) écoulement parallèle à la stratification ; (b) écoulement perpendiculaire à la stratification (d'après Cassan, 2005).

2.8 Formules empiriques pour calculer la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique des sols dépend de la nature et la structure du sol (la porosité, la taille des grains, l'indice de vide, la rugosité des particules...etc.) et des caractéristiques du fluide qui circule dans les pores (viscosité). La formule qui relie la conductivité hydraulique avec ces facteurs est la suivante :

$$k = K \frac{\rho_w g}{\eta_w} = K \frac{\gamma_w}{\eta_w} \quad (2.9)$$

Ou bien :

$$k = K \frac{g}{\nu_w} \quad (2.10)$$

Avec :

K : la perméabilité intrinsèque (m^2) ; η_w : la viscosité dynamique de l'eau (Pa.s) ; γ_w : le poids volumique de l'eau (kn/m^3) ; ν_w : la viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

La perméabilité intrinsèque (ou absolue) K est une constante pour un sol donné à une porosité donnée. Elle ne dépend que de la structure du sol et elle est indépendante des propriétés du fluide.

Dans une tentative d'établir une relation entre la conductivité hydraulique et leurs caractéristiques granulométriques (et d'autres données de classification), plusieurs formules empirique ont été proposés.

Formule de Hazen

La formule de Hazen (1892) a été développée à l'origine pour la détermination de la conductivité hydraulique du sable à granulométrie uniforme, mais elle est également utile pour la gamme de sable fin au gravier, à condition que le coefficient d'uniformité soit inférieur à 5 et le diamètre effectif des grains D_{10} varie entre 0.1 et 3 mm (Odong, 2007). Elle est donnée comme suivant:

$$k = \frac{g}{\nu} \times 6 \times 10^{-4} \times [1 + 10(n - 0.26)] \times D_{10}^2 \quad (2.11)$$

Où : n est la porosité et d_{10} est le diamètre effectif des grains solides.

Une autre formule, plus simple que la première, a été proposée par Hazen (1911) :

$$k = C D_{10}^2 \text{ (cm/s)} \quad (2.12)$$

Où : $C = 100 \text{ cm}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$ (valeur moyenne), et D_{10} en cm.

Selon Taylor (1948), la valeur de C peut varier de 40 à 150. Lambe et Whitman (1969) ont cité les résultats des tests effectués par Lane et Washburn (1946) sur une large gamme de sols (du gravier grossier au limon) qui donnent une valeur moyenne pour ce facteur d'environ 16 (voir le tableau 2.2), alors que les observations de Hazen étaient limitées aux sables de taille de grain assez uniforme (Head et Epps, 2011).

Tableau 2.2 : Données des tests de perméabilité (d'après Lambe et Whitman, 1969).

Sol	D ₁₀ (cm)	k (cm/s)	C = k / D ₁₀ ² (cm ⁻¹ s ⁻¹)
Gravier grossier	0.082	0.11	16
Gravier sableux	0.020	0.0160	40
Gravier fin	0.030	0.0071	8
Gravier limoneux	0.006	0.00046	13
Sable grossier	0.011	0.00011	1
Sable moyen	0.002	0.000029	7
Sable fin	0.003	0.0000096	1
limon	0.0006	0.000015	42
Moyenne =			16

Note : Les données de perméabilité et du diamètre effectif des grains à partir de Lane et Washburn (1946).

Odong (2007) a également mentionné d'autres formules empiriques qui ont été proposées par différents chercheurs, parmi eux ;

Formule de Kozeny

L'équation de Kozeny-Carman est l'une des dérivations de perméabilité les plus largement acceptées et utilisées où elle donne la conductivité hydraulique en fonction des caractéristiques du milieu du sol. Cette équation a été initialement proposée par Kozeny (1927) et a ensuite été modifiée par Carman (1937, 1956) pour devenir l'équation de Kozeny-Carman. Elle n'est pas appropriée pour les sols ayant un diamètre effectif des grains supérieur à 3 mm ou pour les sols argileux (Carrier, 2003) :

$$k = \frac{g}{\nu} \times 8.3 \times 10^{-3} \times \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] \times D_{10}^2 \quad (2.13)$$

Formule de Beyer (1964)

Cette méthode ne tient pas compte de la porosité, et donc, la fonction de porosité prend la valeur 1. La formule de Beyer est souvent considérée comme plus utile pour des matériaux ayant des distributions hétérogènes et des grains mal triés ayant un coefficient d'uniformité Cu compris entre 1 et 20, et un diamètre effectif des grains D₁₀ varie entre 0.06 mm et 0.6 mm.

$$k = \frac{g}{\nu} \times 6 \times 10^{-4} \times \log \frac{500}{Cu} \times D_{10}^2 \quad (2.14)$$

Formule de Slichter (1899)

Cette formule est plus applicable pour un diamètre effectif des grains entre 0.01 mm et 5 mm.

$$k = \frac{g}{v} \times 1 \times 10^{-2} \times n^{3.287} \times D_{10}^2 \quad (2.15)$$

Formule de Terzaghi (1925)

La formule de Terzaghi est plus applicable pour un sable à grand grains (Cheng and Chen, 2007). Elle donnée comme suit :

$$k = \frac{g}{v} \times C_t \times \left(\frac{n-0.13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 \times D_{10}^2 \quad (2.16)$$

Où C_t est un coefficient varie entre 6.1×10^{-3} et 10.7×10^{-3} .

Il existe plusieurs d'autres auteurs qui ont mentionnés des formules empiriques proposées par les différentes chercheurs (Kuang et al., 2011 ; Vienken et Dietrich, 2011 ; Rosas et al., 2015 ; Naej et al., 2017 ... etc.).

2.9 Paramètres affectant la conductivité hydraulique

2.9.1 Influence de la taille des gains

Comme il a été vu précédemment, la majorité des formules empiriques proposées, pour estimer la conductivité hydraulique des sols, contient un paramètre qui représente la taille des grains, ce qui montre bien que cette dernière est un facteur fondamental qui contrôle la perméabilité. Il existe plusieurs paramètres qui peuvent exprimer la taille des grains tels que le diamètre des grains (D_{10} , D_{50} , ... etc.), le coefficient d'uniformité et le coefficient de courbure.

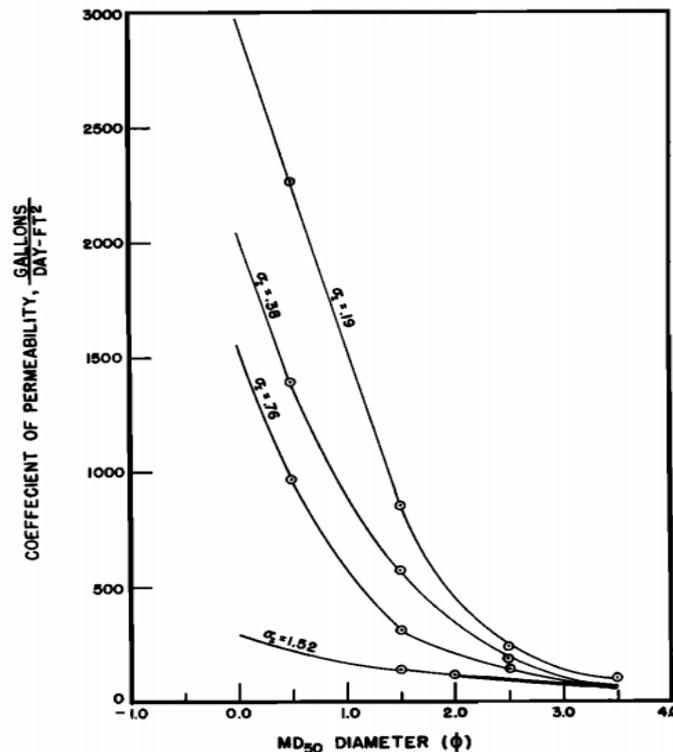


Figure 2.7 : Variation de la perméabilité avec le diamètre moyen des grains (Masch et Denny, 1966).

Une corrélation entre les valeurs de perméabilité du laboratoire et les diamètres moyens des grains des échantillons a été développée par Bedinger (1961). Il a constaté qu'une relation linéaire existait entre le logarithme de la perméabilité et le diamètre moyen des grains (Masch et Denny, 1966).

Masch et Denny (1966) ont effectués des essais de perméabilité sur le sable de la rivière Colorado lavé qui a été divisé en différentes classes de taille. Ils ont trouvé que les valeurs de perméabilité augmentent avec l'accroissement du diamètre moyen des grains D_{50} pour une valeur d'écart type inclusif donnée (figure 2.7). Selon eux, cet effet était attendu, car il y a plus du vide entre les particules qui ont des diamètres plus larges, et par conséquent, il y a plus de surface d'écoulement.

2.9.2 Influence de la teneur en eau et l'énergie de compactage

De nombreux chercheurs ont montré que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage (Lambe, 1954, 1958 ; Mitchell et al., 1965 ; Boynton et Daniel, 1985 ; Day et Daniel, 1985 ; Harrop-Williams, 1985 ; Moussai, 1993).

La figure 2.8 (Mitchell et al., 1965) montre la relation entre la teneur en eau de compactage et la perméabilité d'une argile limoneuse préparée à trois efforts de compactage. Il est clair que la perméabilité, près de l'optimum, subit une diminution significative de deux à trois ordres de grandeur inférieure aux perméabilités du côté sec avec l'augmentation de la teneur en eau pour un effort de compactage donné (Garcia-Bengochea, 1978). D'une manière générale, la conductivité hydraulique est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum (figure 2.8a).

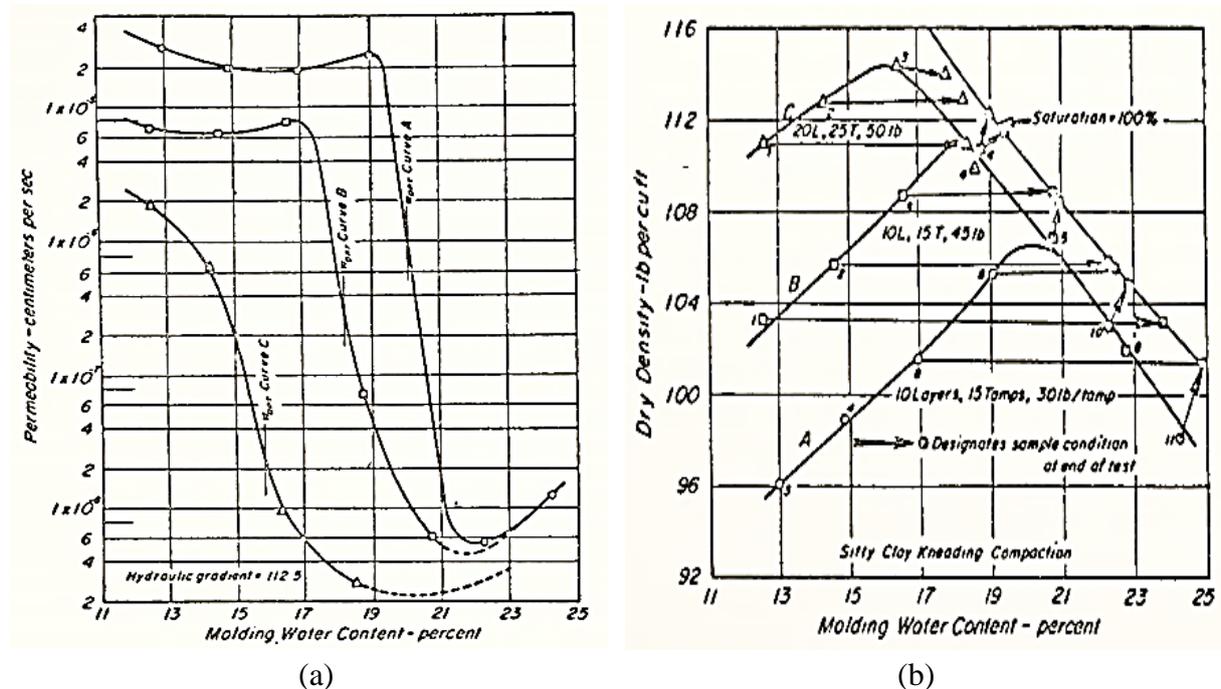


Figure 2.8 : Perméabilité d'une argile limoneuse à trois efforts de compactage (d'après Mitchell et al., 1965, figure à partir de Garcia-Bengochea, 1978).

Il est connu que l'accroissement de l'énergie de compactage augmente la valeur maximale de la densité sèche (figure 2.8b). La variation de cette énergie a un effet aussi sur la

conductivité hydraulique. La figure 2.8a montre que l'augmentation de l'effort de compactage conduit à une diminution de la conductivité hydraulique, où la courbe perméabilité-teneur en eau de compactage se déplace vers le bas, mais les tendances générales (A, B et C) restent les mêmes. Les résultats obtenus par Moussaï 1993 (figure 2.9) sont identiques à ceux obtenus par Mitchell et al. (1965).

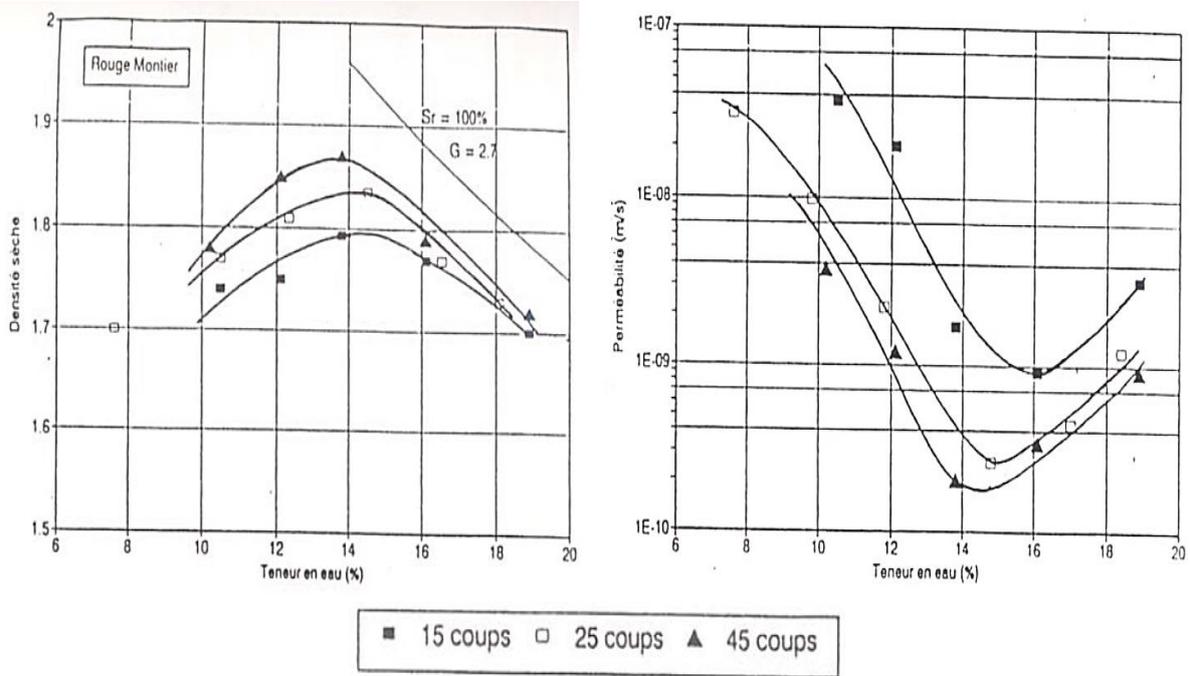


Figure 2.9 : Effet de l'énergie de compactage sur la perméabilité (Moussaï, 1993).

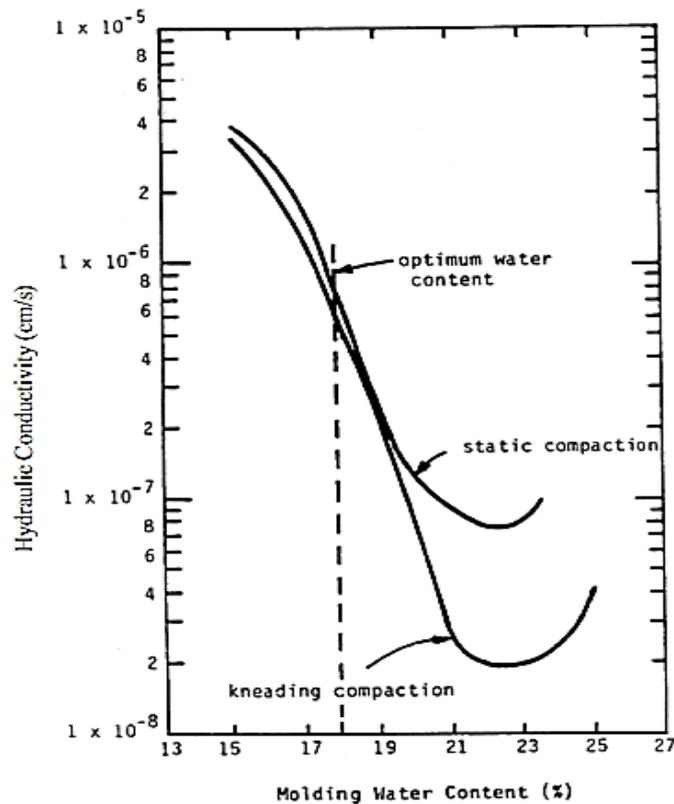


Figure 2.10 : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al., 1965).

D'après Seed et al. (1960) et Mitchell et al. (1965), le comportement du sol n'est influencé par la méthode de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale (Ait Saadi, 2003). Mitchell et al. (1965) ont montré que l'échantillon qui a subi un compactage par pétrissage a une perméabilité plus faible que celle d'échantillon compacté statiquement pour une densité sèche donnée et une valeur de teneur en eau donnée plus élevée que l'optimum (figure 2.10).

2.9.3 Influence de la teneur en fines

La plupart des études rapportées dans la littérature ont montré que la teneur en fines a un effet considérable sur la conductivité hydraulique.

A partir de certains tests sur le sable d'Ottawa mélangé avec un limon naturel non plastique, Thevanayagam (2000) a observé que la conductivité hydraulique saturée (k) du sable limoneux et du limon était un ordre de grandeur plus petite que celle du sable propre. Il a rapporté des valeurs de k dans la gamme de 0.6×10^{-3} à 1.3×10^{-3} cm/s pour le sable d'Ottawa, 9.0×10^{-5} cm/s pour le sable avec 15 % du limon, et de 0.6×10^{-5} à 1.2×10^{-5} cm/s pour le sable avec 25 % du limon. Sathees (2006) a également rapporté des valeurs similaires de k pour deux sables avec jusqu'à 15% de limon non plastique.

La figure 2.11 montre l'effet de la teneur en limon (non plastique) sur la conductivité hydraulique de deux sables différentes (Bandini et Sathiskumar, 2009). Il est clair que la conductivité hydraulique (k) des sables saturés contenant 25% du limon est environ deux ordres de grandeur inférieurs à celle des sables propres.

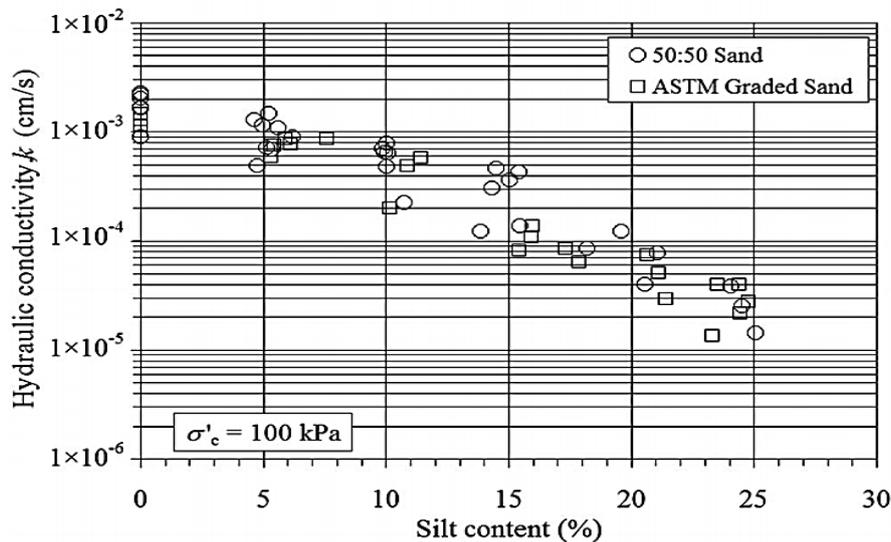


Figure 2.11 : Conductivité hydraulique saturée pour différentes teneurs en limon (Bandini et Sathiskumar, 2009).

Belkhatir et al. (2013) ont effectué des mesures de conductivité hydraulique pour différents mélanges sable-limon de Chlef (figure 2.12). Ils ont trouvé que la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) du mélange sable-limon diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en fines pour les deux densités relatives initiales ($D_r = 20$ et 91%). Leurs résultats révèlent

aussi que la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) du sable contenant 50% de limon est approximativement quatre ordres de grandeur plus petite que celle du sable propre.

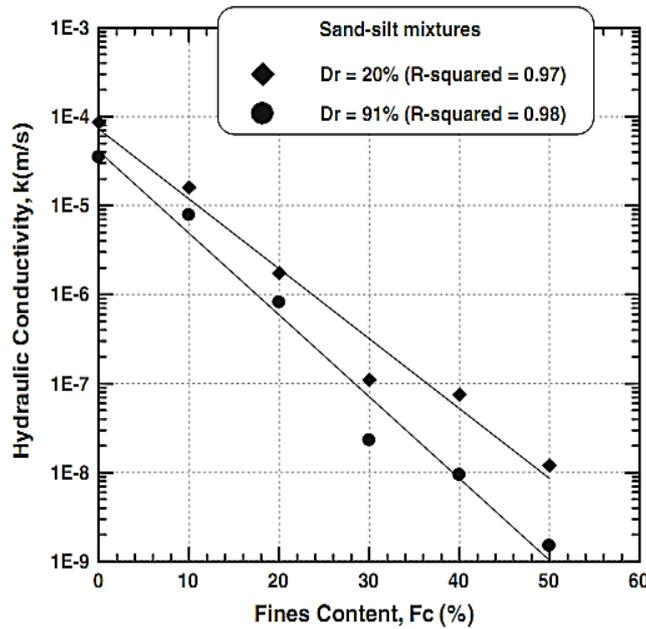


Figure 2.12 : Effet de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique, $\sigma_3' = 100$ kPa (Belkhatir et al., 2013).

2.9.4 Influence de la saturation

Dans les sols partiellement saturés, les pores du sol contenant de l'air piégé ne participent pas complètement à l'écoulement du fluide, et la section effective à travers laquelle l'écoulement s'effectue se trouve réduite. Ainsi, la conductivité hydraulique maximale possible est celle de l'échantillon complètement saturé (Ait Saadi, 2003).

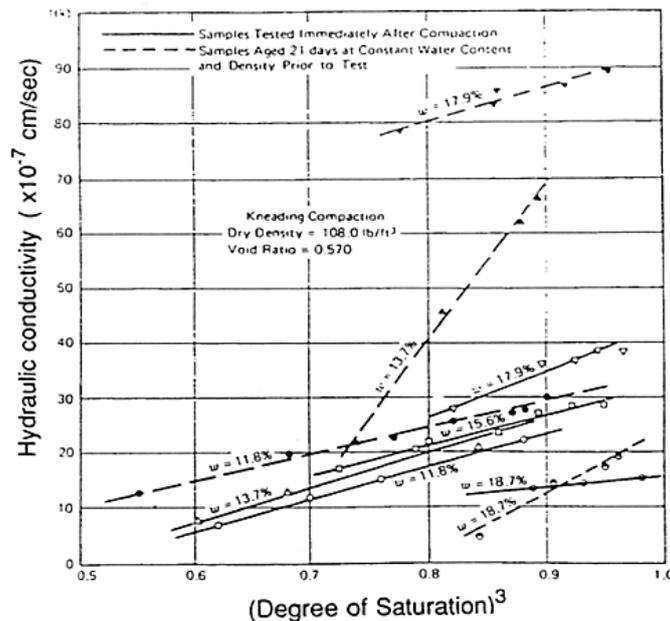


Figure 2.13 : Effet du degré de saturation sur la conductivité hydraulique d'une argile limoneuse compactée (Mitchell et al., 1965).

Par fixer tous les autres facteurs (densité sèche, indice des vides, la méthode de compactage ...etc), Mitchell et al. 1965 ont montré que la conductivité hydraulique est approximativement proportionnelle au cube du degré de saturation (Figure 2.13).

Les résultats obtenus par Olson et Daniel (1981) (figure 2.14) montrent, d'une part, que le degré de saturation diminue avec l'augmentation de la succion, et d'autre part, que la conductivité hydraulique diminue rapidement avec la diminution du degré de saturation.

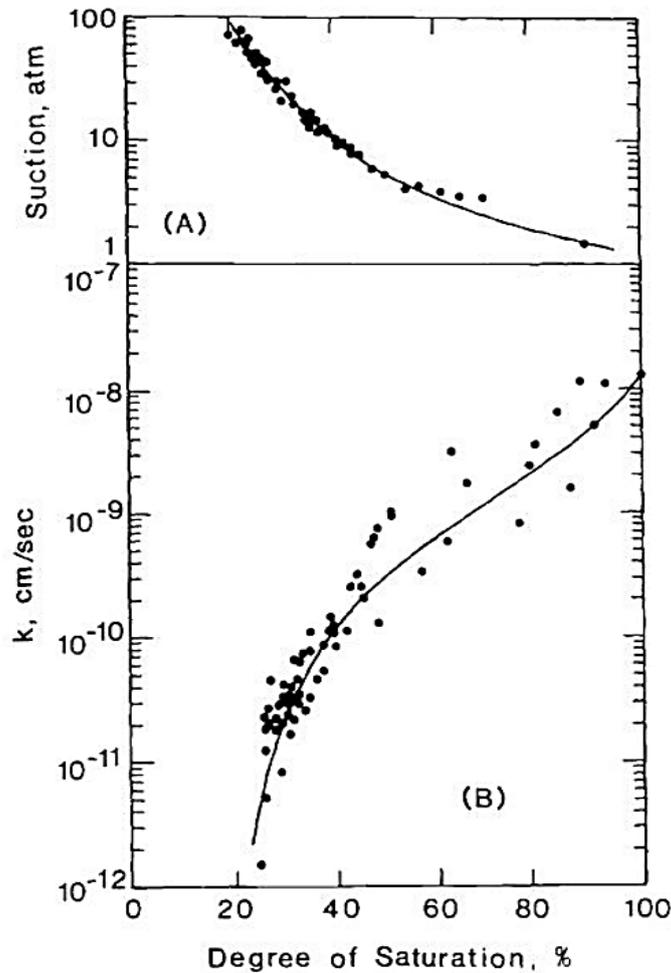


Figure 2.14 : Succion et conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation pour une argile compactée (Olson and Daniel, 1981).

2.9.5 Influence de l'indice des vides et de la densité relative

L'indice des vides, la porosité et la densité relative, sont parmi les paramètres primordiaux qui contrôlent la perméabilité intrinsèque des sols, et par conséquent leur conductivité hydraulique (k).

Bandini et Sathiskumar (2009) ont étudié l'effet de l'indice des vides sur la conductivité hydraulique saturée de deux sables mélangés avec différentes teneur en limon (figure 2.15). Ils ont trouvé un degré de corrélation relativement équitable entre l'indice des vides et le logarithme de k pour un sable donné. Ils ont constaté aussi que les valeurs de k mesurées des deux sables propres ne sont pas significativement influencées par l'indice des vides, et que pour une

teneur en limon donnée, k varie principalement dans un ordre de grandeur on fonction de l'indice des vides.

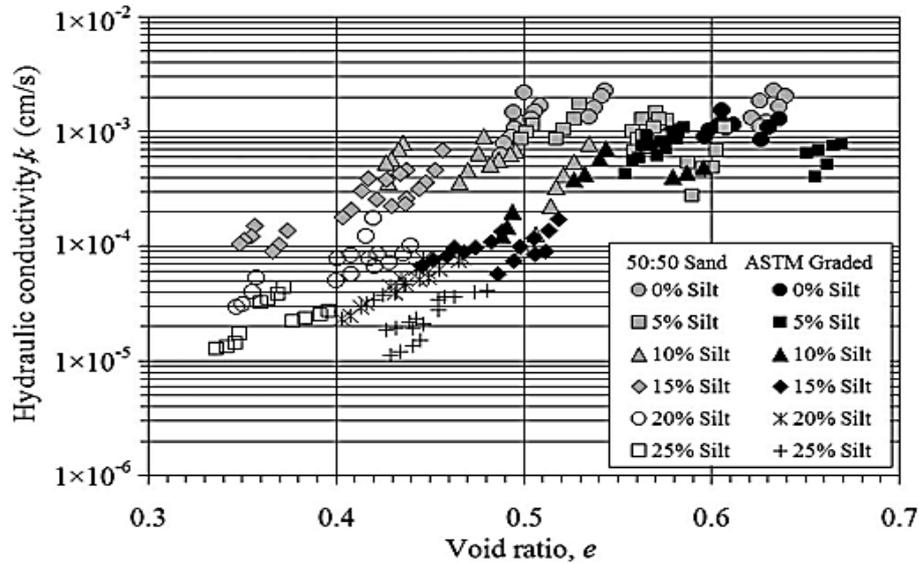


Figure 2.15 : Conductivité hydraulique saturée pour différents indice des vides (Bandini et Sathiskumar, 2009).

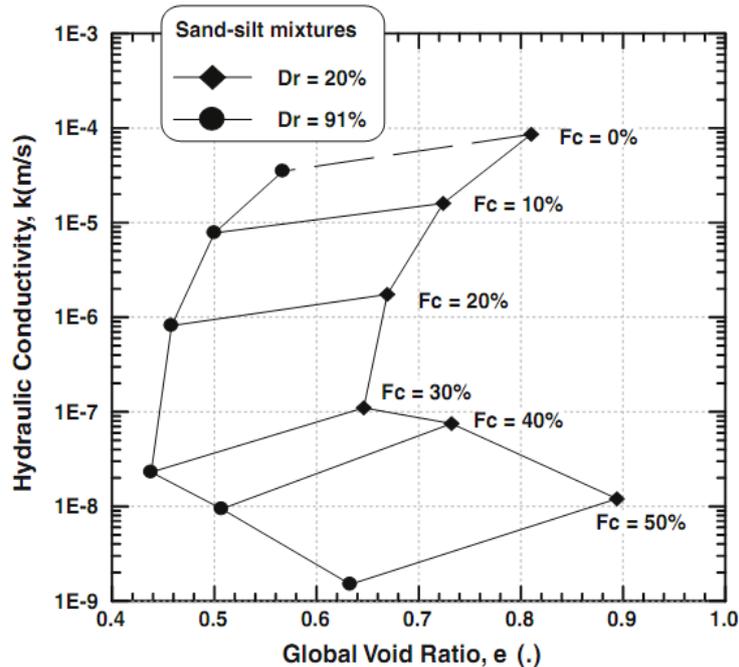


Figure 2.16 : Variation de la conductivité Hydraulique avec l'indice des vides, $\sigma_3' = 100$ kPa (Belkhatir et al., 2013).

En utilisant l'appareil triaxial, différentes mesures de conductivité hydraulique ont été effectués par Belkhatir et al. (2013) afin d'étudier l'effet de l'indice des vides et de la densité relative sur la perméabilité du sable de Chlef mélangé avec différents fraction du limon de Chlef. La figure 2.16 montre que la conductivité hydraulique diminue avec la réduction de l'indice des vides global pour l'état lâche et dense de l'échantillon ($Dr = 20$ and 91%) lorsque la teneur en fines augmente de 0% à 30% . Au-delà de 30% , la conductivité hydraulique

continue à diminuer linéairement avec l'augmentation de l'indice de vide global et la teneur en fines pour les deux densités relatives. En ce qui concerne l'effet de la densité relative (D_r), la figure 2.17 montre que l'augmentation de la valeur de D_r conduit à une diminution de la conductivité hydraulique saturée pour une teneur en fines donnée.

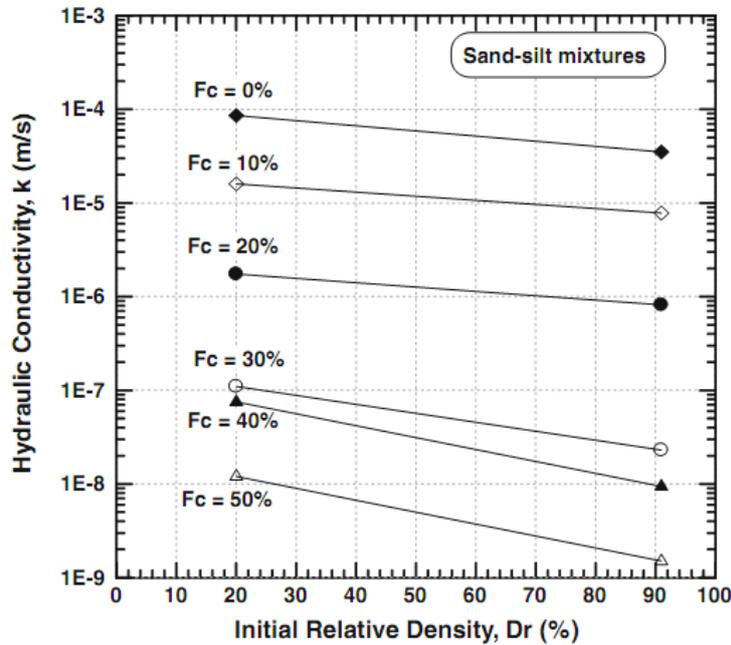


Figure 2.17 : Effet de la densité relative initiale sur la conductivité Hydraulique, $\sigma_3' = 100\text{kPa}$ (Belkhatir et al., 2013).

2.9.6 Influence de la température

Il a été vu, selon l'équation 2.9 ou 2.10, que la conductivité hydraulique est inversement proportionnelle à la viscosité cinématique ou dynamique du fluide (l'eau). Cette viscosité varie avec la température et augmente d'environ 30% de 20°C à 10°C . Par conséquent, la température de l'eau doit toujours être prise en compte lors de l'exécution des essais de perméabilité, que ce soit en laboratoire ou sur le terrain (Head et Epps, 2011).

Il est commode de relier les données de perméabilité à une température standard de 20°C . Le rapport de la viscosité dynamique de l'eau à n'importe quelle température $T^\circ\text{C}$ (η_T) à celle à 20°C (η_{20}) est représenté graphiquement dans la figure 2.18 (Kaye et Laby, 1973). Si un test de perméabilité effectué à $T^\circ\text{C}$ donne un coefficient de perméabilité, k_T , la valeur correspondante à 20°C , k_{20} est calculée à partir de l'équation suivante :

$$k_{20} = k_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \quad (2.17)$$

Cho et al. (1999) ont conclu que les conductivités hydrauliques de la bentonite compactée augmentent avec l'augmentation de la température, et que les conductivités hydrauliques à la température de 80°C augmentent jusqu'à environ trois fois celles à 20°C . Ren et al. (2014) ont trouvés des résultats similaires où ils ont montré que, pour une densité apparente sèche

donnée, la conductivité hydraulique à 25°C est plus ou moins trois fois plus élevée que la conductivité hydraulique à 10°C (figure 2.19).

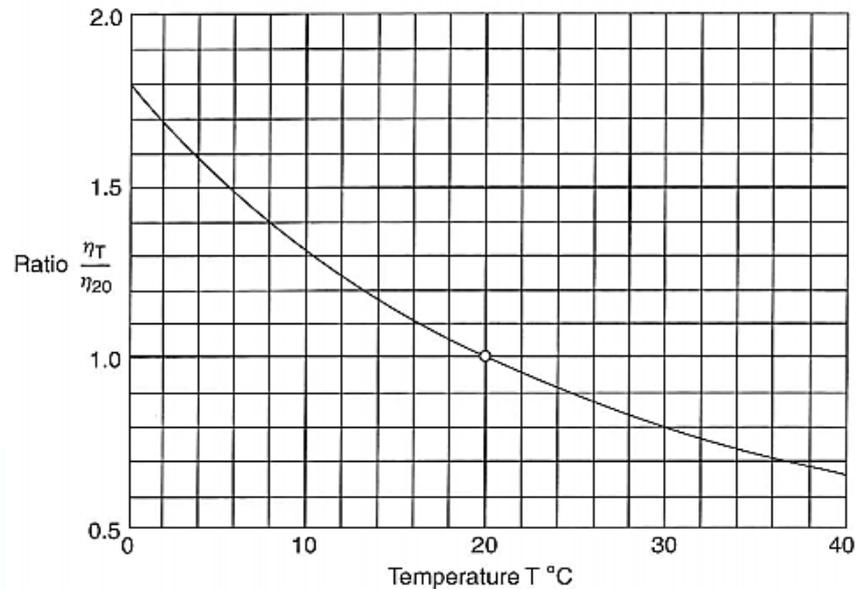


Figure 2.18 : Relation entre la viscosité dynamique de l'eau et la température (basé sur les données de Kaye et Laby, 1973, figure à partir de Head et Epps, 2011).

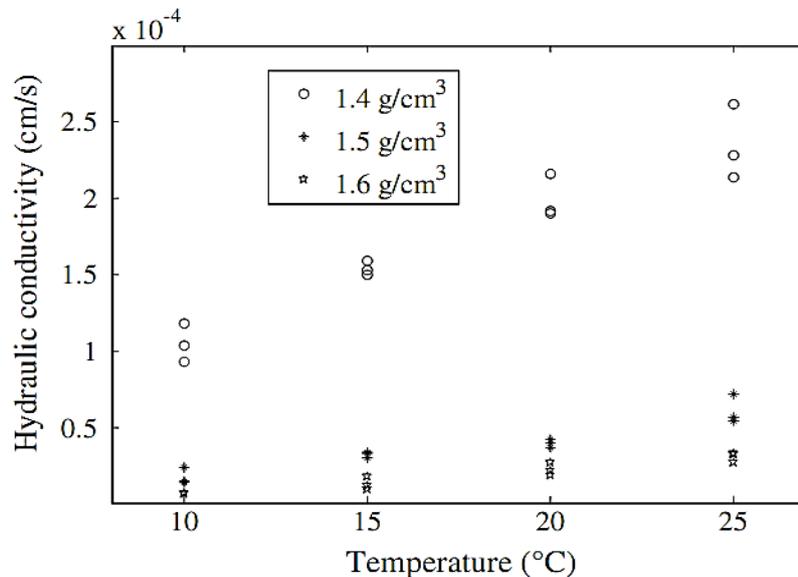


Figure 2.19 : Variation de la conductivité hydraulique avec à la température pour différentes densités sèches (Ren et al., 2014).

2.10 Conclusion

La conductivité hydraulique est considérée comme le facteur principal qui représente le comportement hydraulique des sols. Dans ce chapitre, une étude bibliographique à propos de la perméabilité des sols a été présentée. Après la présentation de certaines notions et des critères qui limitent l'écoulement d'eau, des travaux antérieurs de certains chercheurs, qui ont étudié l'effet de certains paramètres sur la conductivité hydraulique, ont été résumés.

Il a été trouvé que la conductivité hydraulique des sols est affectée par de nombreux paramètres tels que l'indice des vides, la teneur en fines, la saturation, la taille des grains ...etc.

Concernant le sol de la région de chlef, certains chercheurs ont étudié l'influence de quelques paramètres sur sa conductivité hydraulique, mais ces études restent limitées et ne prenant pas en compte des facteurs importants qui peuvent influencer la conductivité hydraulique, notamment les méthodes de dépositions des échantillons qui peuvent refléter les modes de dépôt des sols dans la nature.

CHAPITRE 3

**DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE
OPERATOIRE**

3.1 Introduction

Des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire normalisé sont nécessaires pour la réalisation des essais au laboratoire afin d'étudier les différents comportements des sols mécanique et hydraulique. Dans ce chapitre une présentation détaillée sera donnée du dispositif utilisé pour la réalisation des essais sur les divers types de chemins de chargement. L'appareil triaxial standard utilisé est constitué d'un ensemble de composantes de différentes marques. Il est localisé dans le laboratoire de génie civil (iMMC-GCE) de l'Université Catholique de Louvain en Belgique, tandis que l'appareil de cisaillement direct et l'un des deux perméamètres utilisés sont situés au niveau du laboratoire de mécanique des sols de l'université de Chlef. L'autre dispositif de perméamètre utilisé est situé au sein du laboratoire de génie civil de l'Institut Pascal de l'université Blaise Pascal à Clermont Ferrand (France).

Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi, les méthodes de déposition utilisés et donne les caractéristiques des matériaux étudiés.

3.2 Matériaux utilisés

Les essais ont été effectués sur le sable prélevé d'Oued de Chlef qui traverse la ville de Chlef située à l'ouest d'Alger. Deux variantes du sable de Chlef ont été utilisées, le sable propre et le sable naturel.



Figure 3.1 : Vues microphotographiques ; (a) sable propre de Chlef, (b) sable naturel de Chlef, (c) limon de Chlef.

Des mélanges du sable propre et du limon ont été testés aussi afin d'étudier l'effet de la teneur en fines sur la réponse mécanique et la conductivité hydraulique du sable. Le limon, qui a été extrait du sable naturel de Chlef, a un indice de plasticité égal environ à 5 %. La figure 3.1 présente des microphotographies du sable propre, du sable naturel et du limon. La granulométrie des matériaux utilisés est montrée dans la figure 3.2. Le tableau 3.1 résume les caractéristiques physiques de tous les sols testés.

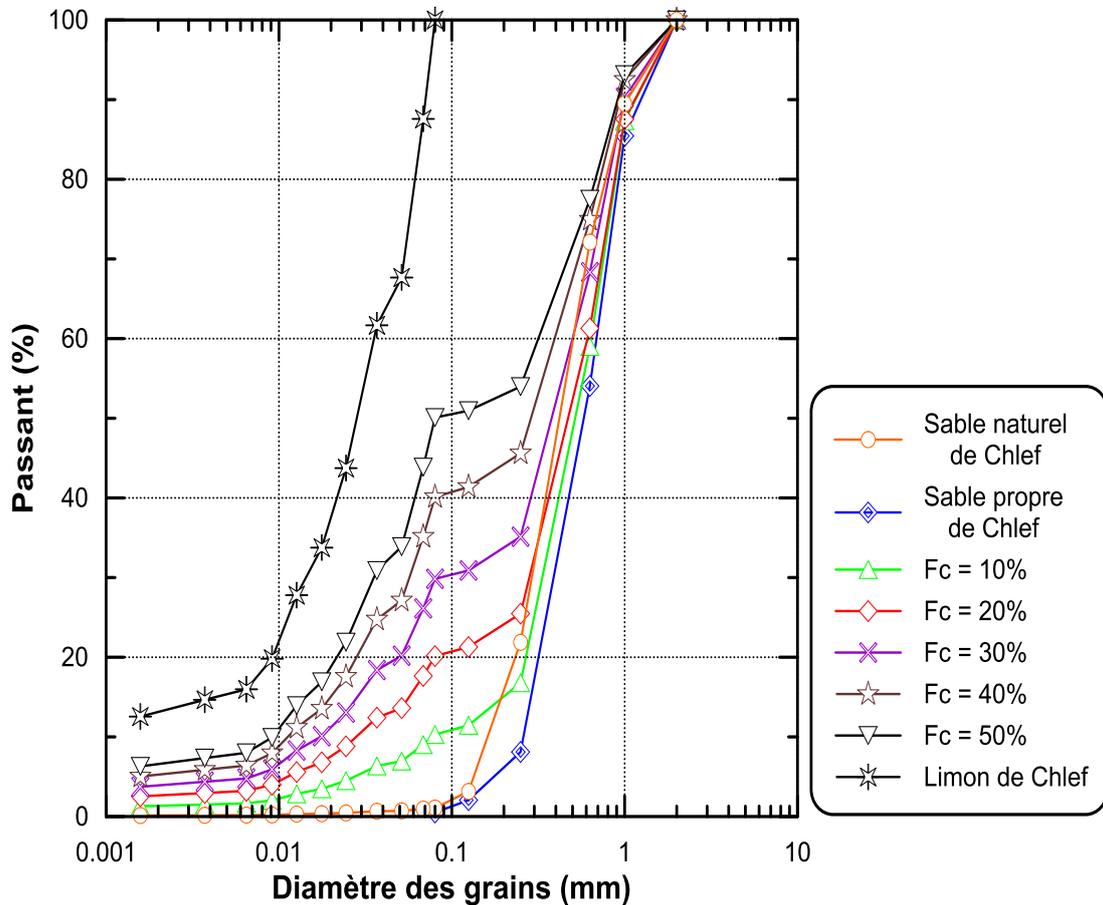


Figure 3.2 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés.

Tableau 3.1 : Propriétés des matériaux utilisés.

Matériaux	Fc (%)	ρ_s (g/cm ³)	e_{\min}	e_{\max}	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c
Sable naturel	1	2.700	0.586	0.946	0.171	0.311	0.463	0.538	3.153	1.055
Sable propre	0	2.652	0.632	0.795	0.266	0.431	0.596	0.700	2.634	0.999
Sable limoneux (Sable propre + limon)	10	2.654	0.536	0.703	0.077	0.369	0.549	0.643	8.304	2.733
	20	2.655	0.458	0.697	0.029	0.298	0.510	0.616	21.622	5.058
	30	2.657	0.449	0.687	0.017	0.087	0.420	0.535	30.630	0.811
	40	2.658	0.504	0.759	0.011	0.057	0.307	0.437	38.305	0.662
	50	2.660	0.594	0.876	0.009	0.036	0.080	0.347	37.818	0.397
Limon	100	2.667	0.991	1.563	/	0.015	0.029	0.036	/	/

La variation de l'indice des vides maximal et minimal (e_{\max} et e_{\min}) avec la teneur en fines (Fc) est présentée dans la figure 3.3. Il est clair que les deux indices des vides diminuent avec la teneur en fines croissante jusqu'à la valeur $F_c = 30\%$, et puis, ils commencent à augmenter avec l'augmentation de la teneur en fines. Une observation similaire a été rapportée par Belkhatir et al. (2013). Selon la figure 3.4, on peut dire qu'il y a une bonne corrélation entre l'indice des vides maximal et minimal.

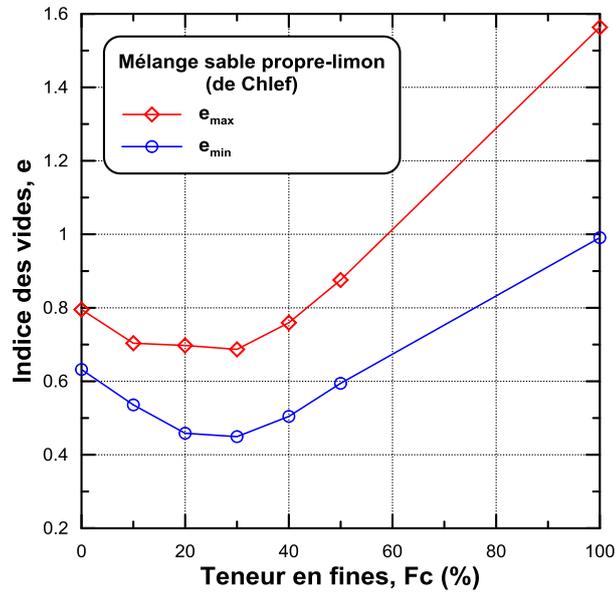


Figure 3.3 : Variation de l'indice des vides maximal et minimal avec la teneur en fines.

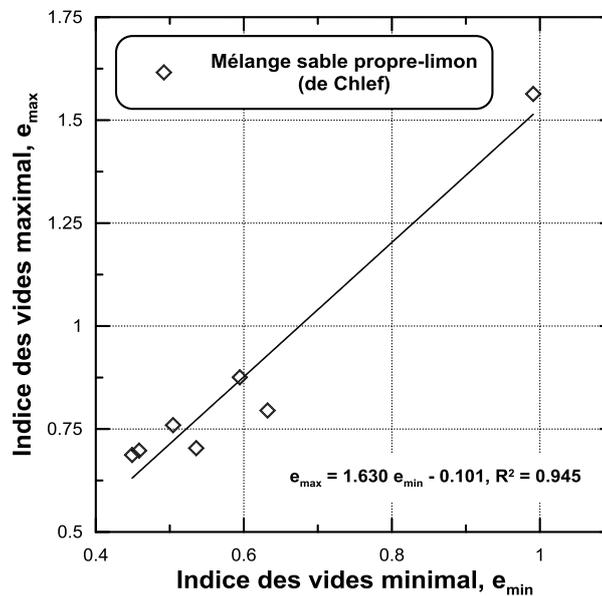


Figure 3.4 : Relation entre l'indice des vides maximal et minimal.

3.3 Dispositif expérimental et mode opératoire

Afin de réaliser la partie expérimentale de la présente étude, trois appareils ont été utilisés ; la boîte de cisaillement et le triaxial pour étudier le comportement mécanique, et le perméamètre à charge constante pour mesurer la conductivité hydraulique.

3.3.1 Boite de cisaillement direct

La boîte utilisée est une boîte carrée de 60x60 mm contenant deux demi-boîtes (figure 3.5). 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 , qui représente la contrainte normale σ_N (100, 200 et 300 kPa), et qui est appliquée à l'aide des masses. A l'aide d'un moteur, une force transversale T est appliquée sur l'une des demi-boîtes, qui coulisse sur l'autre, jusqu'à la fin de l'essai. Cette force, qui change avec le déplacement horizontal, représente la contrainte tangentielle τ .

Deux méthodes ont été utilisées pour préparer les échantillons, les dépôts sec et humide. Dans le dépôt humide, le sol est mélangé avec une petite teneur d'eau (3%) jusqu'à que le mélange devient homogène, tandis que pour le dépôt sec, le sol est déposé dans un état sec. Pour atteindre l'état dense et moyennement dense, le sol est divisé en trois tranches. Chaque couche est compactée 25 coups en utilisant une dame afin d'obtenir l'état dense, tandis qu'aucun compactage n'est nécessaire pour atteindre l'état moyennement dense où seulement la surface de chaque couche est nivelée légèrement à l'aide de la dame.

Après la mise en place du sable et l'application de la contrainte normale σ_N , l'échantillon est cisailé à une vitesse constante, égale à 1 mm/min, sans être immergé par l'eau. Pour tous les essais effectués, la vitesse est gardée constante et le cisaillement est continu jusqu'à ce qu'un déplacement horizontal de 7,5 mm soit atteint. Les datas affichés sur les comparateurs du déplacement horizontale, du déplacement verticale et de la force sont lus et sauvegardés.



Figure 3.5 : Boite de cisaillement utilisée (laboratoire de MDS de l'université de Chlef).

3.3.2 Appareil triaxial

A. Composants

Le dispositif Triaxial qui a été utilisé pour étudier le comportement mécanique du sable de Chlef est présenté dans la figure 3.6. Il comprend les éléments suivants :

- Une cellule triaxiale ;
- Un panneau de contrôle de pression hydropneumatique ;
- Un volumètre ;
- Une pompe à vide reliée à un réservoir en plexiglas ;
- Une presse électromécanique ;
- Une unité d'acquisition de données connectée à un micro-ordinateur.

La cellule utilisée est constituée d'une chambre cylindrique et d'une base en acier, et la chambre comportant des parois en plexiglas et un couvercle en acier. La base contient quatre (04) valves principales, deux liées à la base de l'échantillon (embase inférieure), une liée à l'embase supérieure et la quatrième est liée à la chambre. Le couvercle de la chambre contient un piston en acier qui sert à transférer la charge axiale appliquée par la presse électromécanique vers l'embase supérieure (le top de l'échantillon). La cellule peut supporter jusqu'à 2 MPa de pression.

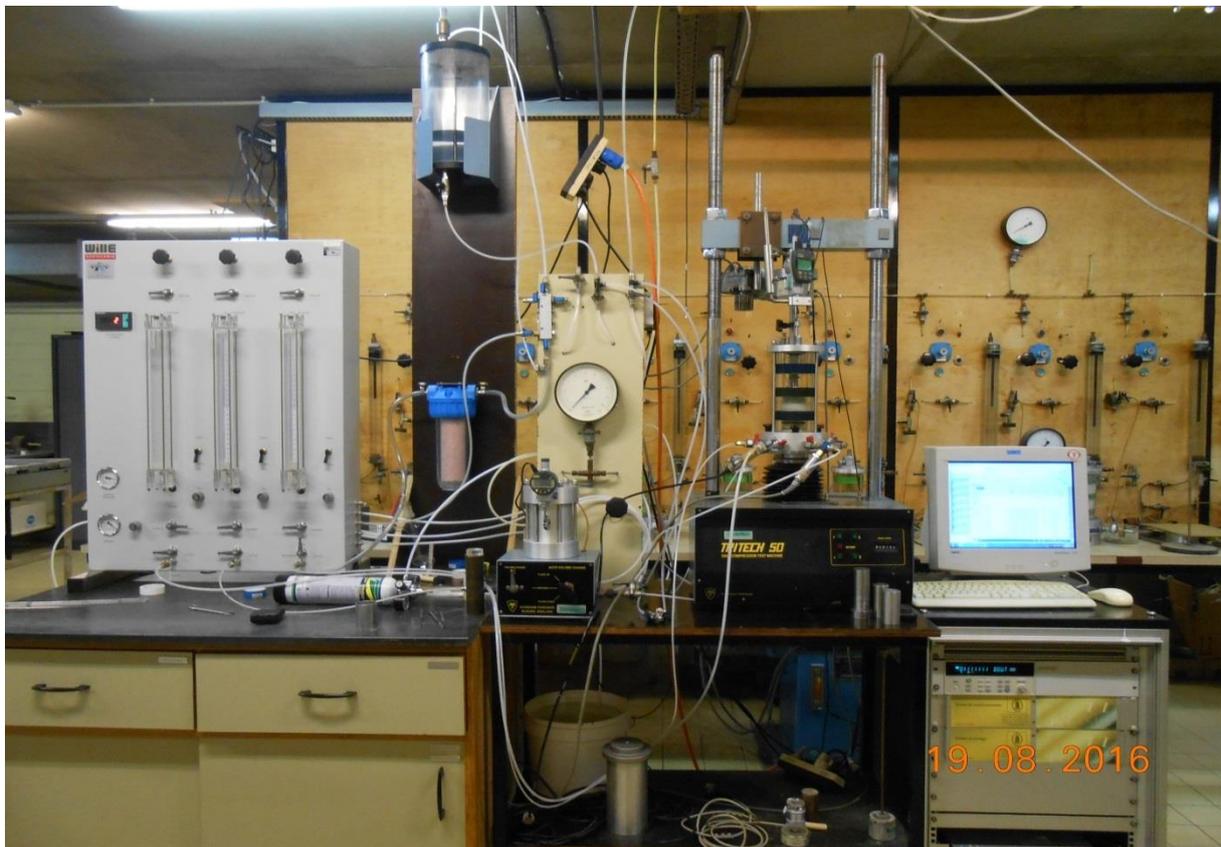


Figure 3.6 : Dispositif Triaxial utilisé (laboratoire de génie civil, iMMC-GCE, de l'Université Catholique de Louvain, Belgique).

Le panneau de contrôle hydropneumatique utilisé dans ce dispositif sert à créer des pressions hydrostatiques utilisées durant l'essai triaxial et à saturer l'échantillon sous pression. Il est alimenté en air comprimé à travers un compresseur. Il supporte une pression maximale de 1 MPa. Il contient trois cylindres d'eau, l'un lié à la chambre et donne la contrainte principale mineure " σ_3 ", et les deux autres liés au bas et au top de l'échantillon et

représentent la pression interstitielle "u", chacun des deux contenant une burette graduée de diamètre plus petit. Les deux cylindres liés à l'échantillon servent à le saturer et à appliquer des pressions dans l'embase inférieure et supérieure. De plus, des mesures de perméabilité peuvent être effectuées en utilisant les deux burettes graduées.

La quantité d'eau entrant et sortant de l'échantillon est mesurée à l'aide d'un volumètre qui est relié à l'un des deux cylindres d'échantillon et à la vanne de l'embase inférieure. Et par conséquent, il est possible de mesurer le changement de volume (ΔV) durant la consolidation et le cisaillement. Le comparateur du volumètre donne des valeurs en mm, c'est pour cette raison qu'il a été calibré afin de transformer ces valeurs en ml.

La variation de la fore verticale de cisaillement (ΔF) est mesurée à l'aide d'un capteur qui est fixé sous la traverse de la presse. Deux autres capteurs sont utilisés pour mesurer la variation de la contrainte principale mineure ($\Delta\sigma_3$) et de la pression interstitielle (Δu). Le capteur du " σ_3 " et celui du "u" sont placés devant la vanne de la chambre et la vanne de l'embase inférieure respectivement. Le changement dans les valeurs du déplacement axial (ΔH) est mesuré en utilisant un comparateur fixé avec le capteur de la force à l'aide d'un support.

A l'aide de l'unité d'acquisition, les datas des capteurs et des comparateurs (ΔF , $\Delta\sigma_3$, Δu , ΔV , ΔH) sont transférés vers un micro-ordinateur qui offre la possibilité de présenter et d'enregistrer les résultats par l'intermédiaire d'un logiciel.

B. Procédure expérimentale

Avant chaque test, l'eau du réservoir est désaérée pendant 20 min en utilisant la pompe à vide. Puis, les différentes parties du dispositif (les cylindres d'eau, les burettes graduées, les tuyauteries ... etc.) sont saturés pour éliminer le vide.

▪ Préparation des échantillons

Les échantillons testés sont de forme cylindrique, de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur (élancement $H/D = 2$). D'abord, l'un des deux bouts d'une membrane (d'épaisseur d'environ de 0.3 mm) est fixé sur le pourtour de l'embase inférieure à l'aide des joints toriques, et puis, une pierre poreuse suivie par un papier filtre sont mis sur cette embase. Après ça, un moule de trois parties est positionné et fixé autour de la membrane qui doit être pliée sur lui. Une graisse à vide est utilisée pour sceller le vide qui existe entre les trois pièces du moule. Ensuite, la membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'élimination du vide entre eux en utilisant la pompe à vide. À ce point-là, la mise en place du matériau peut commencer.

La quantité du matériau sec à mettre en place est calculée en fonction de la densité désirée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$M_s = (\rho_s * V_t) / (1+e) \quad (3.1)$$

Avec :

$$e = e_{\max} - (I_d * (e_{\max} - e_{\min})) \quad (3.2)$$

Où : M_s est la masse sèche de sol à mettre en place (en grammes) ; V_t est le volume total de l'échantillon ; ρ_s est la masse volumique des grains solides ; I_d et e sont l'indice de densité et l'indice des vides désirés ; e_{max} et e_{min} sont les indices des vides maximal et minimal.

Dans le but d'étudier l'effet de la structure initiale, spécialement l'effet du mode de dépôt, l'échantillon a été préparé selon différentes méthodes de déposition:

➤ **Les méthodes sèches**

Les spécimens secs ont été préparés selon deux méthodes. Dans la première méthode nommée **le dépôt sec en couches (DSC)**, le sol sec est divisé en 7 couches, chacune d'elles est compactée légèrement à l'aide d'une dame en carton pour obtenir l'état dense, tandis que seulement le nivellement des surfaces des couches est nécessaire pour atteindre l'état moyennement dense. Les échantillons lâches ne peuvent pas être formés par cette méthode. Dans la deuxième méthode, un entonnoir est placé dans le centre du moule et fixé en bas. Après le versement du sol sec dans l'entonnoir, il est déposé avec une vitesse lente sans aucune hauteur de chute (figure 3.7) pour former les échantillons lâches. L'extérieur du moule est frappé pour atteindre les densités élevées. Une technique similaire a été utilisée par Wood et al. (2008). Cette méthode est nommée **le dépôt sec par entonnoir (DSE)**.

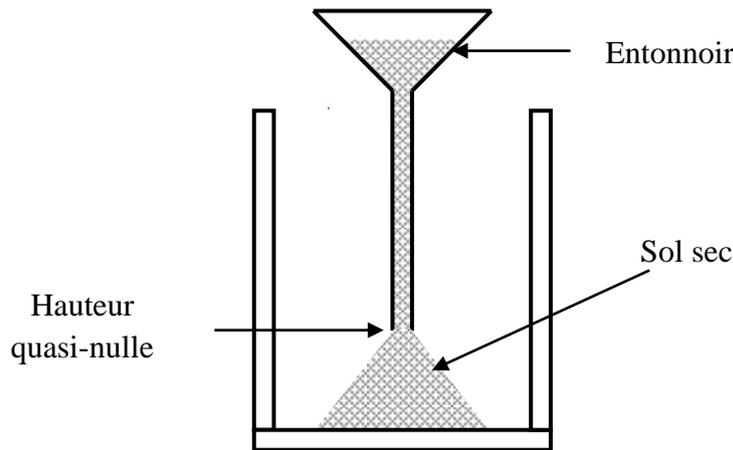


Figure 3.7 : Méthode de dépôt sec par entonnoir (DSE).

➤ **La déposition dans l'eau (DE)**

Cette méthode est basée sur le même principe de la méthode de sédimentation utilisée par Ishihara (1993), avec certaines modifications. D'abord, le moule est à moitié rempli par l'eau désaérée, la première quantité d'eau à verser dans le moule est égale à celle requise pour atteindre 100 % de saturation. Le sol est divisé en quatre (04) couches. Pour les deux premières couches, le sol sec est déposé dans l'eau à l'aide d'un entonnoir. La buse de l'entonnoir qui est utilisé dans la méthode précédente est minimisée en attachant la fin de l'entonnoir avec un tube en plastique dont le diamètre est égale à 4 mm. Parce que la surface de la deuxième couche est habituellement près de la surface de l'eau, une quantité d'eau est ajoutée avant la déposition de la troisième couche et la même chose avant la déposition de la quatrième couche. En résumé, pour chaque couche, le sol sec est déposé dans l'eau à travers l'entonnoir qui est placé juste au-dessus la surface d'eau (figure 3.8).

Pour achever l'état dense, chaque couche est compactée légèrement avec une dame en plastique, tandis que seulement le nivellement des surfaces des couches est nécessaire pour atteindre l'état moyennement dense. Pour l'état lâche, l'échantillon n'est pas divisé en couches et la quantité du sol est déposée complètement dans l'eau en une seule étape à l'aide d'un entonnoir.

Il faut noter qu'avant de préparer un échantillon suivant cette méthode, l'embase inférieure est remplie par l'eau et les pierres poreuses sont utilisées dans un état saturé.

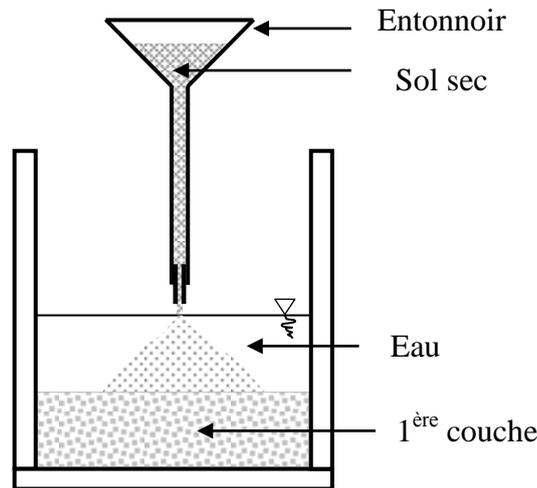


Figure 3.8 : Méthode de dépôt dans l'eau (DE).

➤ Le dépôt humide (DH)

Dans cette méthode, le sol sec est mélangé avec 3% d'eau distillée jusqu'à ce que le mélange devienne homogène. Puis, le sol humide est déposé en sept (07) couches égales en hauteur (figure 3.9). Pour atteindre l'état dense, chaque couche subit environ 125 coups dans différents endroits (quatre places dans le périmètre et une dans le milieu) en utilisant une dame en bois et les coups sont exécutés en frappant le haut de la dame à l'aide d'une pièce métallique. Pour atteindre l'état moyennement dense et l'état lâche, le compactage est fait toujours à l'aide de la dame mais sans coups, en utilisant uniquement la force de la main.

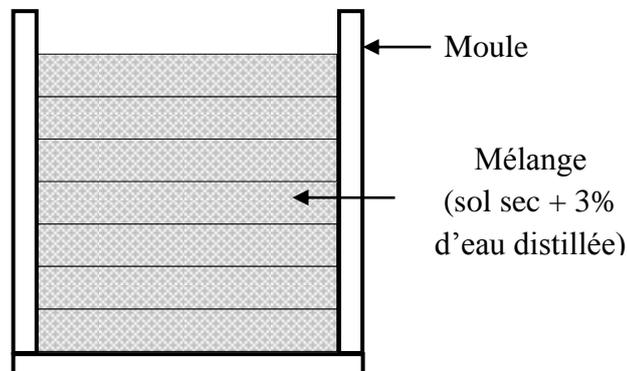


Figure 3.9 : Méthode de dépôt humide (DH).

Après l'achèvement du dépôt du matériau, un papier filtre est placé suivi par une pierre poreuse et l'embase supérieure. La membrane est fixée au niveau de l'embase supérieure à

l'aide des joints toriques. Une pression négative (environ de -25 kPa) est appliquée à l'échantillon pour réduire les perturbations éventuelles durant l'enlèvement du moule et l'installation de la chambre du triaxial.

Lorsque le moule est enlevé (figure 3.10), on procède à la vérification de l'existence des fuites dans l'éprouvette, par la suite ses dimensions sont mesurés en utilisant un pied à coulisse digital. Généralement, plus de six mesures sont prises pour le diamètre dans différentes directions et à différentes hauteurs où le diamètre final de l'échantillon est égal à la moyenne de six mesures, tandis que la hauteur est égale à la moyenne de quatre mesures qui sont prises dans quatre directions différentes. Ensuite le diamètre réel de l'échantillon est calculé en diminuant l'épaisseur de la membrane, ce qui permet d'estimer l'indice des vides initial.



Figure 3.10 : Echantillon prêt pour le test.

Une fois toutes les vérifications achevées, la chambre est montée et fixée avec la base de la cellule à l'aide de trois écrous, et puis la cellule est mise en place dans la presse. Ensuite, la cellule est remplie d'eau et une pression égale à 10 kPa pour les échantillons denses et moyennement denses et 20 kPa pour certains échantillons lâches, est appliquée dans la cellule à l'aide du panneau de contrôle hydropneumatique avant de libérer la pression négative de l'échantillon. Ensuite, le piston est fixé au-dessus de l'embase supérieure sans établir le contact.

▪ **Saturation**

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon préparé à sec (bas-bas et bas-haut) à faible débit pendant un certain temps (environ 20 minutes pour le cas du sable), afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée par

gouttes pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. Lorsque les gouttes d'eau commencent à s'écouler à travers l'embase supérieure, la saturation est poursuivie en utilisant les deux cylindres du panneau de contrôle hydropneumatique liés au bas et au top de l'échantillon. Pour calculer le coefficient du Skempton (B), qui est égale à $\Delta u / \Delta \sigma_3$, on augmente la pression dans la cellule ($\Delta \sigma_3$) tout en maintenant la différence entre cette dernière et la pression dans l'échantillon inférieure à 50 kPa, puis on lit l'augmentation résultant dans la pression interstitielle (ΔU). Ensuite, la pression interstitielle est augmentée par la même valeur ajoutée à σ_3 . Et ainsi de suite, la saturation est continuée et les incréments de pression sont effectués jusqu'à ce qu'une valeur supérieure ou égale à 90% soit atteinte par le coefficient B. La plupart des échantillons testés atteints un coefficient B supérieur à 92% sauf deux mélange du sable-limon (contenant 30% et 50% des fines).

▪ Consolidation

Pour consolider l'échantillon, la pression de la cellule est augmentée de telle façon que la différence entre celle-ci et la pression de l'échantillon devient égale à la pression de consolidation désirée. A l'aide du volumètre, les valeurs de changement de volume (ΔV) durant la consolidation sont mesurées. Lorsqu'il n'y a plus de changement de volume, la phase de consolidation est considérée comme achevée. Pour obtenir le fichier des datas de consolidation, il est nécessaire de lancer le logiciel installé dans le micro-ordinateur avant de d'entamer la consolidation. En utilisant la valeur finale de ΔV , les caractéristiques géométriques de l'échantillon après la consolidation (A_c , H_c , V_c , e_c) sont calculées.

▪ Cisaillement

Après l'achèvement de l'étape de la consolidation, le cisaillement de l'échantillon est lancé à partir d'un logiciel et à l'aide d'une presse, à une vitesse égale à 0.10124 mm/min qui est utilisée pour tous les essais. L'essai est poursuivi jusqu'à ce qu'une déformation axiale d'environ 25 % soit atteinte. Pour les essais non drainés, il faut s'assurer que tous les robinets liés à l'échantillon sont fermés avant de lancer la compression, tandis que le cisaillement est fait avec un robinet ouvert dans le cas des essais drainés.

C. Essais de répétabilité

Son but principal est de tester le bon fonctionnement du dispositif triaxial. Deux essais monotones de compression non drainés ont été effectués sur le sable propre de Chlef à une contrainte de consolidation de 200 kPa. Les deux échantillons ont été préparés à un état dense ($D_r = 88\%$) selon la méthode DSC et le coefficient de skempton B obtenu est supérieur à 95%. Les résultats des deux essais réalisés sont présentés dans la figure 3.11. Ils montrent qu'il y a un bon accord entre les deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif triaxial utilisé et le mode opératoire suivi.

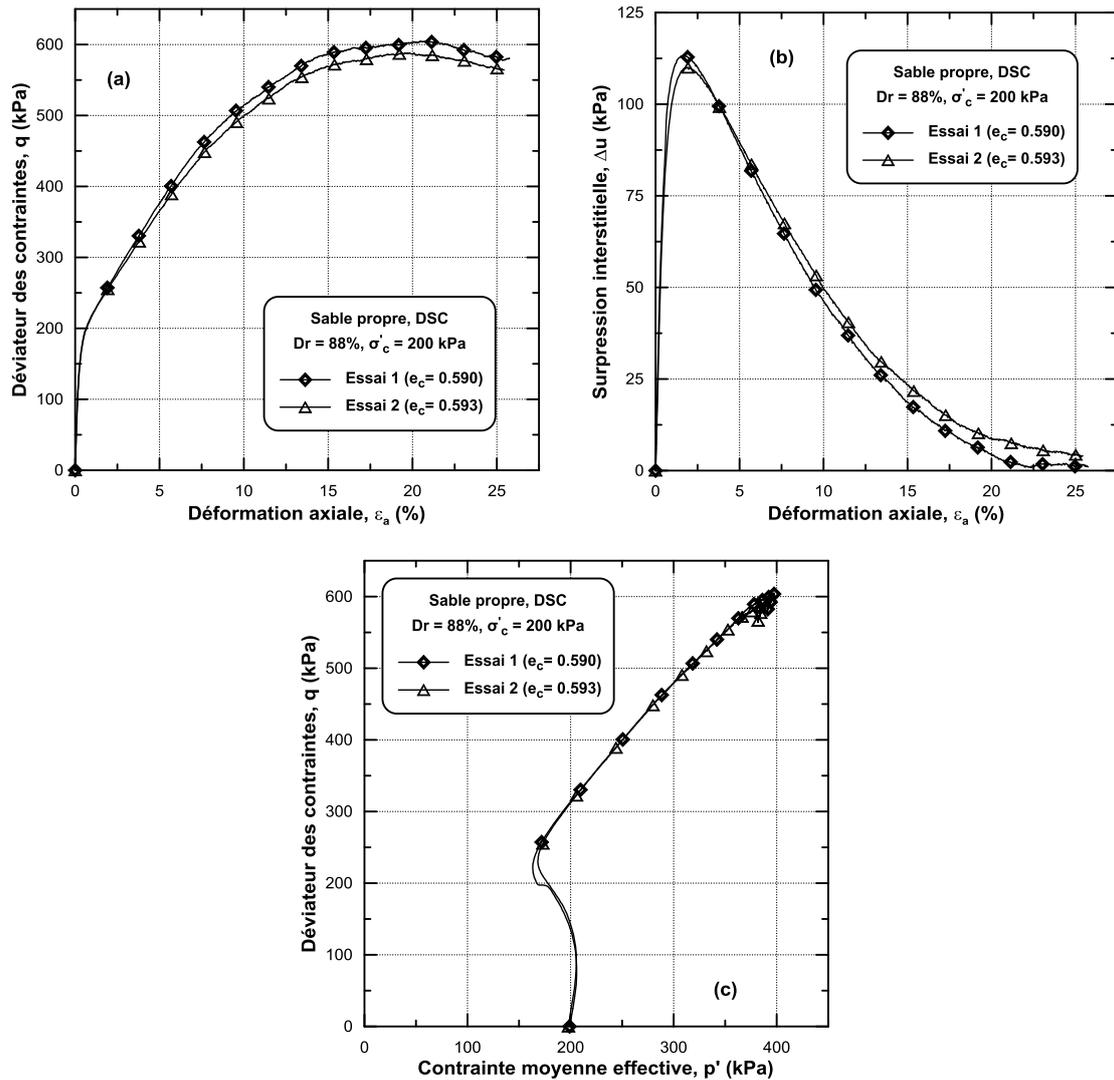


Figure 3.11 : Essais de répétabilité ; (a) courbe q - ε_a ; (b) courbe Δu - ε_a ; (c) courbe q - p' .

3.3.3 Perméamètre

Les essais de perméabilité ont été effectués en utilisant deux dispositifs de perméamètre à charge constante. Les composantes principales des deux dispositifs sont la cellule et le réservoir à charge constante (figure 3.12).

La cellule utilisée représente la seule différence entre les deux dispositifs. La première est une cellule en plexiglas, de 7.5 cm de diamètre, utilisable juste pour les sols pulvérulents (ou assez perméables), tandis que la deuxième est une cellule de compactage en métal de 10.16 cm de diamètre, dévouée pour mesurer la perméabilité, utilisable à la fois pour les sols assez perméables et peu perméables. Les échantillons préparés dans la cellule en plexiglas ont une hauteur de 20 cm tandis que ceux préparés dans la cellule en métal ont une hauteur de 8.7 cm.

Le réservoir est alimenté en eau par une source où le niveau d'eau est gardé constant à l'aide du trop-plein. Dans le premier dispositif, le réservoir est lié au robinet de la base de la cellule en plexiglas où l'écoulement est ascendant, tandis que le réservoir est lié au top de la cellule en acier dans le deuxième dispositif où l'écoulement est descendant.

La mise en place de l'échantillon dans la cellule est effectuée selon le dépôt sec ou le dépôt humide. Dans la déposition sèche, la quantité du sol sec pré calculée est déposée telle qu'elle est et le sol sec est divisé en 07 couches pour les échantillons de 20 cm de hauteur, et en 03 couches pour ceux de 8.7 cm de hauteur, et chaque couche est bien compactée à l'aide d'une dame pour achever l'état dense, tandis qu'un léger compactage des couches est nécessaire pour atteindre l'état moyennement dense. Pour fabriquer des échantillons secs à l'état lâche, le sol sec est déposé directement à l'aide d'un entonnoir sans aucune hauteur de chute (hauteur quasi-nulle). Dans la méthode humide, une quantité du sol sec est mixée avec un pourcentage d'eau distillée jusqu'à ce que le mélange soit homogène. Et puis, le mélange est divisé en couches (07 ou 03 couches selon la cellule) avant de le déposer pour les trois cas de densités. Chaque couche est compactée pour atteindre sa hauteur à l'aide d'une dame.

Pour préparer des échantillons denses selon les deux méthodes, le compactage des couches est effectué en utilisant un nombre fixe des coups lorsque le sol est divisé en 03 couches tandis qu'il est fait en utilisant la force de la main dans le cas où le sol est divisé en 07 couches.

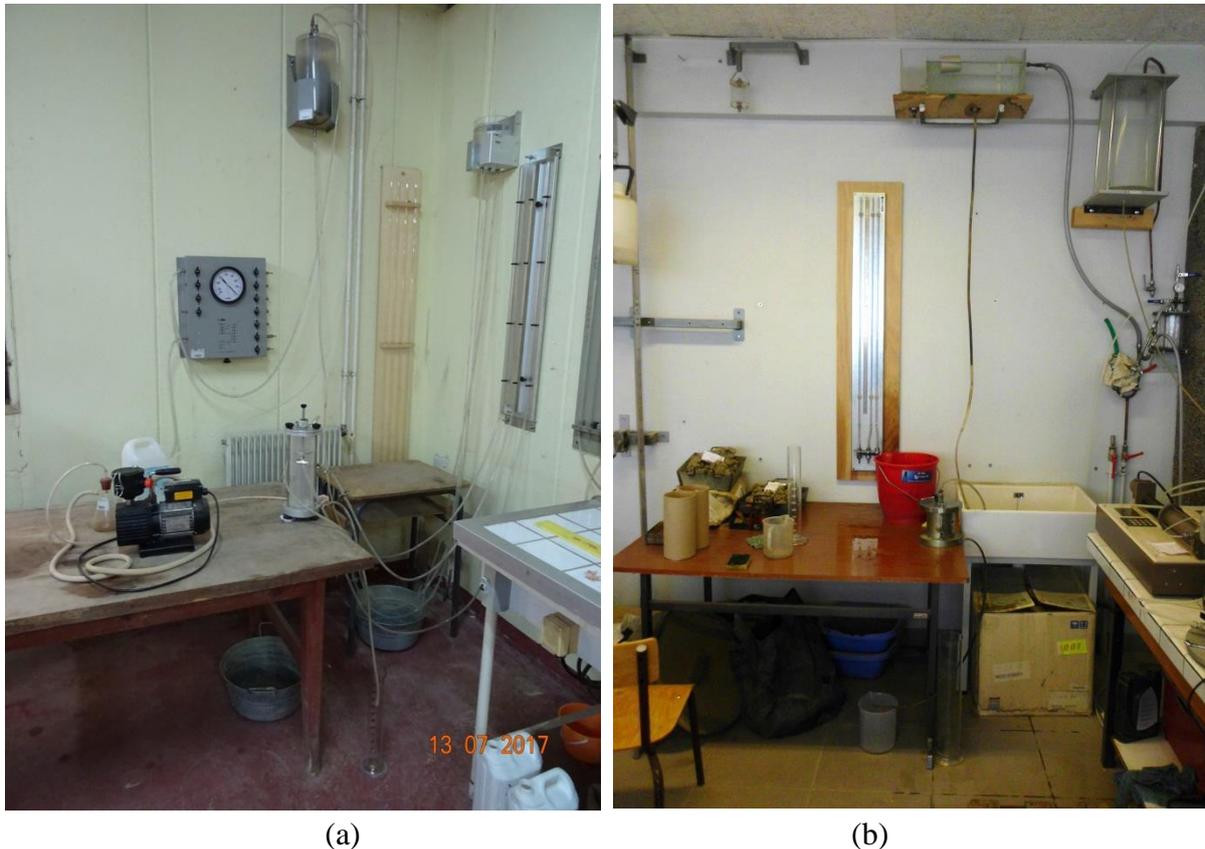


Figure 3.12 : Dispositifs de perméamètres utilisés : (a) laboratoire de MDS de l'université de Chlef ; (b) laboratoire de génie civil de l'Institut Pascal de l'université Blaise Pascal à Clermont Ferrand (France).

Après la mise en place de l'échantillon, on ferme hermétiquement le haut de la cellule pour éliminer les vides afin d'éviter une fausse lecture de k . Pour saturer l'échantillon, on ouvre le robinet de la cellule de sorte qu'on ait écoulement laminaire et l'eau sortante de l'échantillon

est collectée dans un récipient. Il peut être estimé que l'échantillon est saturé lorsqu'il n'y a plus de bulles d'air sortantes de l'échantillon et qui peuvent être observées dans le tuyau lié à la sortie d'eau située au sommet ou en bas de la cellule (selon la cellule utilisée). Par la suite, on commence à prendre les mesures en collectant l'eau sortante de l'échantillon dans un tube gradué pour une période de temps donnée. En général, pour chaque essai, trois lectures de volumes sont prises pour trois intervalles de temps.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les caractéristiques physiques des différents matériaux testés ont été présentées en premier lieu.

Il a été aussi exposé l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement mécanique et hydraulique des sables et des mélanges sables-sols fins sous divers chemins de chargement. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité.

Le chapitre a également décrit les différentes techniques de dépositions des échantillons disponibles dans la littérature.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de quelques paramètres tels que le mode de dépôt des échantillons, la contrainte de confinement, la densité relative, la fraction des fines, la saturation, et la taille des grains sur le comportement des sols.

CHAPITRE 4

INFLUENCE DE LA METHODE DE PREPARATION DES ECHANTILLONS SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

4.1 Introduction

Il est largement reconnu que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial en termes d'indice des vides (ou d'indice de densité) et d'état de contraintes effectives. On ne fait cependant que rarement référence à la structure initiale du matériau, au sens de l'arrangement géométrique des grains dans l'empilement granulaire, résultant de tel ou tel mode de reconstitution ou de formation du matériau.

L'effet de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement des sols en général et sur la résistance à la liquéfaction en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherches controversées, car on ne trouve pas un consensus dans la littérature.

Dans ce chapitre, on reporte les résultats d'une investigation expérimentale sur l'étude de l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique et le comportement hydraulique du sol de Chlef. Il comprend une analyse de la structure initiale des échantillons préparés par différentes méthodes de déposition en utilisant la tomographie aux rayons X, les résultats des essais triaxiaux monotones de compression drainés et non drainés, les résultats des essais de cisaillement à la boîte et les résultats des essais de perméabilité.

4.2 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique

4.2.1 Évaluation de la structure initiale des échantillons par tomographie aux rayons X

Dans le but d'analyser l'effet des modes de dépôt et d'étudier la différence dans la structure initiale des échantillons due à ces modes, trois spécimens fabriqués par trois méthodes différentes de préparation ont été analysés en utilisant la microtomographie calculée aux rayons X (X-ray computed microtomography, μ Ct).

La méthode de tomographie calculée aux rayons X (X-ray CT) a été pratiquement appliquée pour les diagnostics médicaux. Cette technique s'est largement répandue où elle est à présent appliquée en tant que méthode d'essai non destructive dans les différents domaines industriels (Mukunoki et al. 2004).

Dans le domaine géotechnique, le scanner de tomographie calculée aux rayons X a été utilisé pour analyser les propriétés physiques, les modèles d'écoulement/les propriétés hydrauliques de l'air, l'eau/les solutions et les changements de propriétés physiques dus aux forces externes (Mukunoki et al. 2004). À titre d'exemple, dans les travaux de Peyton et al. (1992) et Zeng et al. (1996), des carottes de sol non remaniées ont été scannées et les diamètres de macro pore ainsi que la densité apparente ont été évalués sur la base de l'analyse de traitement d'image et l'analyse statistique des données de tomographie calculée. De leur côté, Anderson et Hopmans (1994) et Otani et al. (2002) ont évalué la distribution des vides d'air dans les images de tomographie calculée aux rayons X. Ils ont distingué les vides d'air des sables, des packs de sable et des échantillons carottés de sol argileux amélioré en utilisant la technique de seuillage (thresholding technique). Plusieurs d'autres études importantes ont été mentionnées par Mukunoki et al. (2004) : la visualisation des infiltrations d'eau dans les

roches et les sols (Anderson et al. 1992, Heijs et al. 1995, Sugawara et al. 1998, et Otani et al. 2001), la perméation de l'air (Wong et Wibowo 2000).

Desrues et al. (1996) ont utilisé la tomographie numérisée pour étudier la localisation de la déformation dans l'essai triaxial sur sable. Thomson et Wong (2008) ont appliqué les techniques de tomographie calculée aux rayons X pour surveiller les distributions d'indice des vides dans des échantillons de sable préparés par différentes méthodes de reconstitution et observer leurs évolutions durant le cisaillement triaxial, par compression et extension, non drainées.

La μ Ct a été effectuée en prenant une série de projections (radiographies) sous différents angles, au moyen d'un faisceau conique de rayon X qui permet un grossissement de l'échantillon. Les données détectées sont assemblées et les images en coupe transversale (slices) sont reconstruites en utilisant un dispositif de traitement de données d'image au moyen de la méthode de rétroprojection filtrée (filtered back-projection). En utilisant toutes ces images en coupe transversale, l'image tridimensionnelle (3D) de l'objet scanné peut être reconstruite comme montré dans la figure 4.1 (Otani et al. 2000).

Lors de leur visualisation, les coupes radiographiques sont des images classiques en 2 dimensions composées d'une matrice de pixels. En fait, une coupe représente une épaisseur finie de l'objet et elle est composée de voxels (figure 4.2), où le voxel est l'équivalent d'un pixel en trois dimensions (Lenoir, 2006).

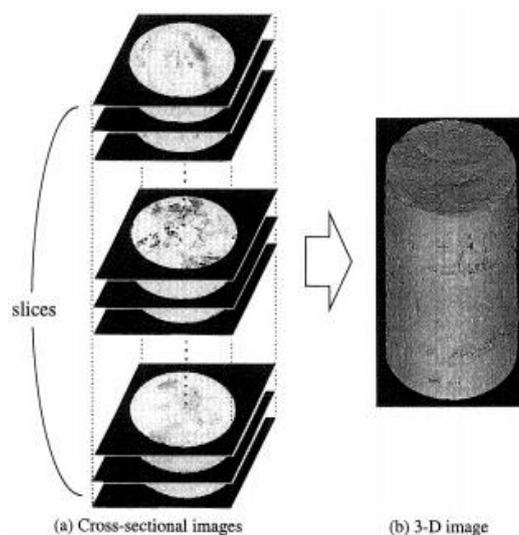


Figure 4.1 : Reconstitution de l'image tridimensionnelle (Otani et al. 2000).

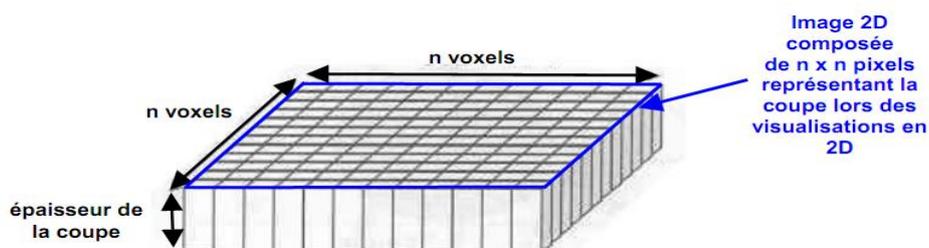


Figure 4.2 : Représentation schématique d'une coupe (composée de $n \times n$ voxels), (Lenoir, 2006).



Figure 4.3 : Scanner (HECTOR) utilisé dans cette étude (UGCT).

Dans nos travaux, l'analyse aux rayons X a été effectuée à l'aide du scanner de microtopographie calculée μ CT « HECTOR » (figure 4.3) développé par l'UGCT (Centre pour la tomographie aux rayons X de l'Université de Gand) (Masschaele et al. 2013). Le système contient trois composants de base : une source microfocus de X-RAY WorX ; un grand détecteur à panneau plat 40x40 cm² PerkinElmer 1620 CN3 CS ; et un système de rotation pour l'échantillon (plus de détails sur le scanner peuvent être trouvés dans Masschaele et al. 2013). Les scans du volume complet ont été effectués à un voltage de tube de 180 kV et une puissance de 38 W. Un filtre Cu de 1 mm a été utilisé pour réduire le durcissement du faisceau, qui pourrait également être corrigé pendant la reconstruction.

Afin d'avoir des résultats précis sur les modes de dépôts, les échantillons ont été réduits en dimension. Dans ce cas, les échantillons de sol ont été reconstitués dans des tubes en plexiglas d'environ 34 mm de diamètre, ayant des dimensions très proches des échantillons de sol testés dans l'appareil triaxial. Les échantillons ont une hauteur d'environ 68 mm et la densité initiale visée était inférieure ou égale à 20% (état lâche) comme il est connu que les différences dans le comportement sont plus prononcées dans les états lâches. Le scan a été effectué pour trois échantillons de sable propre de Chlef reconstitués selon trois méthodes différentes, DSE, DH et DE. La mise en place du sable a été faite juste avant le scan afin d'éviter des changements dans la structure des échantillons tels que l'évaporation de l'eau dans les méthodes DH et DE. Pour assurer la bonne qualité des images, le volume de chaque échantillon a été scanné en trois étapes (dans trois parties) du haut vers le bas (selon l'axe Z), et pour obtenir le scan complet de l'échantillon, les trois parties ont été fusionnées. De cette façon, une taille de voxel de 40,16 μ m a été obtenue pour le volume complet, à un grossissement de 9.82 et un détecteur binning 2. Les données ont été reconstruites en utilisant le logiciel de reconstruction Aquila de XRE, et pour l'analyse en 3D et la visualisation, le logiciel d'analyse Octopus a été utilisé (Vlassenbroeck et al., 2007).

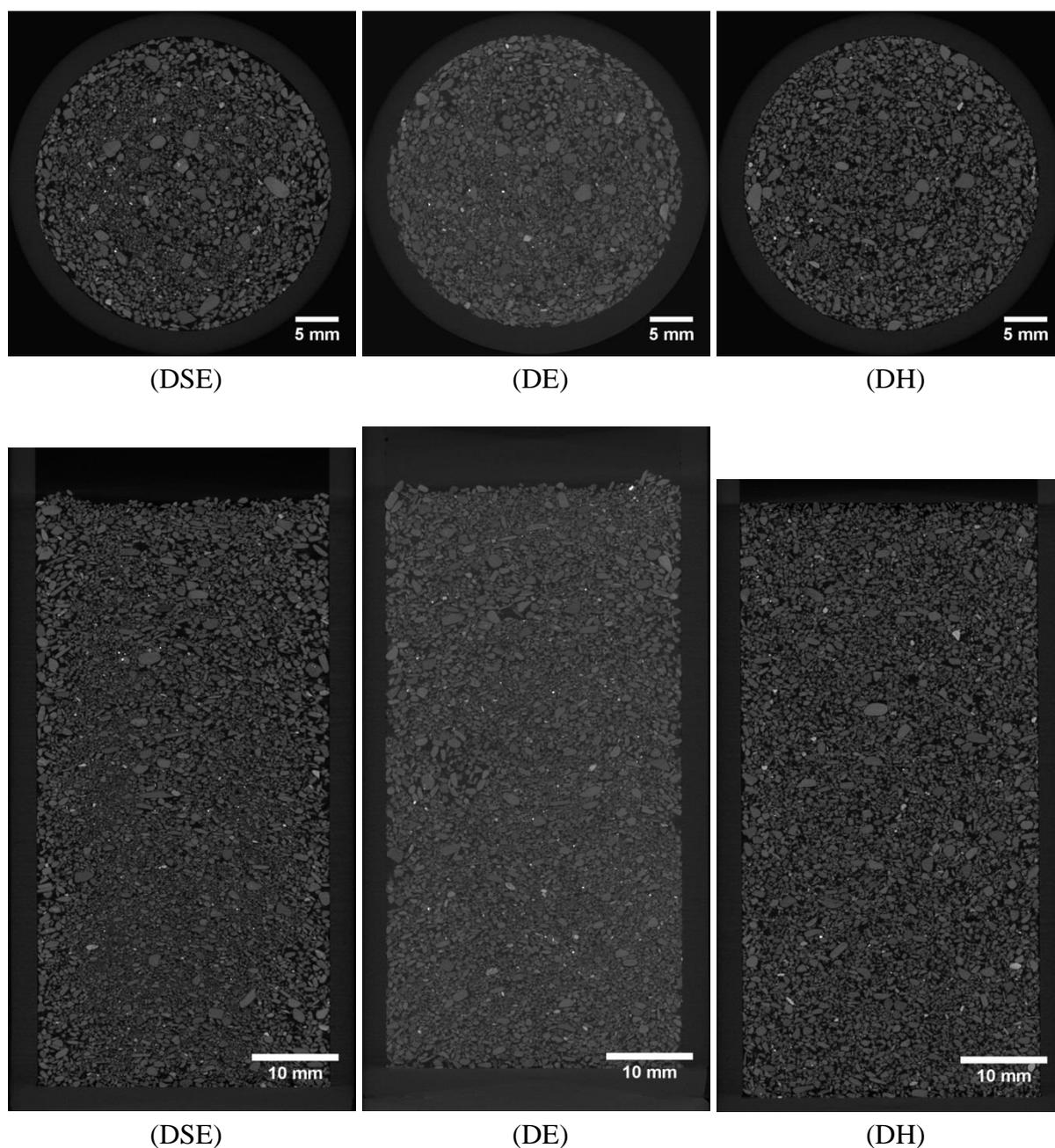
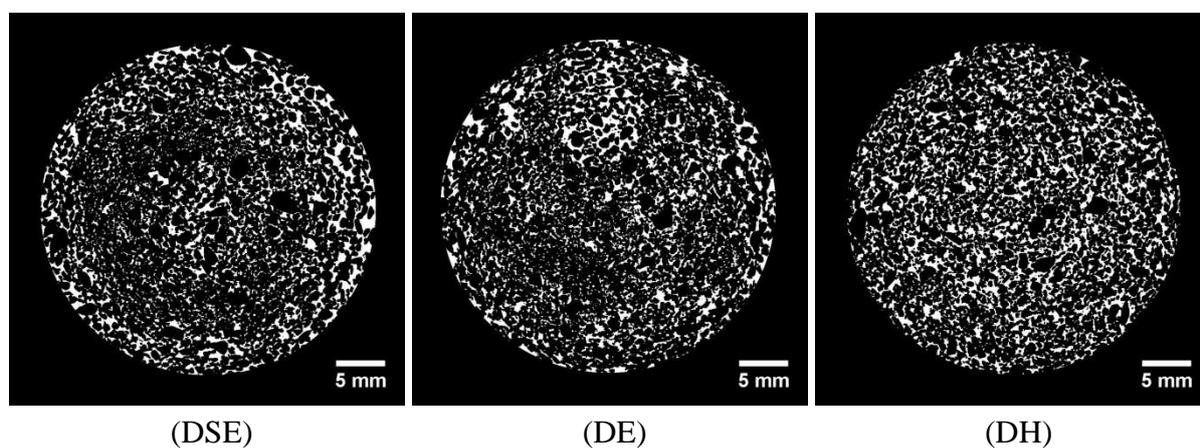


Figure 4.4 : Coupes transversales et coupes longitudinales originales des échantillons scannés (D = 34 mm ; H = 68 mm).



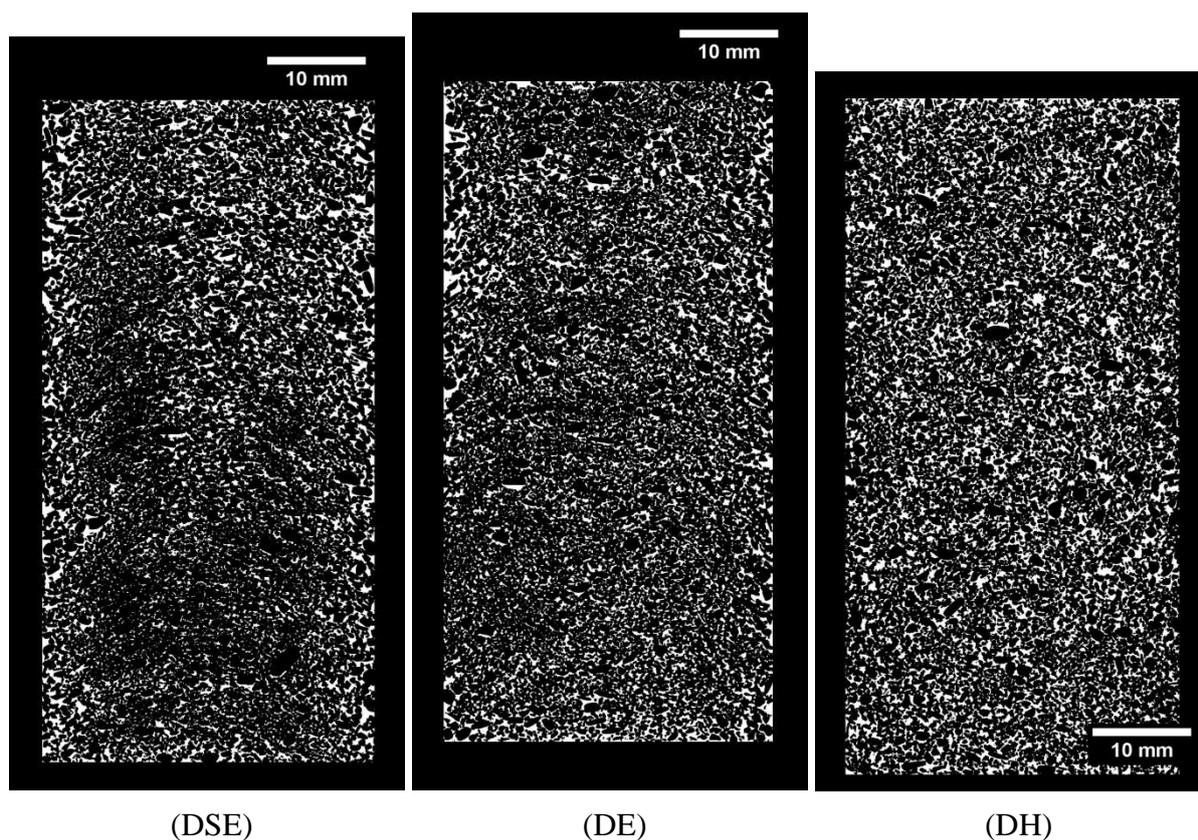


Figure 4.5 : Coupes transversales et coupes longitudinales binaires des échantillons scannés (D = 34 mm ; H = 68 mm).

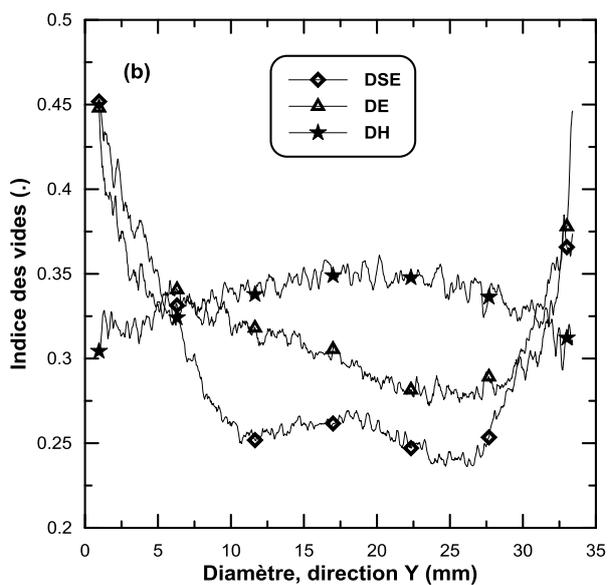
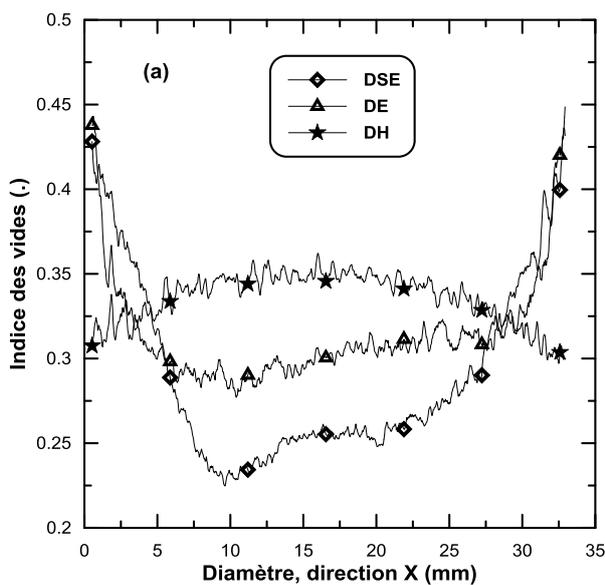
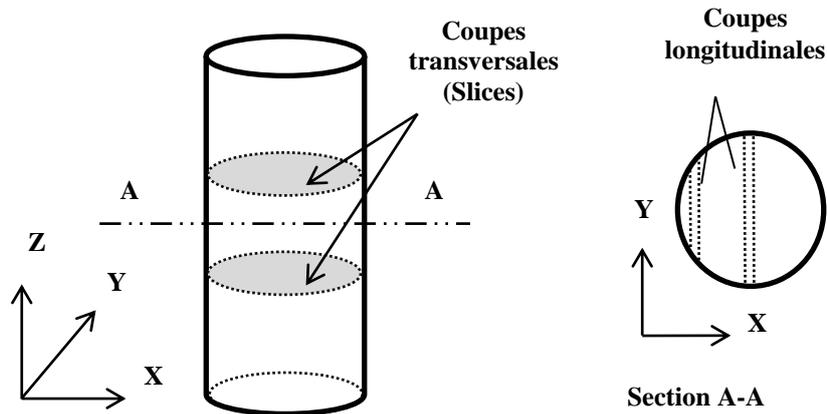
En utilisant le logiciel Octopus, des coupes transversales et des coupes longitudinales originales ont été générées pour les trois échantillons scannés (figure 4.4). Un filtre bilatéral a été appliqué aux images afin de réduire le bruit de l'image. Pour générer des images binaires (figure 4.5), un volume d'intérêt, ou un espace de travail, a été sélectionné (dans les trois directions X, Y et Z), et puis un double seuil (double threshold) a été appliqué aux images pour séparer le vide (couleur blanche) à partir du solide (couleur noire). En utilisant ces images binaires, les données de porosité des trois échantillons scannés pourraient être extraites.

Les profils d'indice des vides des échantillons scannés sont présentés dans la figure 4.6. L'indice des vides présenté par les résultats de la microtomographie calculée (μ CT) est plus petit que l'indice des vides réel (ou initial) des échantillons scannés, et cela parce que les diamètres des pores (des échantillons) inférieurs à l'unité de la taille du voxel ($40.16 \mu\text{m}$) ne sont pas inclus dans l'analyse. En d'autres termes, un scan de résolution plus élevée est nécessaire pour la totalité de l'échantillon, pour s'approcher de l'indice des vides réel. Néanmoins, les variations de l'indice des vides dans les profils sont censées refléter la variation réelle dans les spécimens.

En observant les figures 4.6a et 4.6b, on peut voir que la distribution de l'indice des vides le long des axes X et Y sont très semblables où les valeurs d'indice des vides de la méthode DH sont plus élevée à celles des autres méthodes (DSE et DE) particulièrement au milieu où la largeur des coupes longitudinales est proche du diamètre de l'échantillon. De plus, il peut

être noté que la densité des échantillons préparés par les méthodes DSE et DE, est concentrée au milieu, contrairement à l'échantillon créé par la méthode DH qui présente une densité dans les bordures un peu plus grande que celle dans le milieu. Concernant la variation de l'indice des vides avec la hauteur des échantillons, la figure 4.6c montre que la densité des échantillons diminue avec la hauteur croissante. Aussi, il existe une différence dans les valeurs des indices des vides, où la méthode DH présente généralement les plus grandes valeurs.

Ces résultats montrent que même si la préparation des échantillons est effectuée soigneusement et en visant la même densité relative globale, la distribution de l'indice des vides local n'est pas uniforme et elle reflète étroitement la procédure de préparation d'échantillon qui a été implémenté. Par exemple, la méthode DH, contrairement aux autres méthodes, présente des régions hétérogènes, des zones de discontinuité dans les valeurs de l'indice des vides, qui coïncident quelque peu avec les limites de chaque couche, surtout dans le centre et le bas de l'échantillon.



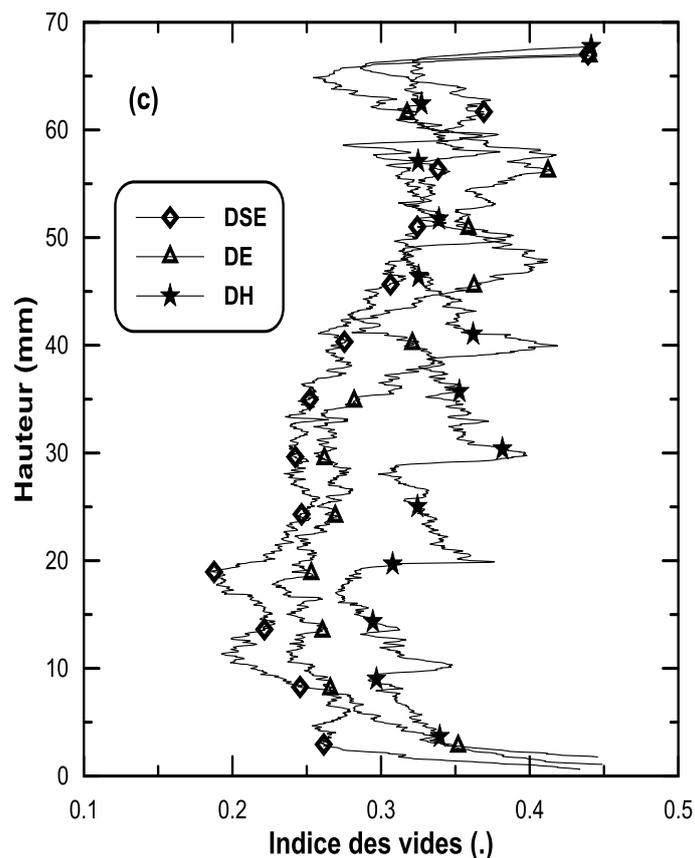


Figure 4.6 : Profils d'indice des vides des trois échantillons scannés : (a) direction X ; (b) direction Y ; (c) direction Z.

Selon les résultats de l'analyse des trois échantillons scannés, on remarque que DSE et DH sont les méthodes qui donnent les valeurs d'indice des vides extrêmes (minimum et maximum), où les valeurs obtenues par l'autre méthode (DE) sont généralement situés entre ces valeurs extrêmes.

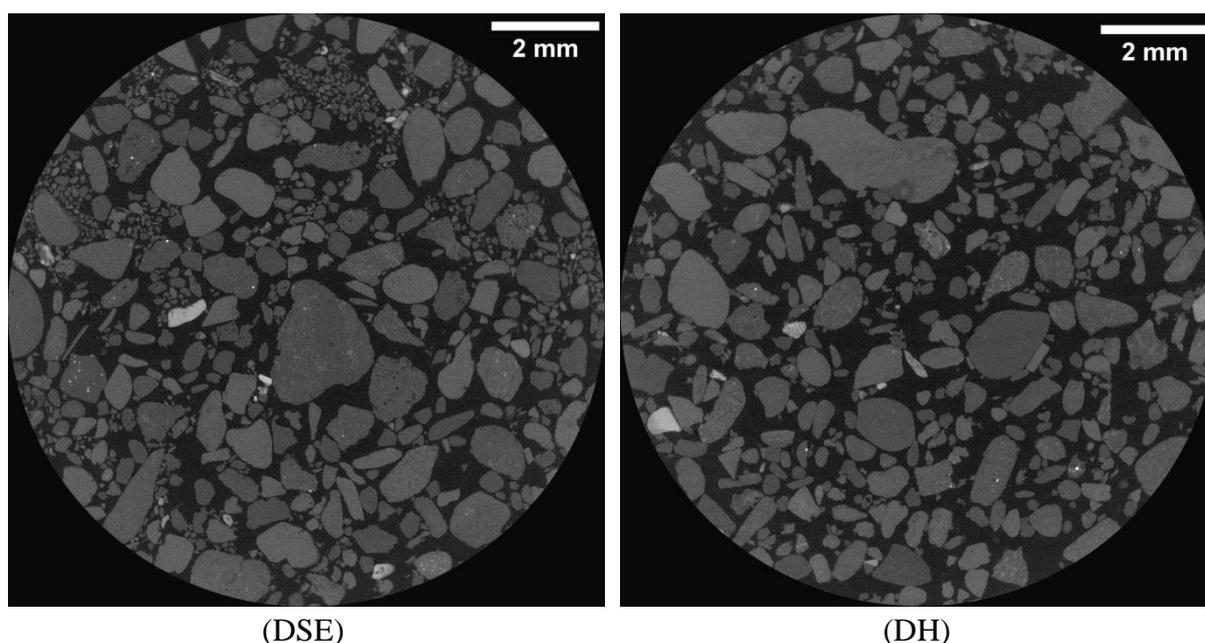


Figure 4.7 : Coupes transversales originales de la région d'intérêt scannée.

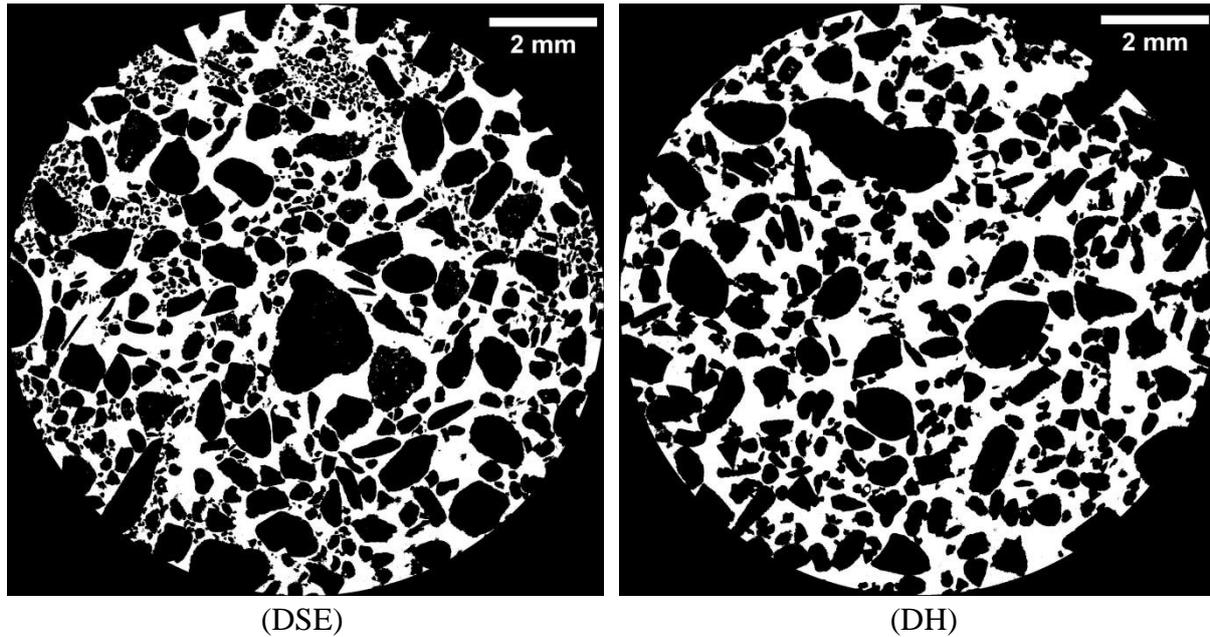


Figure 4.8 : Coupes transversales binaires de la région d'intérêt scannée.

En tenant en compte de ces constatations, deux scans supplémentaires de plus haute qualité ont été effectués au milieu des deux échantillons (la région d'intérêt) préparés par les méthodes DSE et DH. Le scan a été fait en une seule étape et la taille de voxel était $5,54 \mu\text{m}$. Les images obtenues ont subi les mêmes étapes d'analyse qui ont été expliquées précédemment. Les figures 4.7 et 4.8 montrent les coupes transversales originales et binaires, respectivement, qui ont été extraites durant cette analyse.

Les profils d'indice des vides qui ont été calculé à partir des images binaires sont présentés dans la figure 4.9. Il est clair que les valeurs d'indice des vides obtenues sont plus élevées que celles présentés dans la figure 4.6, mais la valeur d'indice des vides réelle qui correspond à la densité initiale ($D_r = 20\%$) n'est pas encore atteinte, car seulement les pores de diamètres supérieurs ou égales la taille de voxel ($5,54 \mu\text{m}$) sont inclus dans cette analyse. Cependant, cette différence dans les valeurs d'indice des vides présentées par les deux méthodes (DSE et DH) reflète la différence réelle entre eux. Les distributions des indices des vides le long des axes X, Y et Z (figure 4.9) montrent bien que la méthode DH présente généralement des valeurs d'indice des vides plus élevées que celles de DSE.

En assemblant toutes les images transversales (slices) obtenues par les deux derniers scans, les images 3D des deux régions scannées situées au milieu des échantillons préparés par la méthode DSE et DH ont été reconstruites (figure 4.10).

En observant ces images 3D, on peut voir que la structure créée par la méthode DH est un peu plus poreuse que celle produite par la méthode DSE. De plus, lorsqu'on regarde attentivement les images 3D, ainsi que les coupes transversales dans les figures 4.7 et 4.8, on remarque la présence de nombreux grains de très petites tailles (visibles à l'œil), de diamètre inférieur à $0,1 \text{ mm}$ entre les autres grands grains dans la structure créés par la méthode DES. Tandis qu'ils sont moins présents dans l'autre structure formée par la méthode DH, et cela peut être probablement attribué au fait que ces petits grains ont été rassemblés par la quantité d'eau initiale ($w = 3\%$) ajoutée dans la méthode DH. Cette différence, qui est observée entre

les deux structures créées par les deux méthodes de dépôt, explique pourquoi la méthode DH donne des valeurs d'indice des vides plus élevées que celles de la méthode DSE.

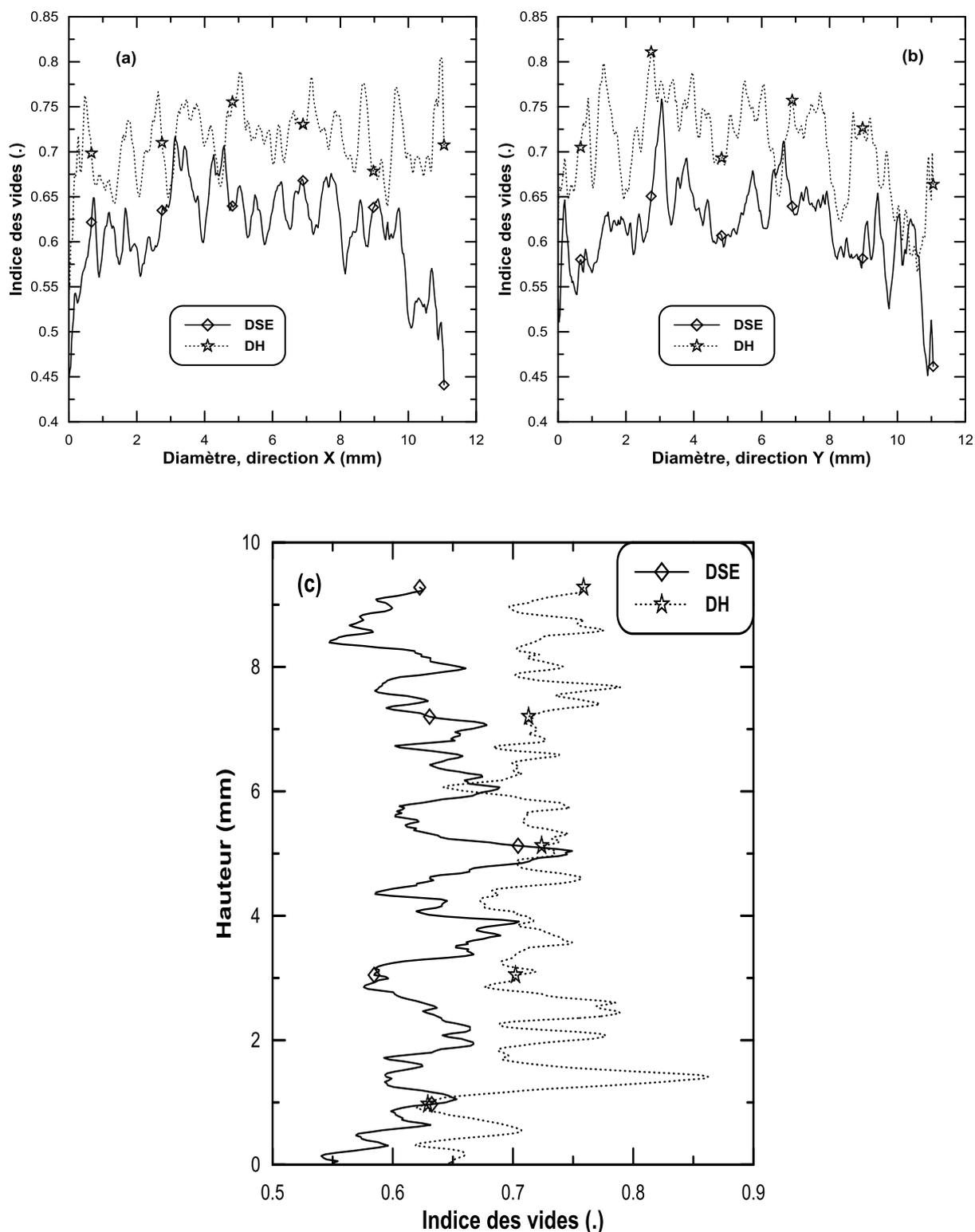
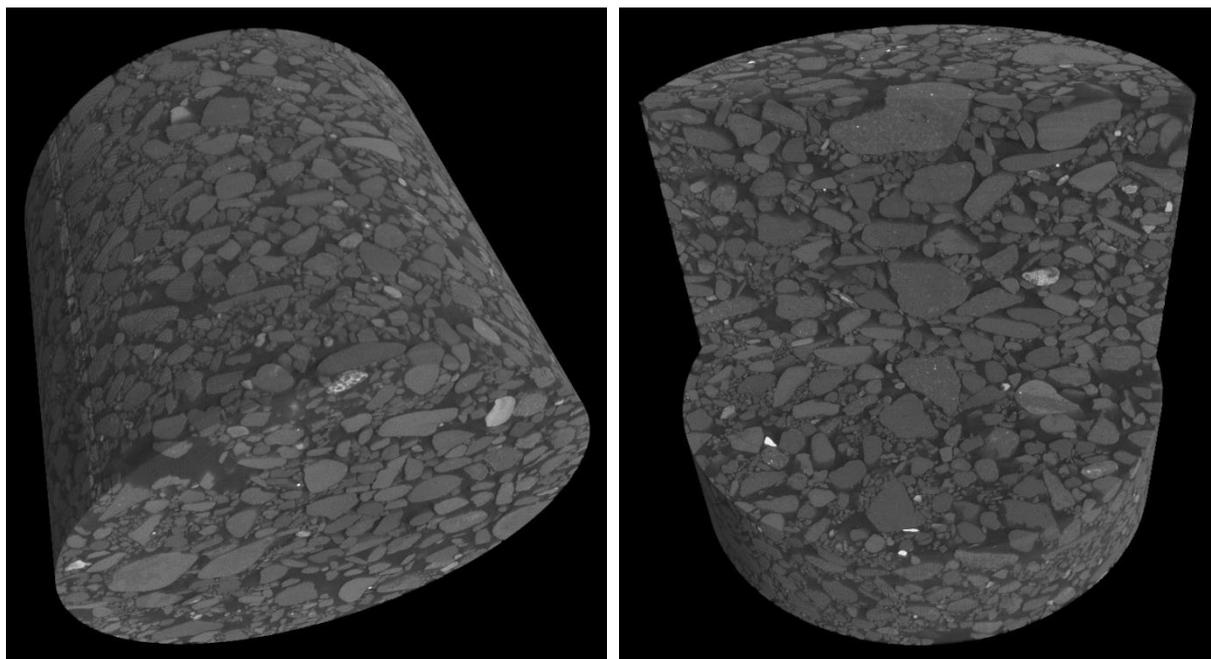
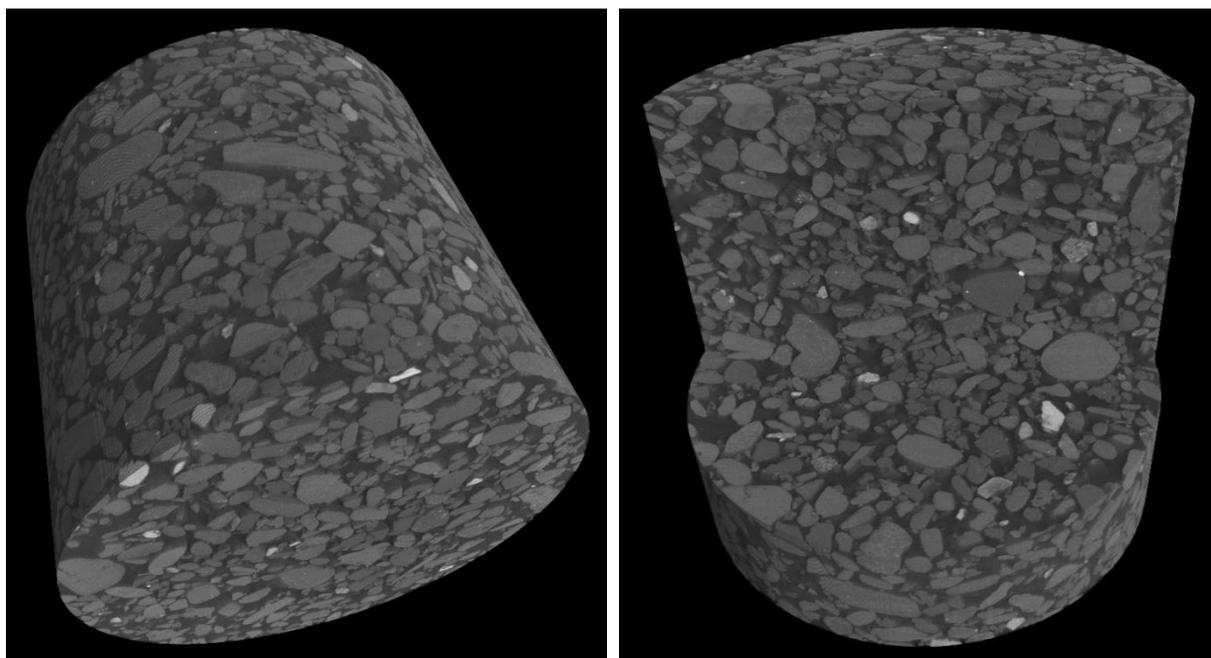


Figure 4.9 : Profils d'indice des vides des deux régions scannées : (a) direction X ; (b) direction Y ; (c) direction Z.



Structure créée par la méthode DSE



Structure créée par la méthode DH

Figure 4.10 : Images 3D des deux régions scannées situées au milieu des échantillons préparés par la méthode DSE et DH.

4.2.2 Résultats des essais triaxiaux de compression sous chargement monotone

Pour étudier l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique du sable propre de Chlef, deux séries des essais triaxiaux monotones de compression drainés et non drainés ont été réalisées sur des échantillons préparés par différentes méthodes de reconstitution.

a. Essais non drainés

Pour les essais non drainés, l'effet du mode de dépôt a été étudié sous trois pressions de confinement et à trois niveaux de densité afin d'évaluer l'effet combiné de la méthode de déposition, du confinement et de la densité relative sur la réponse non drainée du sable propre de Chlef.

Quatre méthodes ont été utilisées pour produire des échantillons avec différentes structures initiales ; le dépôt sec en couches (DSC), le dépôt sec par entonnoir (DSE), la déposition dans l'eau (DE) et le dépôt humide (DH). Les essais non drainés ont été effectués sur des spécimens de sable propre ayant une densité relative initiale de 20%, 55% et 88% représentant l'état lâche, moyennement dense et dense respectivement, sous l'application d'une pression de confinement de 100 kPa. Deux pressions de consolidation supplémentaires ($\sigma'_c = 50$ kPa et 200 kPa) ont été évaluées en condition non drainée pour l'état dense ($Dr = 88\%$). Le programme des essais non drainés réalisés est résumé dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Résumé des essais non drainés réalisés.

Densité	Pression de confinement	Méthode de préparation	Indice des vides, e_c (Après la consolidation)
Etat dense ($Dr = 88\%$)	$\sigma'_c = 50$ kPa	DSC	0.607
		DE	0.615
		DSE	0.636
		DH	0.639
	$\sigma'_c = 100$ kPa	DSC	0.598
		DE	0.604
		DSE	0.599
		DH	0.610
	$\sigma'_c = 200$ kPa	DSC	0.593
		DE	0.595
		DSE	0.604
		DH	0.618
Etat moyennement dense ($Dr = 55\%$)	$\sigma'_c = 100$ kPa	DSC	0.652
		DE	0.661
		DSE	0.669
		DH	0.650
Etat lâche ($Dr = 20\%$)	$\sigma'_c = 100$ kPa	DE	0.694
		DSE	0.710
		DH	0.721

- **Impact de la pression de confinement**

Les figures 4.11, 4.12 et 4.13 montrent les résultats des essais triaxiaux non drainés effectués sur les échantillons denses ($Dr = 88\%$). Il est clair que la structure initiale créée par les différentes méthodes de préparation a un effet significatif sur la réponse non drainée du sable propre de Chlef.

En observant les courbes $q-\varepsilon_a$ montrées dans les figures 4.11a, 4.12a et 4.13a, on remarque que, pour toutes les méthodes, le déviateur des contraintes augmente rapidement entre environ 0% et 1,5% de déformation axiale, et puis, il continue à augmenter d'une manière moins sévère avec le développement de la déformation axiale jusqu'à qu'une valeur maximale soit atteinte, après laquelle la valeur du déviateur diminue légèrement jusqu'à la fin d'essai. Pour les trois pressions de confinement, la différence dans les valeurs de déviateur présentées par les quatre méthodes de préparation devient plus claire à grande déformation, où les méthodes sèches (DSC et DSE) présentent toujours les plus grandes valeurs du déviateur et la méthode du dépôt humide donne la plus faible valeur.

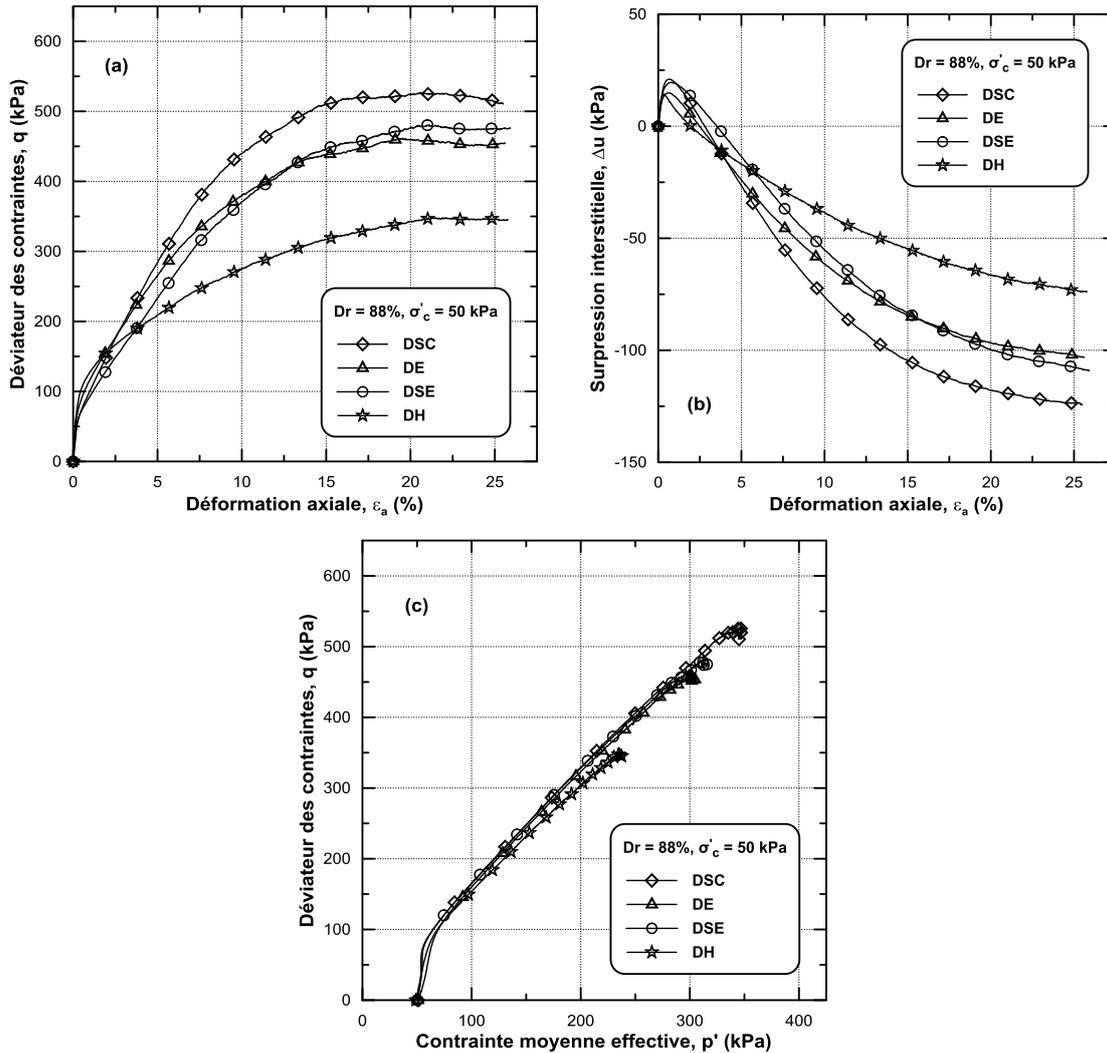


Figure 4.11 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

Les courbes $\Delta u-\varepsilon_a$ et les chemins de contraintes $q-p'$ sont présentés dans les figures 4.11b, 4.12b, 4.13b et 4.11c, 4.12c, 4.13c respectivement. Il est clair que tous les échantillons présentent une petite phase de contractance dans le début généralement caractérisée par une augmentation de la pression interstitielle suivie par une phase de dilatance qui continue jusqu'à la fin d'essai. Cette phase est considérée comme une conséquence de la diminution dans les valeurs de la pression interstitielle Δu . De plus, la phase de contractance devient plus

prononcée avec l'augmentation de la pression de confinement. On remarque aussi que les échantillons créés par les méthodes sèches (DSC et DSE) sont plus dilatants par rapport à ceux préparés par les autres méthodes (DE et DH).

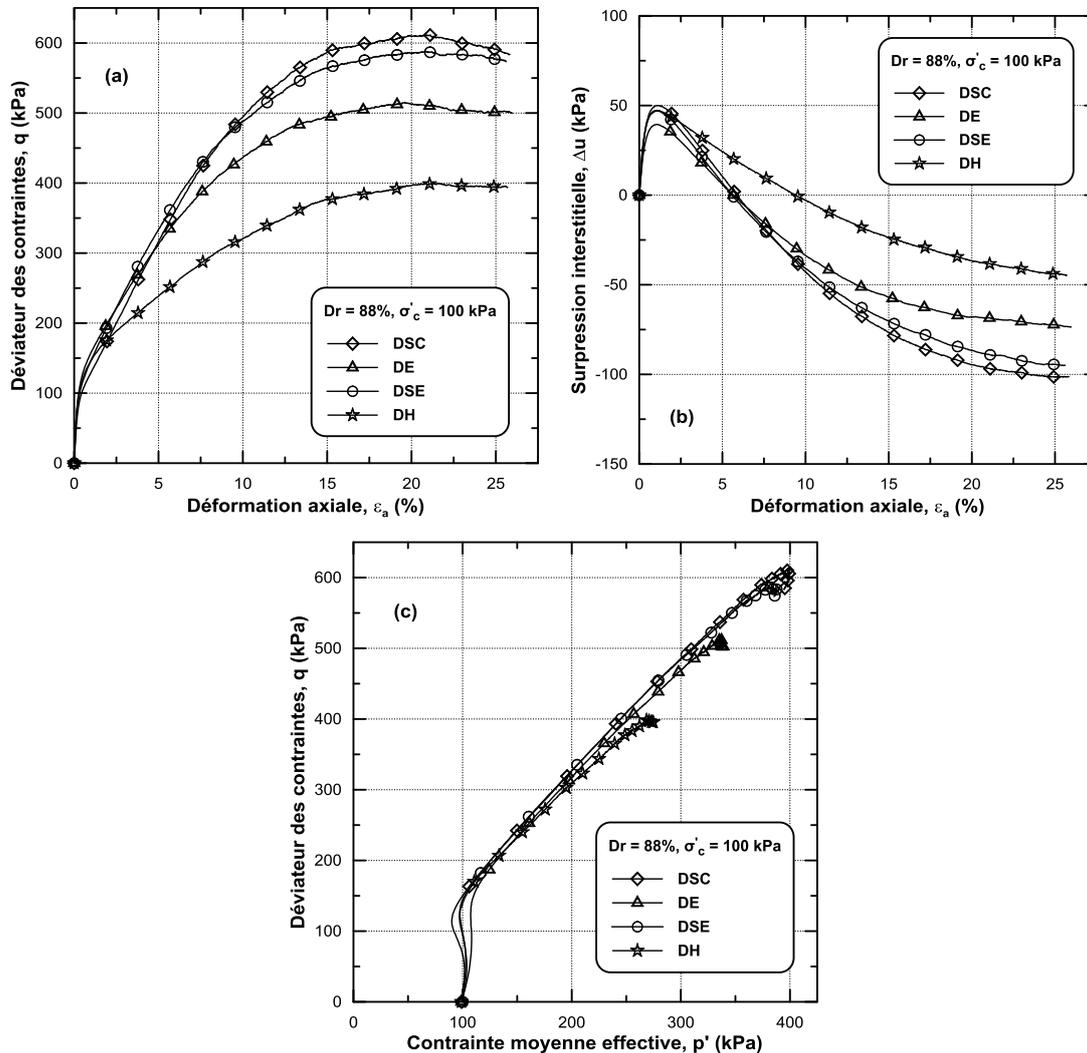


Figure 4.12 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

La figure 4.14 montre la variation du déviateur (q) correspondant à la transformation de phase (point de transition de la contractance à la dilatance) et le déviateur maximal, pour les quatre méthodes de préparation, avec la pression du confinement (σ'_c). Pour chaque confinement, On remarque que les différences dans les valeurs de q à la transformation de phase sont faibles, ce qui signifie que l'effet du mode de déposition est limité à ce stade (figure 4.14a). Au-delà de la transformation de phase et à grande déformations, la différence dans les valeurs de déviateur présentées par les méthodes de préparation devient importante pour les trois confinements (figure 4.14b). De plus, en augmentant la pression de consolidation, aucune différence n'est observée dans l'effet du mode de dépôt, et à partir de ce dernier, on peut conclure que la pression du confinement croissante ne change pas l'effet du mode de déposition, au moins dans la gamme des contraintes de consolidation étudiées.

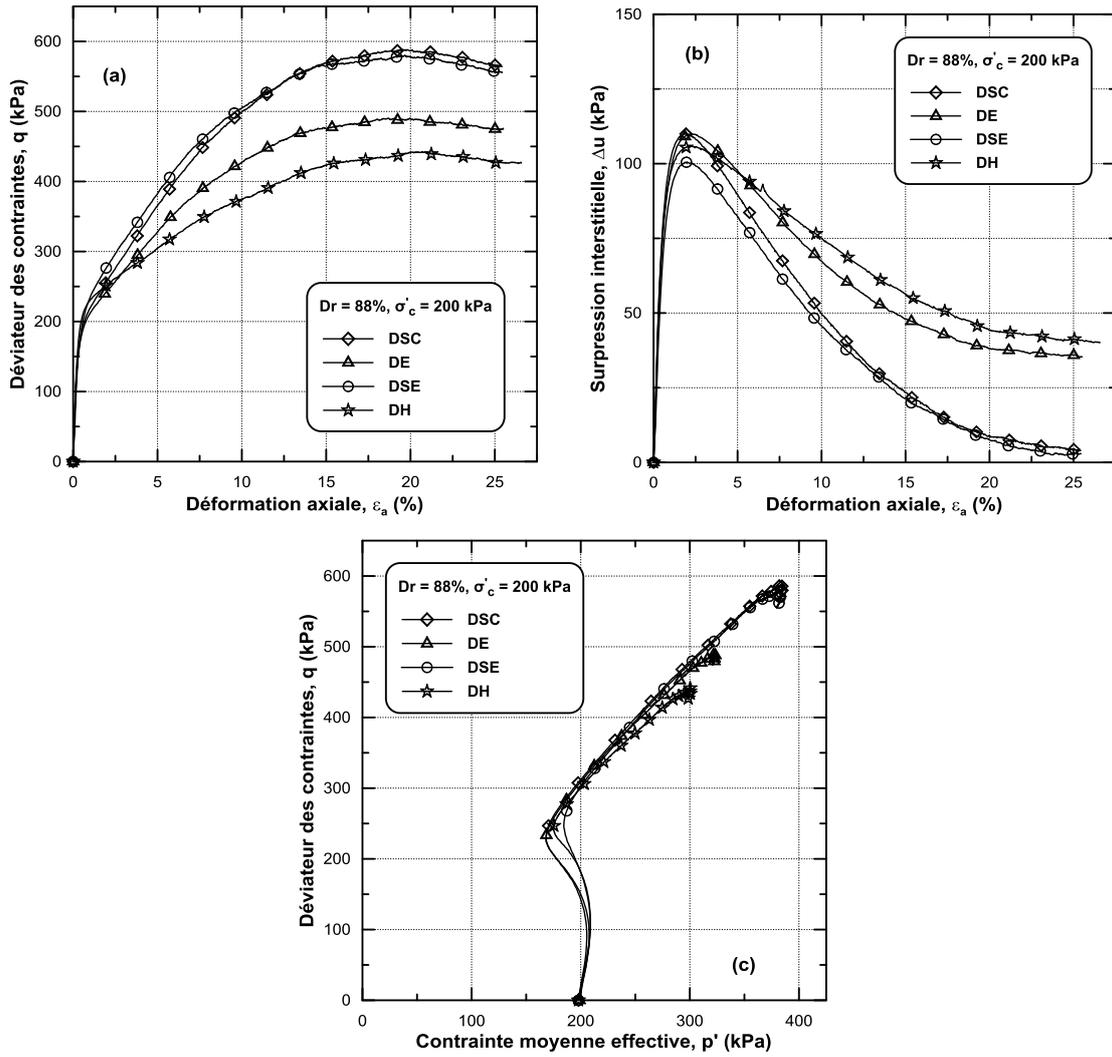


Figure 4.13 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$) ; (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

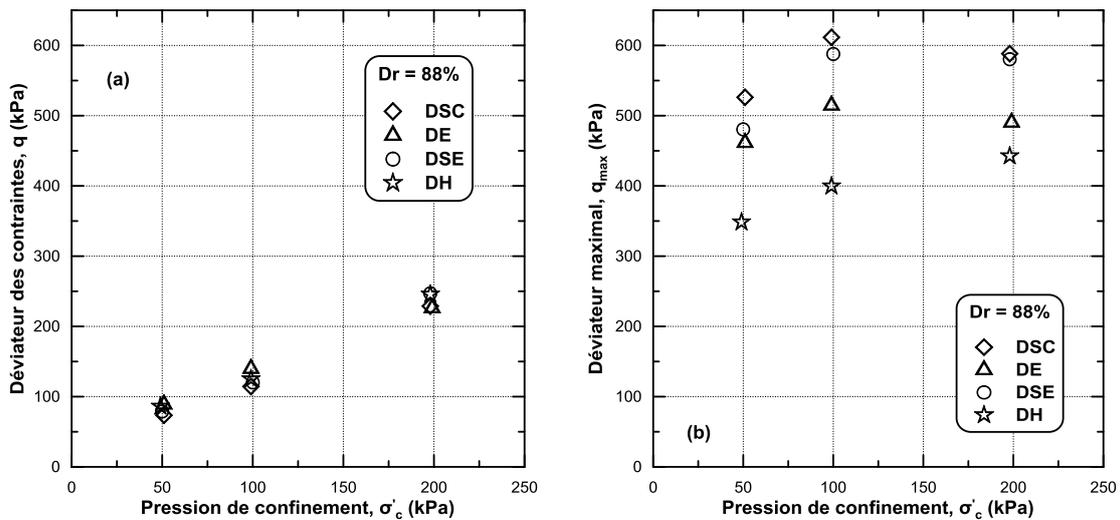


Figure 4.14 : Effet de la méthode de préparation et du confinement sur le déviateur des contraintes ($Dr = 88\%$) : (a) déviateur à la transformation de phase ; (b) déviateur maximal.

• Impact de la densité relative

Les figures 4.15 et 4.16 montrent les résultats des essais non drainés pour l'état moyennement dense et l'état lâche respectivement. On remarque que, pour toutes les méthodes, le déviateur des contraintes augmente rapidement entre 0% et 1.5% de déformation axiale, puis, le taux d'augmentation devient moins sévère jusqu'à qu'une valeur maximale soit atteinte (entre 17.5% et 22.5% de déformation axiale), après laquelle le déviateur diminue légèrement jusqu'à la fin de l'essai (figure 4.15a et 4.16a). A grandes déformations, la méthode DSC donne le déviateur le plus élevé pour l'état moyennement dense. Les valeurs du déviateur présentées par les méthodes DSE et DE sont presque les mêmes pour les deux cas de densités ($D_r = 20\%$ et 55%), et la méthode DH présente le plus faible déviateur.

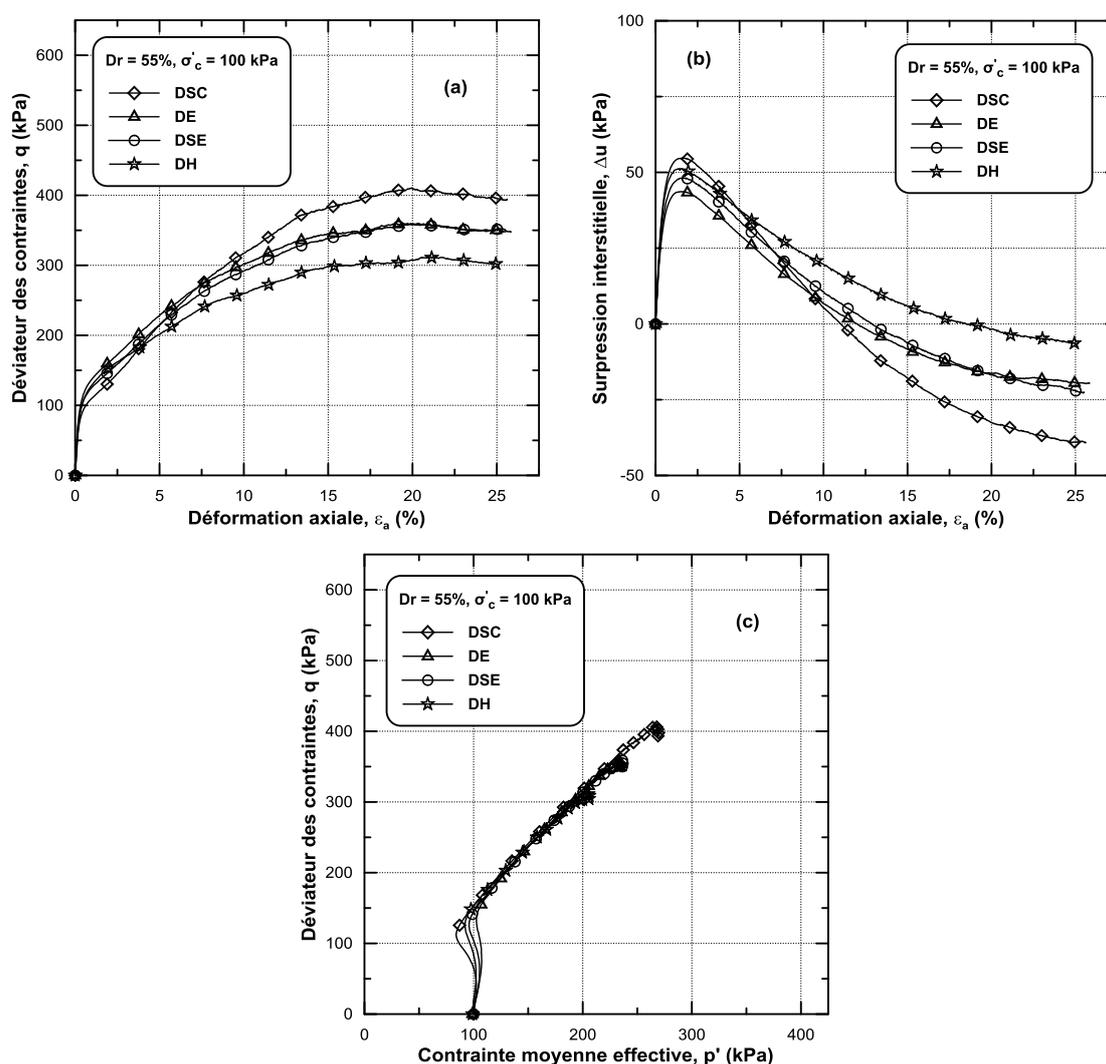


Figure 4.15 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 55\%$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

Les courbes $\Delta u-\varepsilon_a$ et les chemins de contraintes sont présentés dans les figures 4.15b, 4.16b et 4.15c, 4.16c. On note que tous les échantillons présentent un comportement contractant représenté par une augmentation de la pression interstitielle au début, succède ensuite un

comportement dilatant (diminution dans les valeurs de Δu). Aussi, il est clair que les échantillons préparés par la méthode DH sont moins dilatant que ceux reconstitués par les autres méthodes.

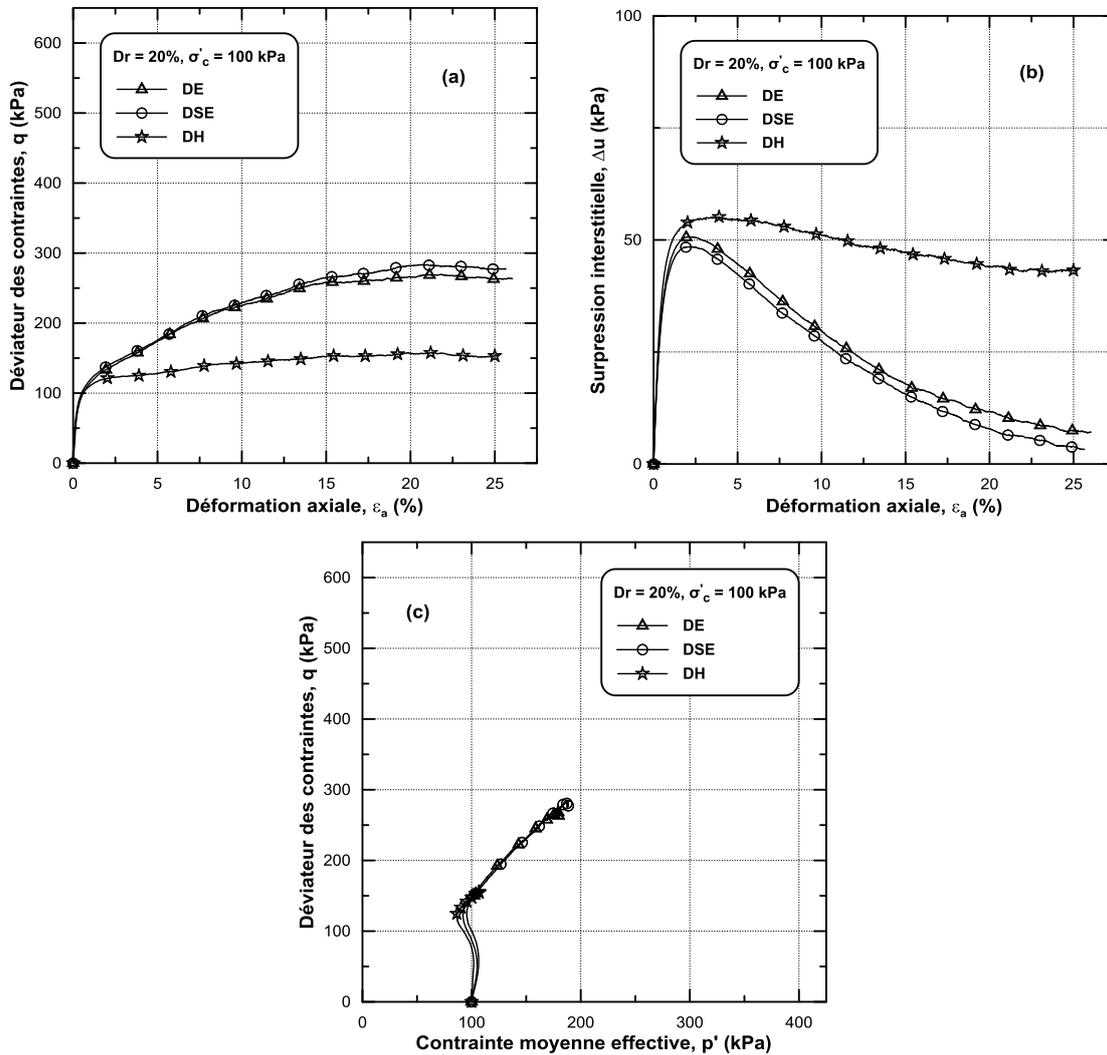


Figure 4.16 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 20\%$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

La figure 4.17 montre l'influence de la méthode de préparation des échantillons et de la densité relative sur le déviateur des contraintes. On peut constater que l'effet du mode de dépôt est négligeable à la transformation de phase où la différence dans les valeurs du déviateur, pour chaque densité, est insignifiante (figure 4.17a). A grande déformation, la différence dans les valeurs du déviateur devient plus importante pour les trois densités (figure 4.17b). Les mêmes tendances ont été observées dans l'impact de la pression de confinement. En outre, il est noté que l'augmentation de la densité améliore la résistance de tous les échantillons quelle que soit la méthode utilisée pour les préparer.

A partir des résultats des essais triaxiaux non drainés, il peut être conclu que les échantillons préparés par les méthodes sèches (DSC et DSE) sont les plus résistants et les plus dilatants et que ceux créés par la méthode DH sont les moins résistants.

Ces constatations sont en parfait accord avec celles de Canou (1989), Benahmed et al. (2004), Della et al. (2009) et Krim et al. (2013).

La faible résistance présentée par la méthode de dépôt humide DH, et notamment à l'état lâche, peut être expliquée par les résultats de microtomographie (μ CT) qui ont montré que la méthode DH donne des valeurs d'indice des vides plus élevées que celles des deux autres méthodes (DSE et DH) et où la méthode DH présente des régions hétérogènes dans le profil d'indice des vides. Pour cela, ces dissemblances de comportement à grande déformation peuvent être attribuées à la différence dans la structure initiale des échantillons créée par les différentes méthodes de préparation.

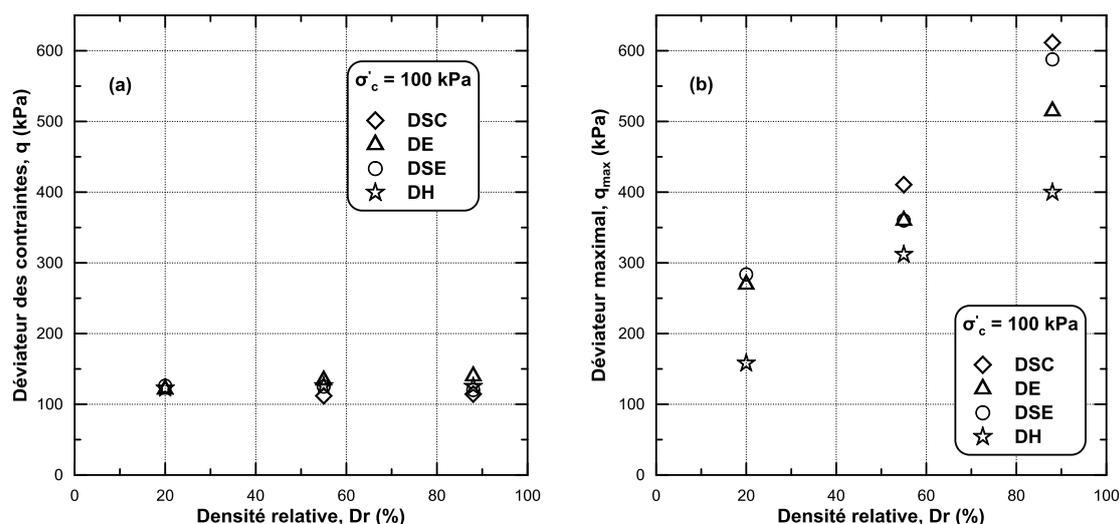


Figure 4.17 : Effet de la méthode de préparation et de la densité relative sur le déviateur des contraintes ($\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) déviateur à la transformation de la phase ; (b) déviateur maximal.

b. Essais drainés

Afin d'étudier l'effet du mode de dépôt sur la réponse drainée du sable propre de Chlef, des essais triaxiaux monotones de compression drainés ont été réalisés sur des échantillons préparés selon quatre méthodes différentes de déposition (DSC, DSE, DE et DH) à trois niveaux de densité relative initiale $D_r = 20\%$, 55% et 88% représentant l'état lâche, moyennement dense et dense respectivement, sous une pression de confinement de 100 kPa. Le programme des essais drainés effectués est résumé dans le tableau 4.2.

Les résultats des essais drainés pour l'état dense, moyennement dense et lâche, présentés dans les figures 4.18, 4.19 et 4.20 respectivement, montrent bien que la structure initiale créée par les différentes méthodes de préparation a un effet remarquable sur le comportement drainé du sable propre de Chlef.

Tableau 4.2 : Résumé des essais drainés réalisés.

Densité	Pression de confinement	Méthode de préparation	Indice des vides, e_c (Après consolidation)
Etat dense ($D_r = 88\%$)	$\sigma'_c = 100$ kPa	DSC	0.619
		DE	0.615
		DSE	0.627
		DH	0.641
Etat moyennement dense ($D_r = 55\%$)	$\sigma'_c = 100$ kPa	DSC	0.645
		DE	0.667
		DSE	0.660
		DH	0.680
Etat lâche ($D_r = 20\%$)	$\sigma'_c = 100$ kPa	DE	0.680
		DSE	0.700
		DH	0.724

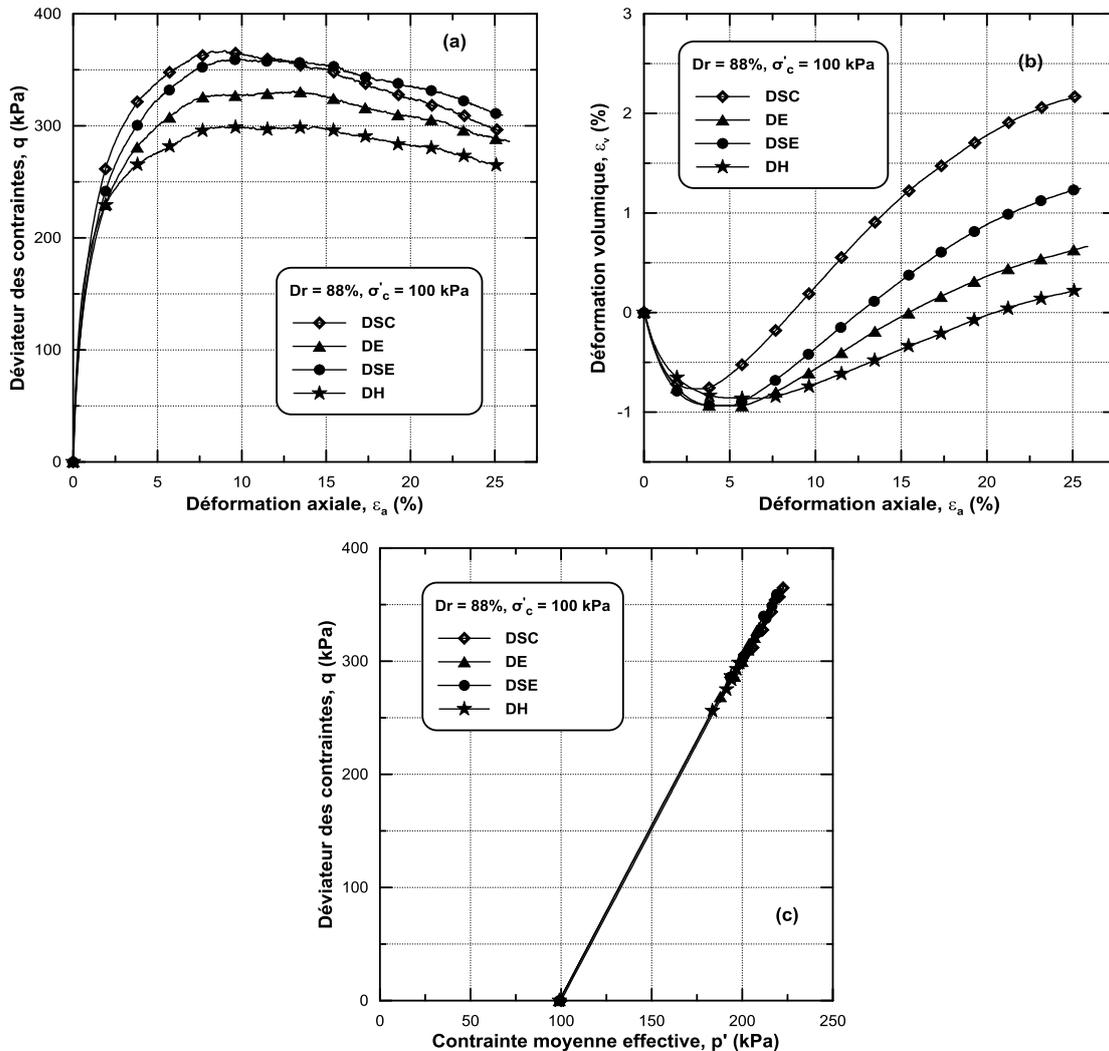


Figure 4.18 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($D_r = 88\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) courbe q - ϵ_a ; (b) courbe ϵ_v - ϵ_a ; (c) courbe q - p' .

Les courbes $q-\varepsilon_a$ sont présentées dans les figures 4.18.a, 4.19a et 4.20a. Pour l'état dense et moyennement dense ($Dr = 88\%$ et 55%), On remarque que le déviateur des contraintes, pour toutes les méthodes, augmente jusqu'à ce qu'il atteigne sa valeur maximale, qui se trouve entre 6% et 16% de déformation axiale, puis il diminue légèrement avec le développement de la déformation axiale. Pour l'état lâche, les deux méthodes DE et DES présentent les mêmes tendances observées dans les autres cas de densités où le déviateur maximal se trouve entre 11% et 17% de déformation axiale, tandis que le déviateur présenté par la méthode DH augmente d'une manière continue avec le développement de la déformation axiale. Généralement, les méthodes sèches (DSC et DSE) donnent les valeurs de déviateur maximal les plus élevées et la méthode DH présente la valeur la plus faible.

Les figures 4.18b, 4.19b et 4.20b montrent la variation de la déformation volumique avec la déformation axiale. Pour le cas dense, on remarque que toutes les méthodes de préparation présentent une phase de contractance au début des essais, suivie par une longue phase de dilatance. Les mêmes tendances sont observées pour l'état moyennement dense sauf qu'il y a une augmentation dans la phase de contractance par rapport à l'état dense et notamment pour la méthode DH. Pour l'état lâche, on observe une restriction remarquable dans la phase de dilatance pour les méthodes DE et DSE, et l'absence totale de cette phase pour l'échantillon préparé par la méthode DH qui présente un comportement complètement contractant.

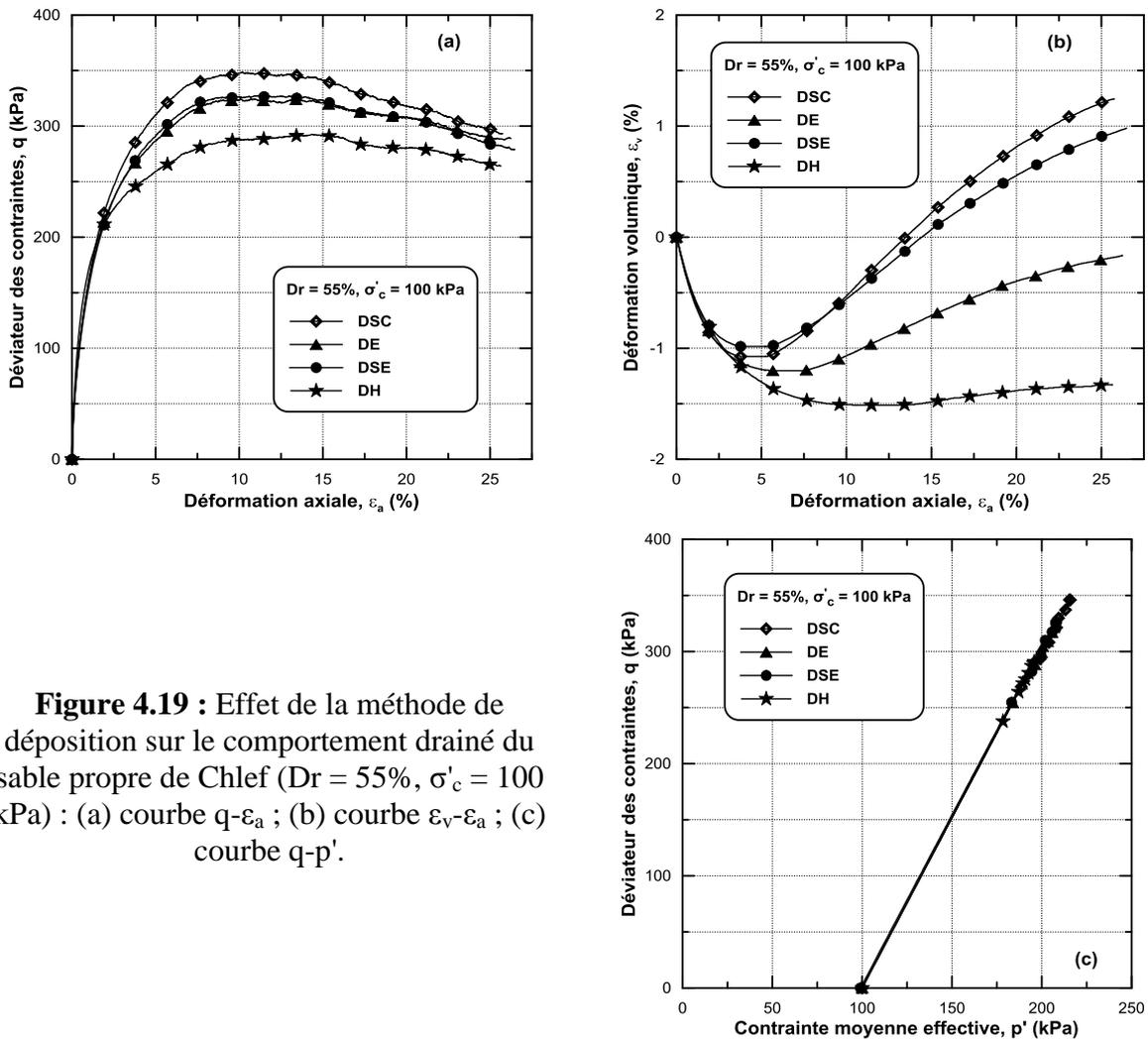


Figure 4.19 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 55\%$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

La figure 4.21 montre les résultats de la variation des déformations volumique, à la transformation de phase et à la fin d'essai pour chaque méthode de préparation en fonction de densité relative. A la transformation de phase (point de transition de contractance vers la dilatance), on remarque qu'il n'y a pas une différence importante dans les valeurs présentées par les méthodes de préparation pour chaque niveau de densité (figure 4.21a) et que la méthode DH ne présente pas ce point à l'état lâche à l'inverse des autres méthodes (DSE et DE). Ce résultat nous permet de dire que l'effet du mode de déposition est limité à ce stade. A la fin des essais, la différence entre les méthodes de préparation devient claire pour chaque densité où les échantillons préparés à l'état sec sont les plus dilatants (figure 4.21b).

Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux monotones de compression drainés nous permettent de conclure que les spécimens préparés par les méthodes sèches (DSC et DSE) sont les plus résistants et les plus dilatants et que la méthode DH produit des échantillons plus contractants avec une résistance limitée. Ces constatations confirment celles obtenues à partir des essais non drainés et semblent en conformité avec les conclusions tirées à partir des résultats de microtomographie (μ CT). Par ailleurs, elles sont en accord avec ceux rapportés par Della et al. (2011 et 2014).

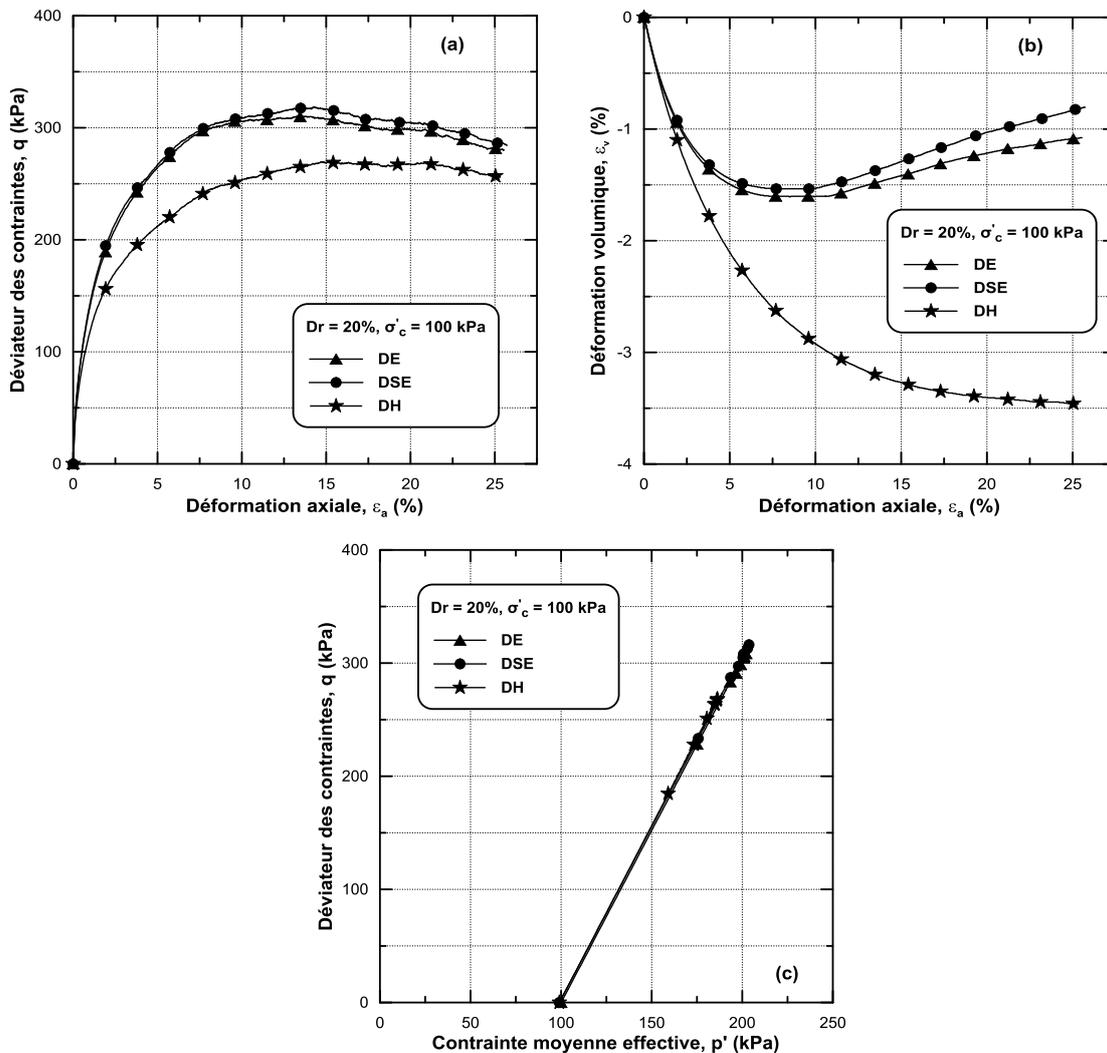


Figure 4.20 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 20\%$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) : (a) courbe q - ε_a ; (b) courbe ε_v - ε_a ; (c) courbe q - p' .

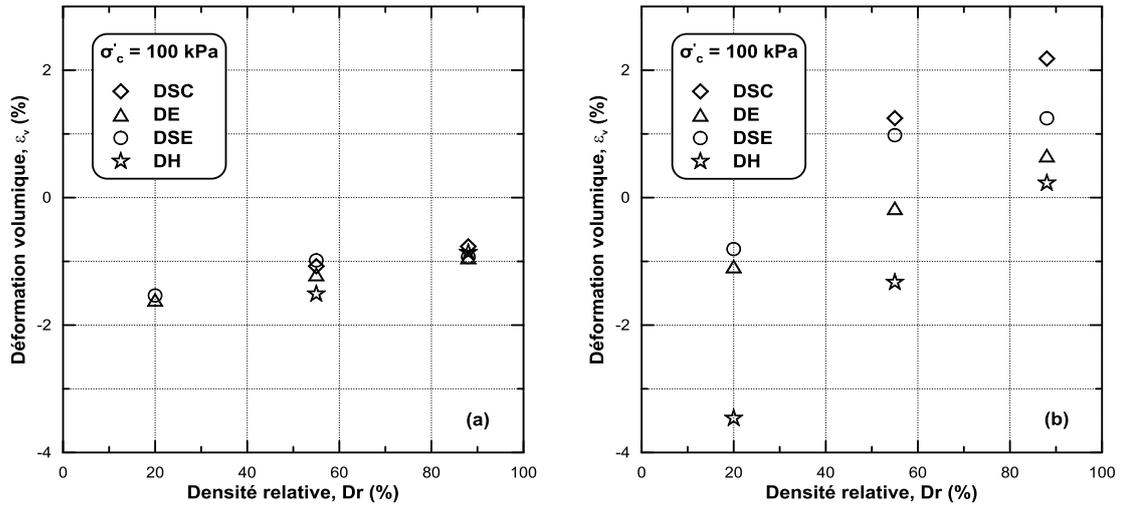


Figure 4.21 : Effet du mode de dépôt et de la densité relative sur la déformation volumique ($\sigma'_c = 100$ kPa) : (a) transformation de phase ; (b) fin d'essai.

Les valeurs de l'angle de frottement critique et maximum mobilisés extraites à partir des résultats des essais drainés sont illustrées dans la figure 4.22. Ces angles sont calculés selon la formule suivante :

$$\varphi_{\text{mob}} = \text{Arcsin}(3\eta/(6 + \eta)) \quad (4.1)$$

Où η est l'inclinaison des contraintes, il est défini par la relation $\eta = q / p'$, et il rend compte du niveau de frottement mobilisé φ_{mob} .

Il est clair que l'angle de frottement critique et maximum mobilisés (figure 4.22a et 4.22b) augmentent en générale avec le développement de la densité relative pour toutes les méthodes de préparation. De plus, on remarque que ces deux angles sont affectés par la méthode de préparation des échantillons où les méthodes sèches donnent souvent des angles de frottement plus élevées que les autres méthodes DE et DH.

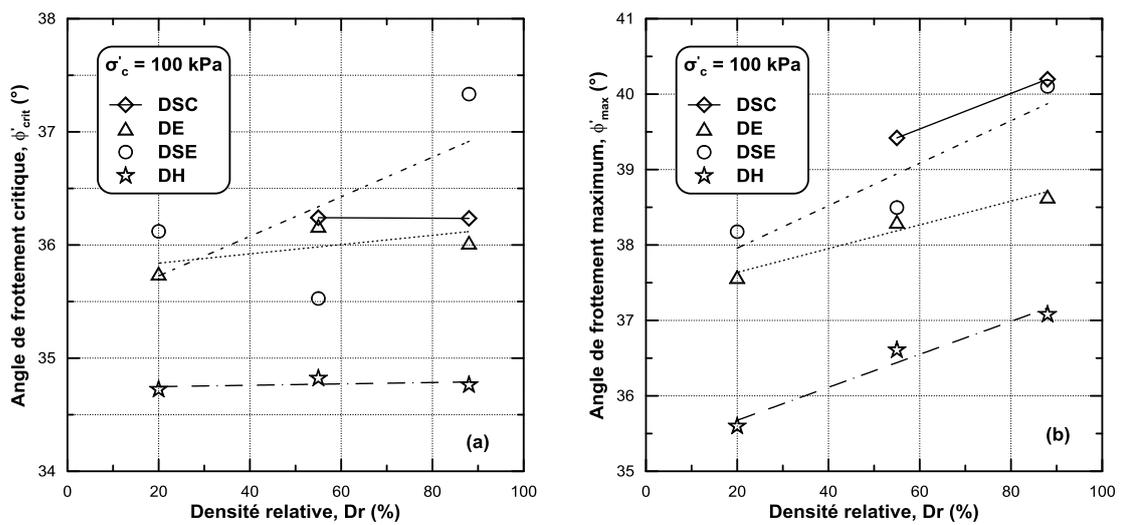


Figure 4.22 : Effet de la méthode de déposition sur l'angle de frottement critique et maximum mobilisé.

A partir des résultats des essais drainés, il est possible aussi d'extraire les valeurs de l'angle de dilatance de chaque spécimen en utilisant la formule 4.2 rapportée par Vaid et Sasitharan (1992) :

$$\psi = \sin^{-1} [2/(1 - (3/(d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)))] \quad 4.2$$

Où ψ est l'angle de dilatance et $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$ est le taux de dilatance.

En observant la figure 4.23, on peut voir que l'angle de dilatance maximal augmente avec la densité croissante quelle que soit la méthode de préparation utilisée. En outre, on note qu'il y a une différence dans les valeurs de l'angle de dilatance présentées par les méthodes de préparation où les échantillons préparés par les méthodes sèches montrent des valeurs de ψ plus élevées que celles des échantillons créés par les méthodes DE et DH.

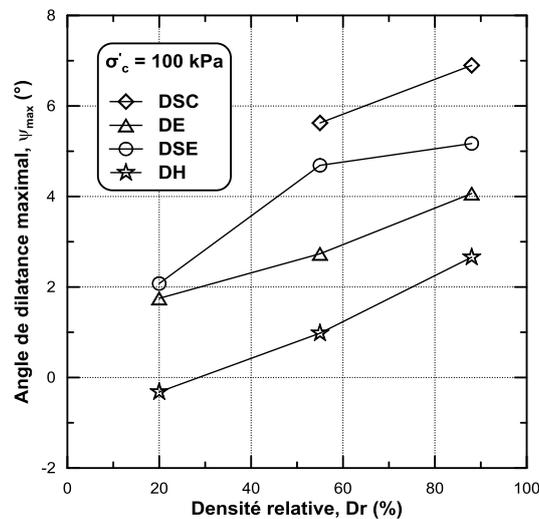


Figure 4.23 : Effet de la méthode de dépôt sur l'angle de dilatance ψ .

4.2.3 Résultats des essais de cisaillement direct à la boîte

L'effet du mode de dépôt sur la réponse mécanique du sable de Chlef a également été étudié en utilisant la boîte de cisaillement. Les essais de cisaillement direct ont été effectués sur des échantillons de sable naturel et propre préparés selon deux méthodes de préparation, le dépôt sec ($w = 0\%$) et le dépôt humide ($w = 3\%$), à deux densités différentes de 52% et 88% sous l'application de trois niveaux de contraintes normales ($\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa).

La relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontal est reportée dans les figures 4.24 et 4.25. Pour l'état moyennement dense ($D_r = 52\%$), on note que la contrainte de cisaillement des échantillons de sable naturel préparés par la méthode sèche augmente rapidement entre environ 0 et 2 mm du déplacement horizontal, après quoi le taux d'augmentation devient moins rapide, tandis que la contrainte de cisaillement des spécimens reconstitués par le dépôt humide augmente continuellement avec le développement du déplacement horizontal pour les trois contraintes normales (figure 4.24a). Les résultats des essais effectués sur le sable propre à l'état moyennement dense (figure 4.25a), montrent les mêmes tendances observées dans la figure 4.24a, sauf que les deux échantillons déposés à

l'état sec, qui ont subi une contrainte normale de 200 et 300 kPa, présentent une valeur maximale de τ entre 2 et 5 du déplacement horizontal.

Pour le cas dense ($Dr = 88\%$), la figure 4.24b montre que la contrainte de cisaillement des échantillons de sable naturel préparés par la méthode sèche augmente pour atteindre une valeur maximale pour un déplacement horizontal compris entre 3 and 6 mm puis diminue légèrement, tandis que la contrainte de cisaillement des spécimens de sable naturel déposés à l'état humide augmente d'une manière continue avec le développement du déplacement horizontal pour les trois niveaux de contraintes normales. La figure 4.25b présente des tendances similaires à celles observées dans la figure 4.24b, avec la différence que la valeur maximale de τ présentée par les échantillons secs du sable propre est atteinte entre 1 et 3 mm du déplacement horizontal.

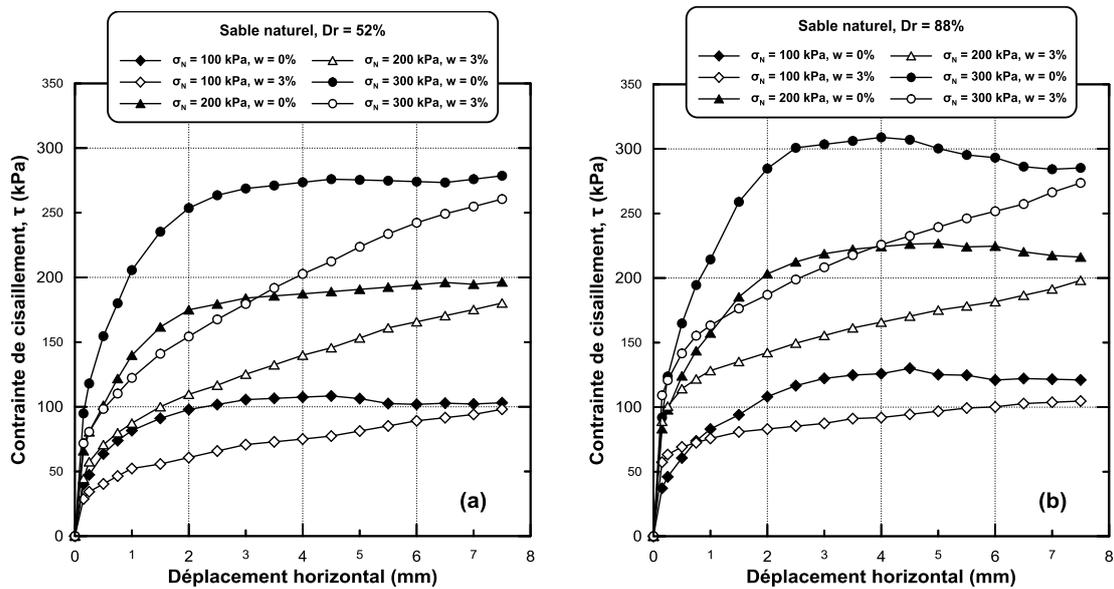


Figure 4.24 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement mécanique du sable naturel de Chlef, $\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa : (a) $Dr = 52\%$; (b) $Dr = 88\%$.

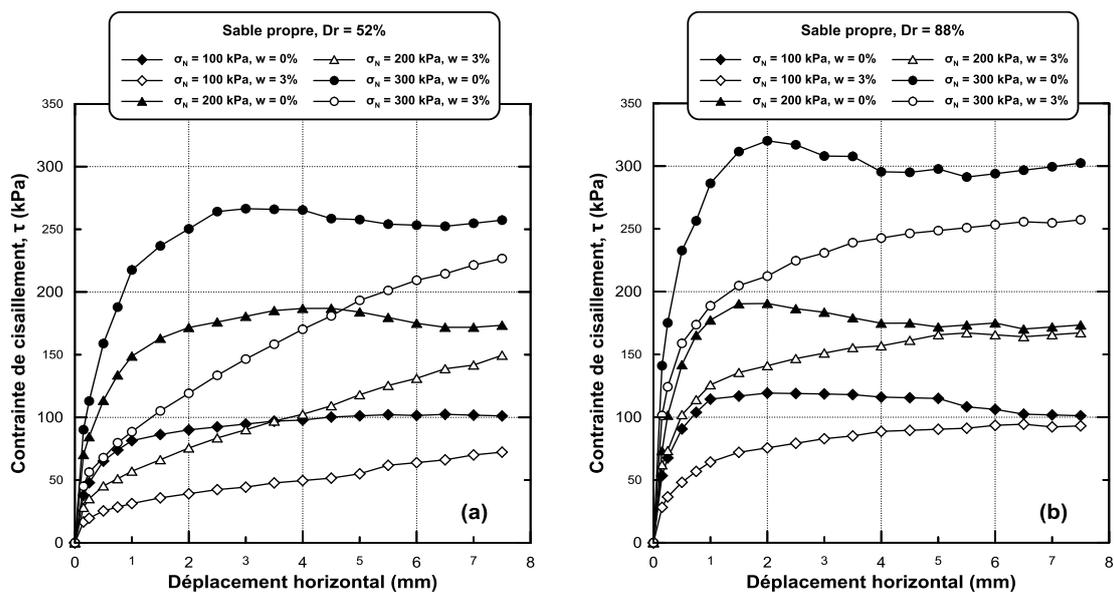


Figure 4.25 : Effet de la méthode de déposition sur le comportement mécanique du sable propre de Chlef, $\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa : (a) $Dr = 52\%$; (b) $Dr = 88\%$.

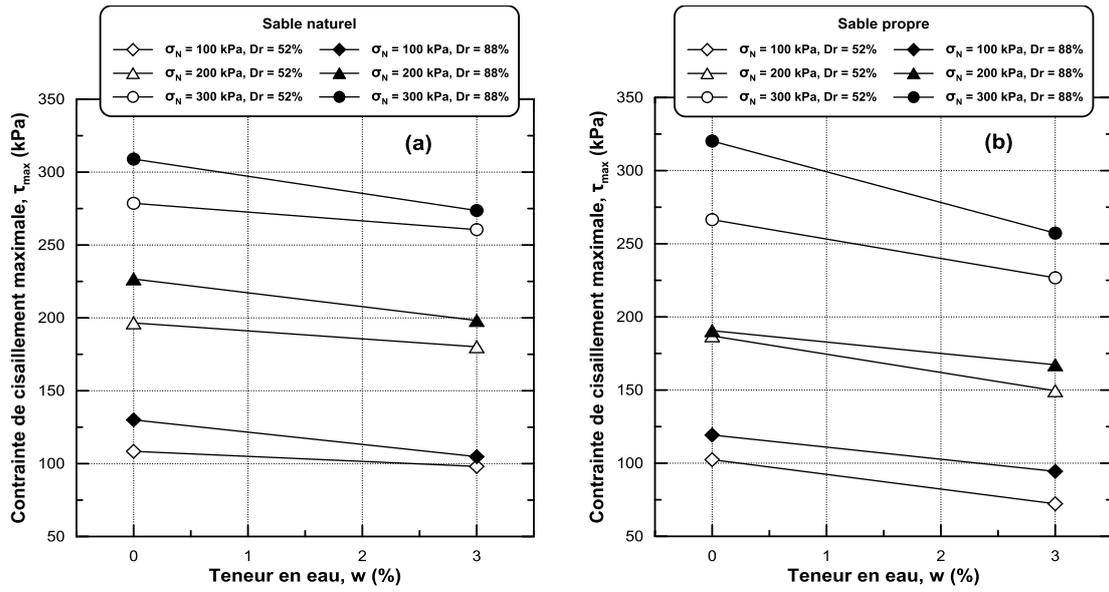


Figure 4.26 : Effet du mode de dépôt sur la contrainte de cisaillement maximale, $\sigma_N = 100$, 200 et 300 kPa, $Dr = 52\%$ et 88% : (a) sable naturel ; (b) sable propre.

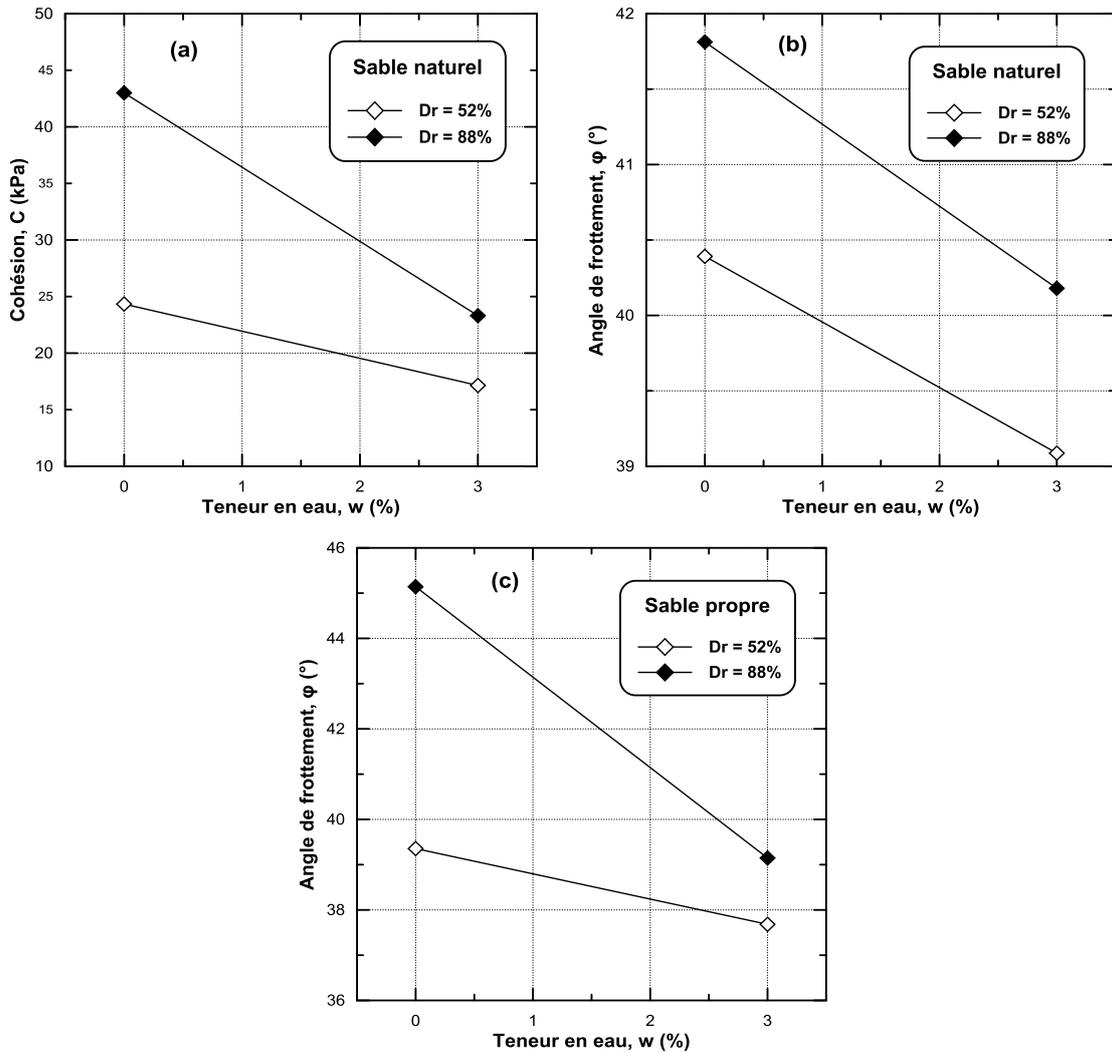


Figure 4.27 : Effet de la méthode de préparation sur les caractéristiques mécaniques du sable naturel et propre, $Dr = 52\%$ et 88% .

La figure 4.26 présente la variation de la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} des sables naturel et propre avec la teneur en eau initial pour les deux cas de densités. On constate que la résistance des échantillons secs (du sable naturel et propre) est plus élevée que celle des échantillons préparés par la méthode humide. En outre, la différence dans la résistance du sable naturel entre l'état dense et l'état moyennement dense est plus apparente dans le cas sec (figure 4.26a).

L'effet de la méthode de préparation des échantillons sur les caractéristiques mécaniques des sables naturels et propre, qui sont extraites à partir de la droite de Mohr-Coulomb, est représenté dans la figure 4.27. On remarque que la cohésion du sable naturel diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale pour les deux cas de densités (figure 4.27a), mais cette tendance de diminution est plus prononcée pour l'état dense. Concernant l'angle de frottement, les figures 4.27b et 4.27c montrent qu'il diminue aussi avec l'augmentation de la teneur en eau initiale pour les deux états de densités. Cette diminution dans la cohésion et l'angle du frottement peut être expliquée par la taille des vides où la méthode de dépôt humide crée des vides plus larges et plus nombreux que la méthode sèche, ce qui conduit à une diminution du contact entre les grains dans la structure des échantillons humides par rapport aux spécimens secs.

Les résultats obtenus à partir des essais de cisaillement direct nous permettent de dire que la méthode de déposition sèche produit des échantillons plus résistants que ceux créés par la méthode humide. Ces constatations sont en accord avec celles obtenues à partir des essais triaxiaux drainés et non drainés.

4.3 Influence de la méthode de préparation sur la conductivité hydraulique

Dans une tentative d'évaluer l'effet de la méthode de déposition des échantillons sur la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef, des essais de perméabilité à charge constante ont été effectués sur le sable naturel et un mélange du sable propre-limon ($F_c = 0$ et 10%). Les échantillons ont été reconstitués selon deux méthodes de préparation, la méthode sèche ($w = 0\%$) et la méthode humide ($w = 3\%$), à différentes densités relatives. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4.28.

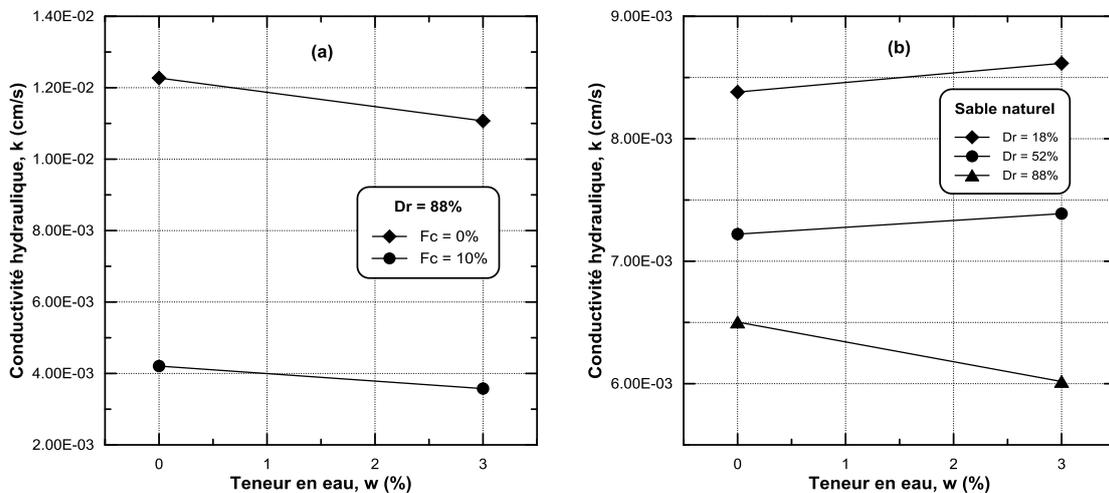


Figure 4.28 : Effet de la méthode de déposition sur la conductivité hydraulique : (a) mélange (sable propre-limon) ; (b) sable naturel.

Il peut être noté que les deux échantillons denses du sable propre et du mélange contenant 10% des fines préparés par la méthode sèche ont une conductivité hydraulique plus élevée que ceux créés par la méthode humide (figure 4.28a). La figure 4.28b qui porte les résultats des essais réalisés sur le sable naturel, montre que la conductivité hydraulique des échantillons secs préparés à l'état lâche et moyennement dense ($D_r = 18\%$ et 52%) est inférieure à celle des spécimens reconstitués par la méthode humide contrairement à ce qui est observé pour l'état dense.

Comme constatation finale, on peut dire que la méthode de préparation des échantillons a un effet remarquable sur la conductivité hydraulique du sol, mais cet effet ne peut pas être généralisé à tous les cas car il est lié à d'autres critères tels que le type du matériau et la densité relative initiale.

4.4 Conclusion

Ce chapitre présente une étude de l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef. Le programme expérimental a comporté une analyse des échantillons par microtomographie aux rayons X, des essais triaxiaux drainés et non drainés, des essais de cisaillement direct à la boîte et des essais de perméabilité.

Quatre méthodes ont été choisies (DSC, DSE, DE et DH) pour préparer des échantillons avec différentes structures initiales afin de les tester à l'appareil triaxial. Pour investiguer l'effet du mode de dépôt, trois échantillons de sable propre, préparés avec trois méthodes de reconstitution ; DSE, DE et DH à l'état lâche, ont été scannés au moyen de la microtomographie calculée aux rayons X. Il a été constaté que les valeurs d'indice des vides présentées par la méthode DH sont plus élevées que celles présentées par les autres méthodes (DSE et DE). En outre, il a été observé que la méthode DH présente des zones de discontinuité dans le profil d'indice des vides qui coïncident en quelque sorte avec l'extrémité des couches, spécialement dans le centre et le bas de l'échantillon. Les résultats obtenus à partir des deux scans additionnels de plus haute qualité, effectués au milieu des deux échantillons préparés par les méthodes DSE et DH, ont montré aussi que la méthode DH produit une structure plus poreuse que celle créée par la méthode DSE bien que la densité initiale soit presque la même.

Deux séries d'essais triaxiaux monotones de compression drainés et non drainés ont été effectuées pour évaluer l'influence du mode de dépôt sur le comportement à la liquéfaction du sable propre de Chlef. Les échantillons ont été préparés par différentes méthodes de déposition (DSC, DSE, DE et DH) à trois niveaux de densités ($D_r = 18\%$, 55% et 88%) et ils ont subi une pression de consolidation de 100 kPa. Les échantillons denses ont été testés sous deux valeurs supplémentaires de pression de confinement (50 kPa et 200 kPa) en condition non drainée.

Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux non drainés montrent que l'effet du mode de dépôt est négligeable à la transformation de phase pour chaque densité et pour chaque confinement, tandis qu'il devient plus prononcé à grande déformation où les méthodes sèches (DSC et DSE) présentent les valeurs du déviateur les plus élevées et la méthode de

dépôt humide DH donne la réponse la plus faible. Il a également été prouvé que l'effet de la méthode de préparation n'a pas été affecté par l'augmentation de la pression de confinement, bien que les échantillons deviennent plus contractants.

Les résultats des essais drainés confirment ceux obtenus à partir des essais non drainés et montrent que les échantillons préparés par les méthodes sèches (DSC et DSE) sont les plus résistants et les plus dilatants tandis que la méthode DH produit des échantillons plus contractants avec une résistance à la liquéfaction inférieure.

Une autre série d'essais a été effectuée en utilisant la boîte de cisaillement pour évaluer l'effet du mode de dépôt sur la résistance au cisaillement du sable propre et naturel. Les échantillons ont été préparés à l'état moyennement dense et dense ($D_r = 52\%$ et 88%) selon deux méthodes de préparation ; la méthode sèche ($w = 0\%$) et la méthode humide ($w = 3\%$), ils ont été testés sous l'application de trois contraintes normales ($\sigma_N = 100, 200$ et 300kPa). Il a été constaté que les échantillons déposés à l'état sec sont les plus résistants où ils présentent une contrainte de cisaillement maximale et un angle de frottement plus élevés que ceux préparés par la méthode de dépôt humide.

Afin d'étudier l'effet de la méthode de déposition des échantillons sur la conductivité hydraulique du sol de la région du Chlef, une série d'essais de perméabilité à charge constante ont été effectués sur des spécimens préparés selon deux méthodes de préparation ; la méthode sèche et la méthode humide, à différents niveaux de densités. Les résultats de ces essais ont montré que la conductivité hydraulique du sol est affectée par le mode de dépôt, mais l'effet ne peut pas être généralisé à tous les cas car il est lié à d'autres paramètres.

Dans le chapitre suivant, on va élargir notre étude à l'effet d'autres paramètres sur les comportements mécanique et hydraulique du sol de Chlef.

CHAPITRE 5

INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT DU SOL DE LA REGION DE CHLEF

5.1 Introduction

Il a été prouvé à travers de nombreuses recherches antérieures que le comportement des sols est affecté par plusieurs paramètres tels que la pression de confinement, la densité relative, la teneur en fines, le degré de saturation et la taille des grains ...etc., et cela même si les échantillons sont reconstitués par la même méthode de déposition.

Le présent chapitre comporte une étude de l'influence de ces paramètres décrits ci-dessus ou certains d'entre eux sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef.

5.2 Influence de quelques paramètres sur le comportement mécanique

5.2.1 Influence de la pression du confinement

Comme il a été vu précédemment dans le chapitre 3, la consolidation est considérée comme une phase importante dans la procédure expérimentale d'un essai triaxial consolidé, où les échantillons ont subi une contrainte de confinement contrôlée par l'expérimentateur selon son désir.

Pour étudier l'effet de la pression de confinement sur la réponse non drainée du sable de Chlef, des essais monotones de compression ont été réalisés sur des échantillons denses ($D_r = 88\%$), sous l'application de trois pressions de consolidation ($\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa). Deux types de sables ont été testés, le sable naturel et le sable propre. Les échantillons de sable naturel ont été préparés à l'état sec selon la méthode DSC, tandis que les échantillons de sable propre ont été formés suivant la méthode de dépôt humide (DH).

Les figures 5.1 et 5.2 montrent le comportement non drainé du sable naturel et propre respectivement sous différentes pressions de confinement. Il est clair que la pression de consolidation a un effet significatif sur la réponse non drainée du sable. On note que l'accroissement de la contrainte de consolidation de 50 à 200 kPa conduit à une augmentation des valeurs de déviateur des contraintes au début de l'essai et à grandes déformations (déviateur maximal) pour les deux sables (figures 5.1a et 5.2a), ce qui se traduit par une amélioration de la résistance des échantillons. Les figures 5.1b et 5.2b montrent l'évolution de la pression interstitielle, où il est noté que tous les échantillons présentent une augmentation de la pression au début de l'essai (entre environ 0 et 2.5% de déformation axiale) suivie par une diminution qui s'étale jusqu'à la fin de l'essai. De plus, on remarque que les valeurs de la surpression interstitielle croissent avec l'augmentation de la contrainte de confinement. A titre d'exemple, pour le sable naturel (figure 5.2b), la surpression interstitielle atteint une valeur maximale de 27.8 kPa pour un confinement de 50 kPa, 59.3 kPa pour 100 kPa et 126.1 kPa pour 200 kPa. Les courbes de chemin de contraintes q-p' présentées dans les figures 5.1c et 5.2c montrent bien que la contrainte de consolidation croissante a pour effet d'augmenter la phase de contractance et de retarder l'apparition de la phase de dilatance.

La variation de la résistance résiduelle (S_{us}) avec la pression de confinement est présentée dans la figure 5.3. Les valeurs de S_{us} ont été calculées à partir des résultats des essais non drainés (figures 5.1 et 5.2) en utilisant la formule rapportée par Ishihara (1993) :

$$S_{us} = (q_s/2) \cos \varphi_s \quad (5.1)$$

Où q_s et φ_s indiquent le déviateur de contrainte et l'angle de frottement mobilisé à l'état quasi stable. Cet état est représenté par le point de transition de la contractance à la dilatance dans les courbes du chemin de contrainte $q-p'$.

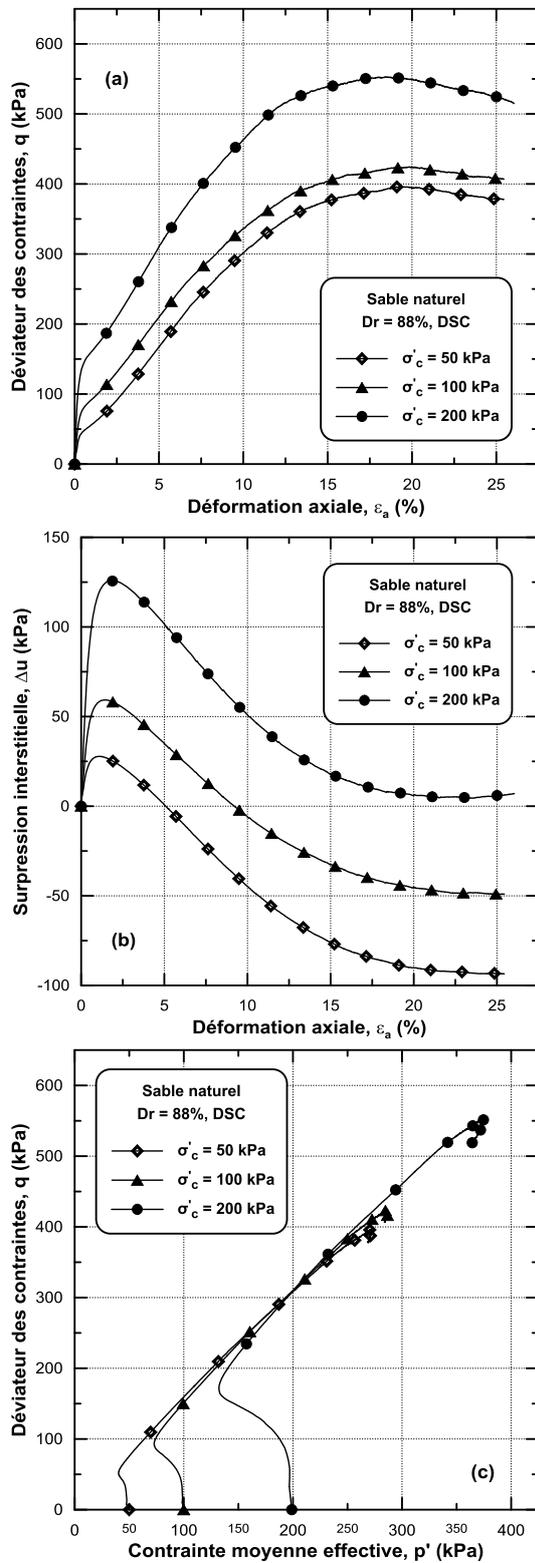


Figure 5.1 : Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable naturel de Chlef ($Dr = 88\%$, DSC) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

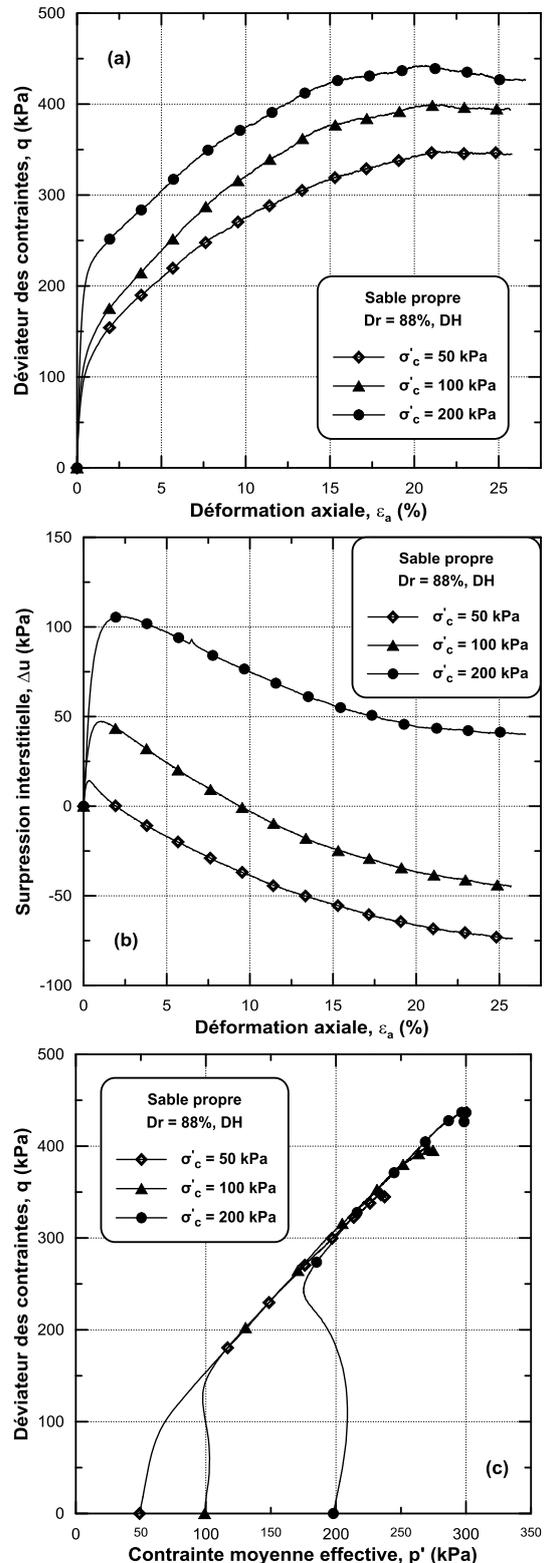


Figure 5.2 : Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef ($Dr = 88\%$, DH) : (a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\varepsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

Il est clair que la résistance résiduelle augmente avec l'accroissement du confinement initial pour les deux types de sables quel que soit la méthode de préparation utilisée pour former les échantillons.

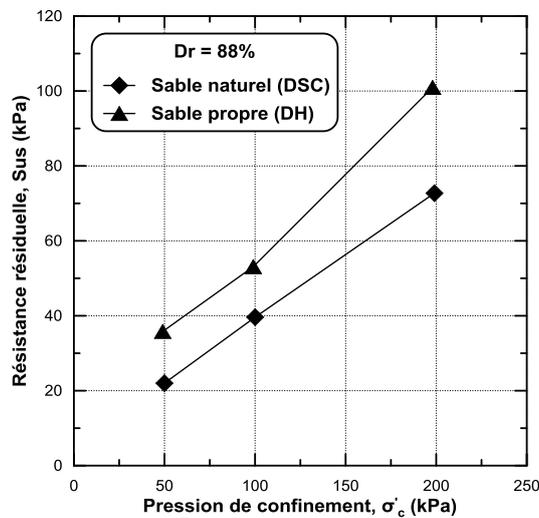


Figure 5.3 : Influence de la pression de confinement sur la résistance résiduelle ($Dr = 88\%$).

Les résultats obtenus nous permettent de conclure que l'augmentation de la contrainte de confinement conduit, d'une part, à une amélioration de la résistance au cisaillement des échantillons (en termes de déviateur maximal), et d'autre part, à une augmentation de leur contractance. Ces conclusions concordent avec celles rapportées par Della et al. (2014).

5.2.2 Influence de la densité relative initiale

La densité relative initiale est l'un des paramètres qui contrôlent la structure initiale des échantillons et leur comportement vis-à-vis les différentes sollicitations.

Les figures 5.4 et 5.5 présentent les résultats des essais triaxiaux de compression non drainés effectués sur le sable propre à une pression de confinement initiale de 100 kPa. Les échantillons ont été préparés selon deux méthodes différentes, la méthode de dépôt sec par entonnoir (DSE) et la méthode de déposition dans l'eau (DE), à trois niveaux de densité ($Dr = 20\%$, 55% et 88%).

Pour chaque méthode de préparation (DSE et DE), on remarque que le déviateur des contraintes augmente rapidement au début de l'essai (entre 0% et 1.25% de déformation axiale) avec presque la même valeur pour les trois densités relatives et aucune différence n'est observée (figures 5.4a et 5.5a). Par la suite, le déviateur des contraintes continue à augmenter et l'effet de la densité commence à apparaître progressivement avec le développement de la déformation axiale où il est remarqué que le déviateur maximal augmente avec l'accroissement de la densité initiale de l'échantillon.

Les courbes $\Delta u - \epsilon_a$ et les chemins de contraintes sont présentés dans les figures 5.4b, 5.5b et 5.4c, 5.5c respectivement. Pour les deux méthodes de préparation (DSE et DE), On peut observer que la pression interstitielle augmente au début de l'essai (phase de contractance) jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur maximale où l'effet de la densité relative est faible, puis, elle diminue avec la progression de la déformation axiale jusqu'à la fin de l'essai (phase

de dilatance). En outre, la diminution des valeurs de la pression interstitielle devient plus prononcée avec la densité croissante quelle que soit la méthode de déposition utilisée, et cela nous permet de dire que l'augmentation de la densité initiale a pour effet d'accroître la dilatance des échantillons.

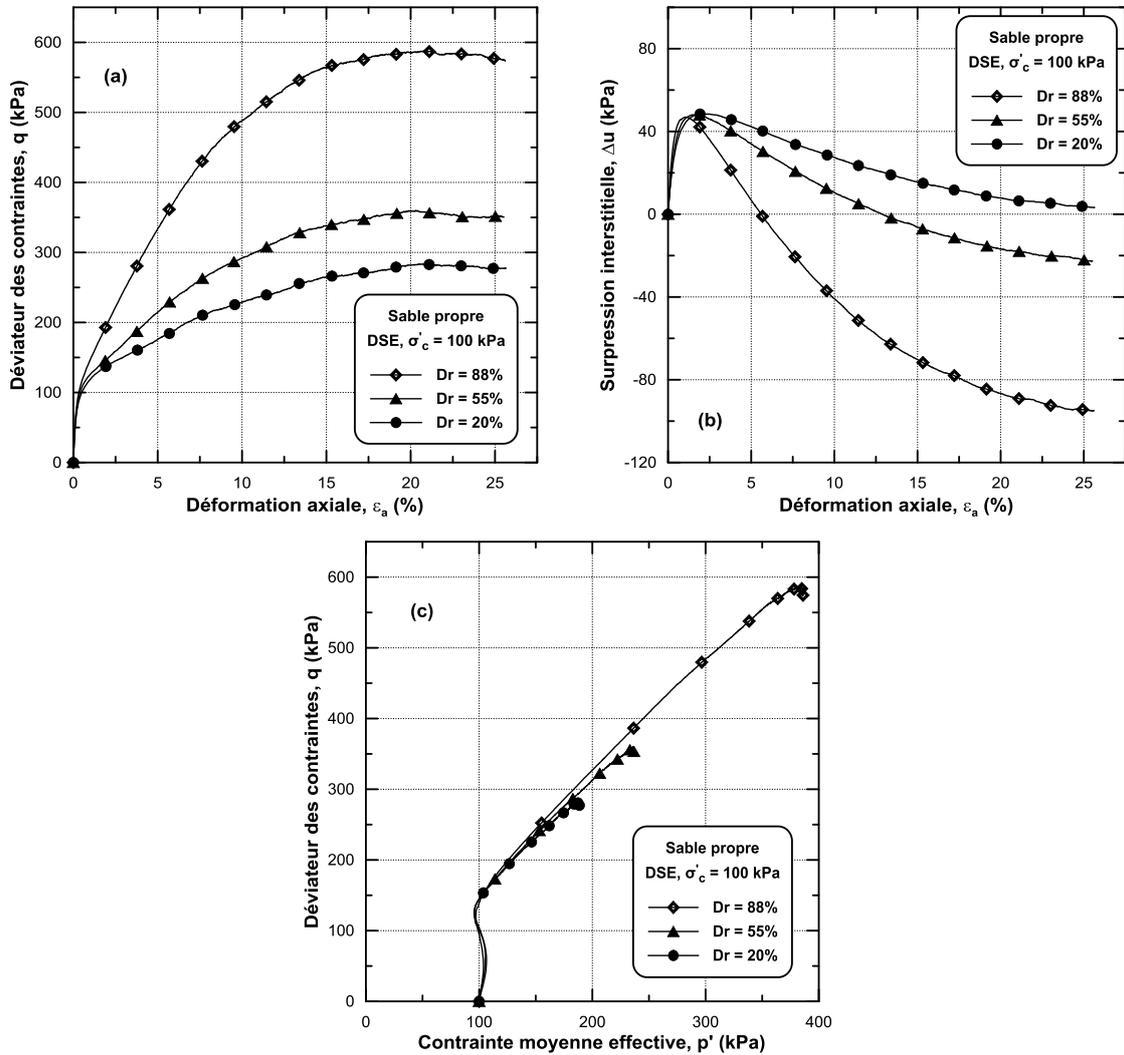


Figure 5.4 : Effet de la densité relative sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef, DSE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe q - ε_a ; (b) courbe Δu - ε_a ; (c) courbe q - p' .

La figure 5.6 montre la variation de l'angle caractéristique mobilisé, extrait à partir des résultats des essais non drainés, avec la densité relative. Il est clair que cet angle (φ_{car}) diminue avec l'augmentation de la densité relative initiale pour les deux méthodes de préparation (DSE et DE), ce qui signifie qu'il y a une réduction de la contractance des échantillons.

Les résultats obtenus à partir des essais non drainés montrent que l'accroissement de la densité initiale de l'échantillon augmente sa résistance à la liquéfaction (déviateur maximal) et améliore son caractère dilatant. Ces conclusions sont en accord avec les résultats de Belkhatir et al. (2014).

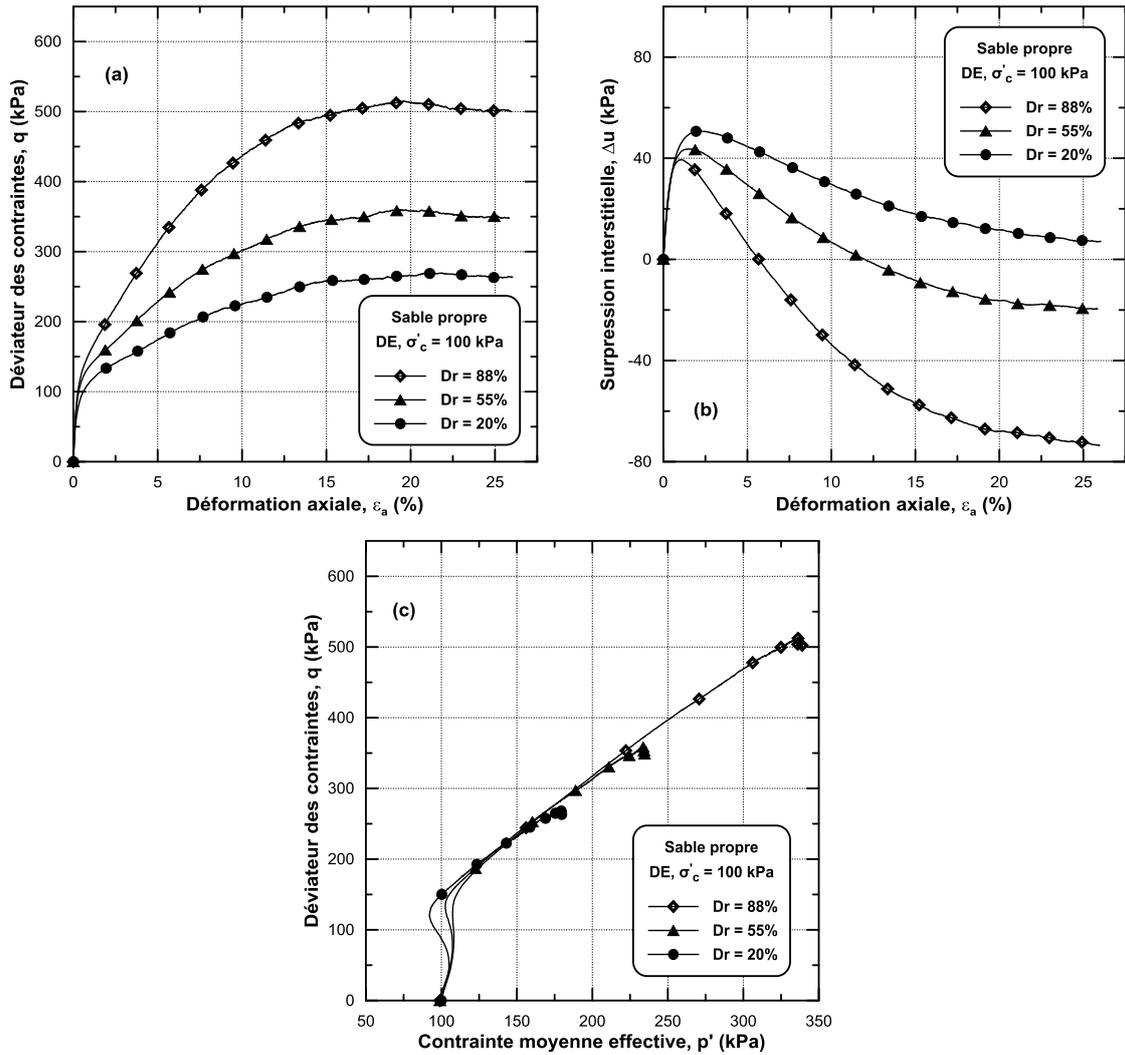


Figure 5.5 : Effet de la densité relative sur le comportement non drainé du sable propre de Chlef, $DE, \sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) courbe $q-\epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u-\epsilon_a$; (c) courbe $q-p'$.

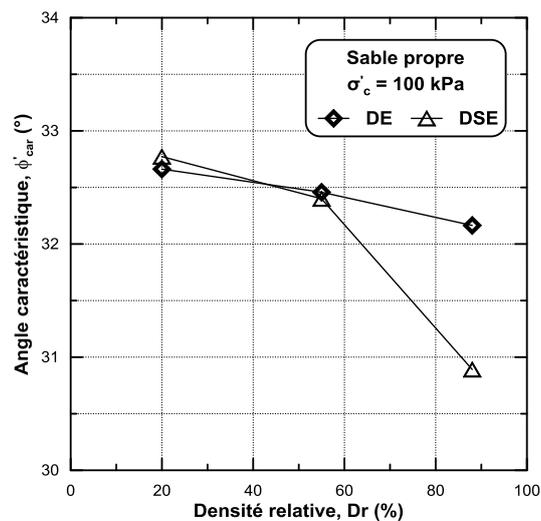


Figure 5.6 : Influence de la densité relative sur l'angle de frottement caractéristique mobilisé ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$).

Les résultats des essais triaxiaux monotones de compression drainés, effectués sur le sable propre, sont présentés dans les figures 5.7 et 5.8. Les échantillons ont été préparés selon deux méthodes de déposition différentes (DSE et DE) à trois niveaux de densité ($Dr = 20\%$, 55% et 88%) et ils ont subi une contrainte de consolidation de 100 kPa .

On remarque que le déviateur des contraintes de tous les échantillons augmente jusqu'à ce qu'il atteigne sa valeur maximale, après laquelle il commence à diminuer avec le développement de la déformation axiale jusqu'à la fin de l'essai pour les trois cas de densités (figures 5.7a et 5.8a). De plus, il est trouvé que la densité initiale croissante entraîne une augmentation des valeurs de déviateur maximal quelle que soit la méthode de déposition utilisée, mais le taux de cette augmentation est inférieur à celui observé dans les résultats des essais non drainés. Les figures 5.7b et 5.8b comportent la variation de la déformation volumique. Elles démontrent que tous les échantillons présentent une phase de contractance, suivie par une phase de dilatance qui continue jusqu'à la fin de l'essai, et que les échantillons deviennent plus dilatants avec l'accroissement de leur densité initiale.

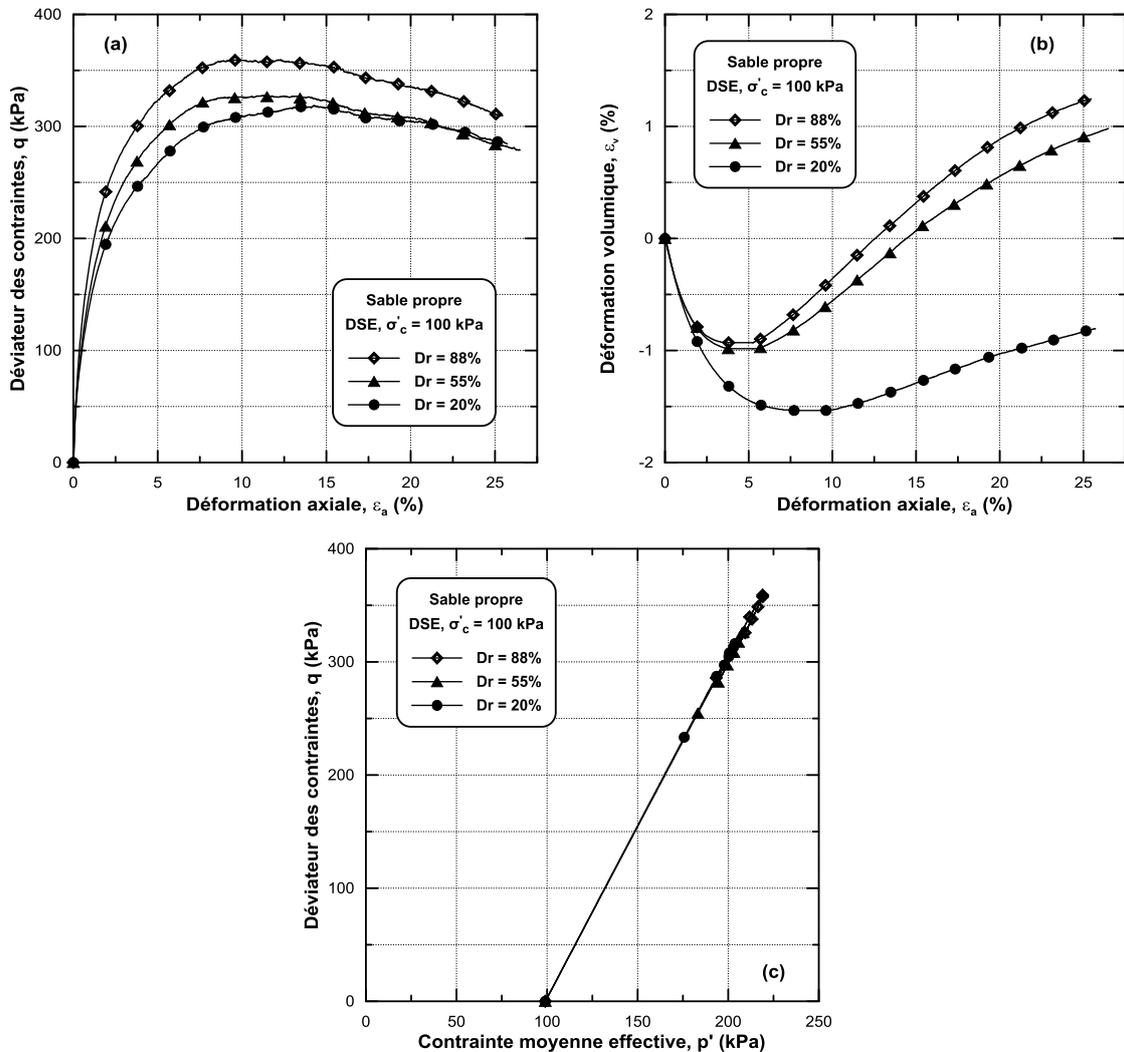


Figure 5.7 : Effet de la densité relative sur le comportement drainé du sable propre de Chlef, DSE, $\sigma'_c = 100\text{ kPa}$: (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

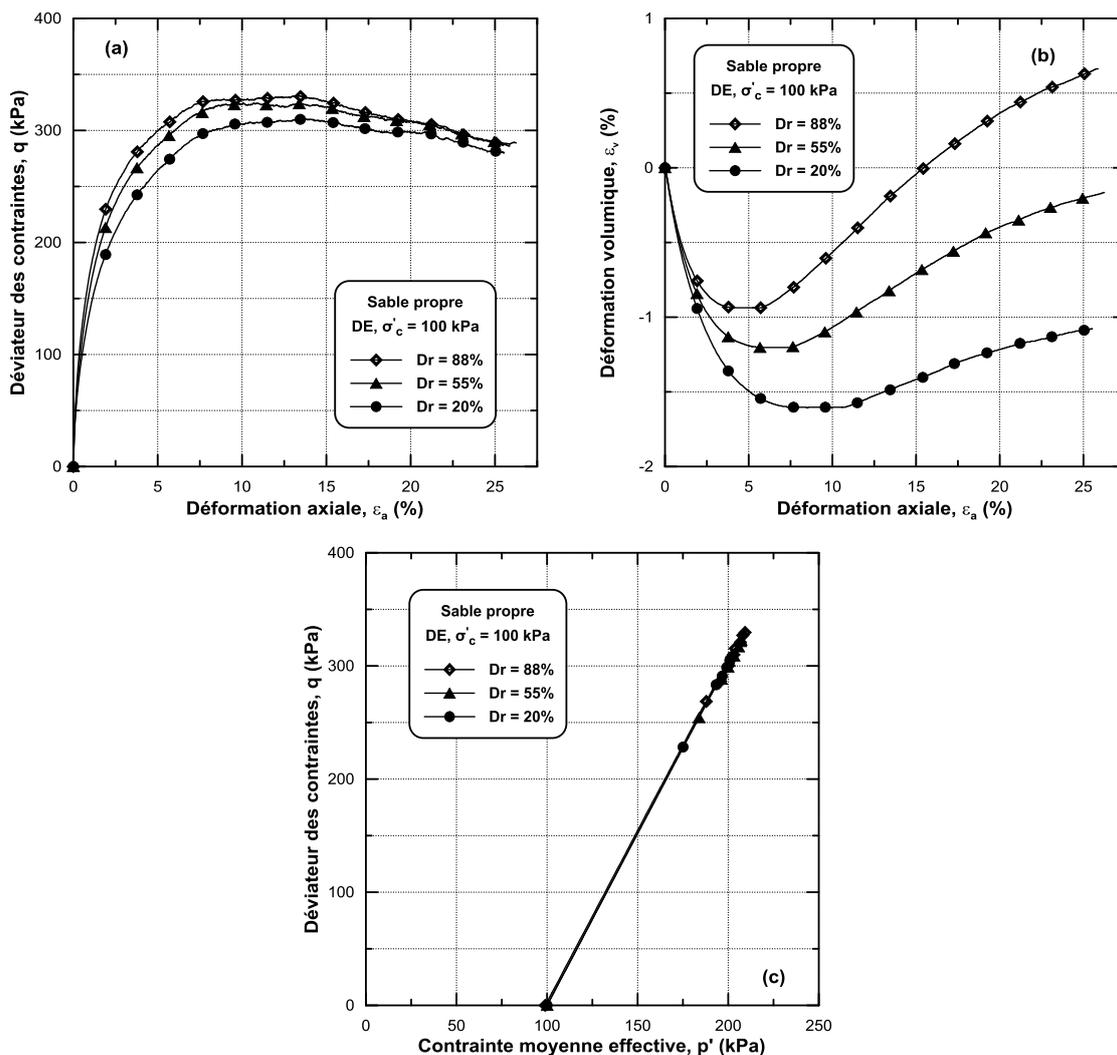


Figure 5.8 : Effet de la densité relative sur le comportement drainé du sable propre de Chlef, DE, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

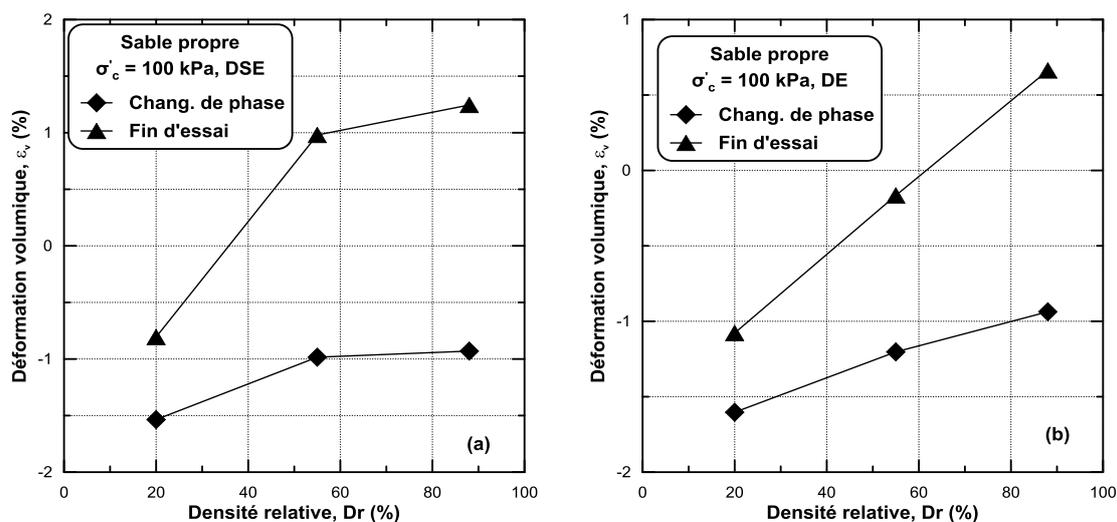


Figure 5.9 : Influence de la densité relative sur la déformation volumique, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) DSE ; (b) DE.

La figure 5.9 montre les courbes de variation des déformations volumiques au changement de phase (contractance-dilatance) et à la fin de l'essai en fonction de la densité relative initiale. Pour les deux méthodes de préparation, on constate que l'écart entre les deux courbes croît avec l'augmentation de la densité initiale, traduisant ainsi la disparition progressive de la phase de contractance et l'apparition de la phase de dilatance.

La variation de l'angle de dilatance maximal (ψ_{\max}), extrait à partir des résultats des essais drainés, avec la densité relative est présentée dans la figure 5.10. On remarque que ψ_{\max} augmente avec la densité initiale croissante quel que soit la méthode de préparation utilisée pour former les échantillons, ce qui signifie que les échantillons deviennent plus dilatants avec la densité initiale accrue. Les résultats obtenus à partir des essais drainés sont en accord avec ceux trouvés à partir des essais non drainés.

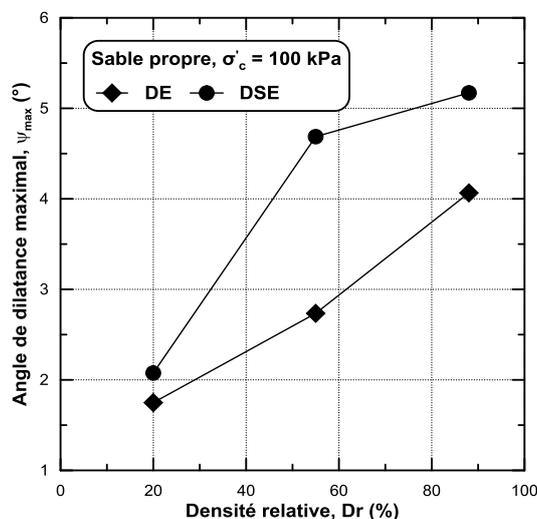


Figure 5.10 : Influence de la densité relative sur l'angle de dilatance maximal ψ_{\max} , $\sigma'_c = 100$ kPa.

5.2.3 Influence de la teneur en fines

Le comportement mécanique des mélanges sable-sol fin a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches car ce type de sol est abondant dans la nature. Il a été noté à travers la littérature qu'il n'y a pas de consensus quant à l'effet de la teneur en fines sur le comportement de ces mélanges.

Afin d'étudier l'effet de la teneur en fines sur la réponse mécanique du mélange sable propre-limon de Chlef, trois mélanges ($F_c = 0\%$, 30% et 50%) ont été testés en condition non drainée sous une pression de consolidation de 100 kPa en utilisant l'appareil triaxial. Les trois échantillons ont été préparés en utilisant la méthode de dépôt sec par entonnoir (DSE) à l'état moyennement dense ($D_r = 55\%$).

La figure 5.11 montre la réponse non drainée des trois échantillons. On remarque que le déviateur des contraintes augmente rapidement entre 0% et 1% de déformation axiale où la valeur de déviateur du sable propre ($F_c = 0\%$) est plus élevée (plus que le double) que celle des autres mélanges ($F_c = 30\%$ et 50%). Par la suite, le déviateur des mélanges contenant 0%

et 30% des fines continue à augmenter avec le développement de la déformation axiale, mais le taux de croissance de déviateur est très élevé pour le sable propre par rapport au mélange qui contient 30% des fines, tandis que le déviateur du mélange contenant 50% des fines diminue légèrement avec la déformation axiale croissante (figure 5.11a).

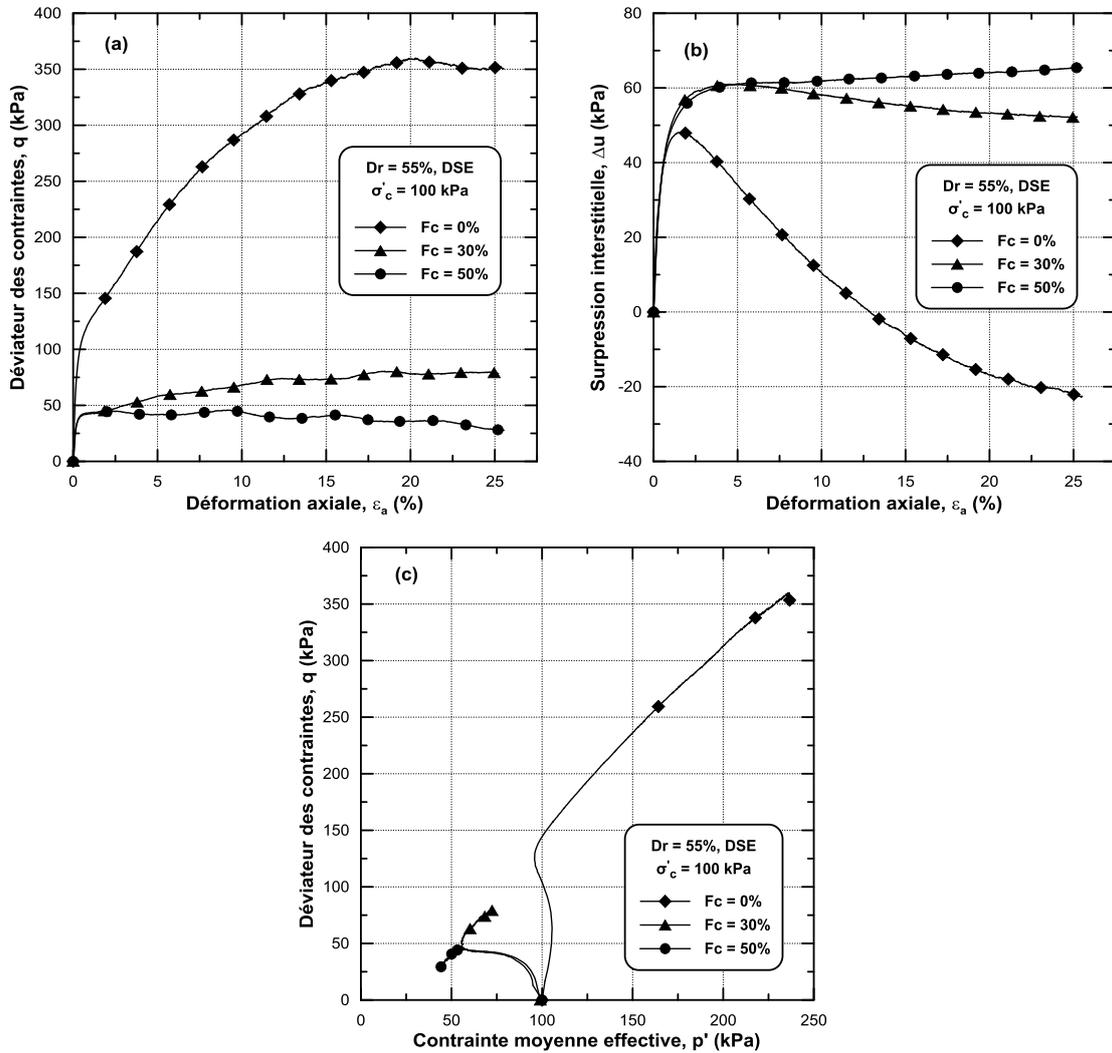


Figure 5.11 : Effet de la teneur en fines sur le comportement non drainé du mélange sable-limon de Chlef, $D_r = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe q - ε_a ; (b) courbe Δu - ε_a ; (c) courbe q - p' .

La figure 5.11b montre que les trois échantillons présentent une augmentation de pression interstitielle dans un premier temps. Puis, la progression de pression interstitielle du mélange contenant 50% des fines devient moins significative, tandis que les autres mélanges ($F_c = 0\%$ et 30%) présentent une diminution dans les valeurs de Δu . Il est clair aussi que l'augmentation de la teneur en fines entraîne une diminution de pression interstitielle.

En ce qui concerne le chemin de contraintes, la figure 5.11c montre que les trois mélanges ont des comportements différents. L'échantillon de sable propre manifeste une petite phase de contractance suivi par une longue phase de dilatance. L'augmentation de la fraction des fines a pour effet de rallonger la phase de contractance où le mélange contenant 30% des fines présente une phase de contractance marquée suivie par une petite phase de dilatance tandis

que le mélange qui contient 50% des fines manifeste un comportement complètement contractant confirmant ainsi les résultats de la pression interstitielle.

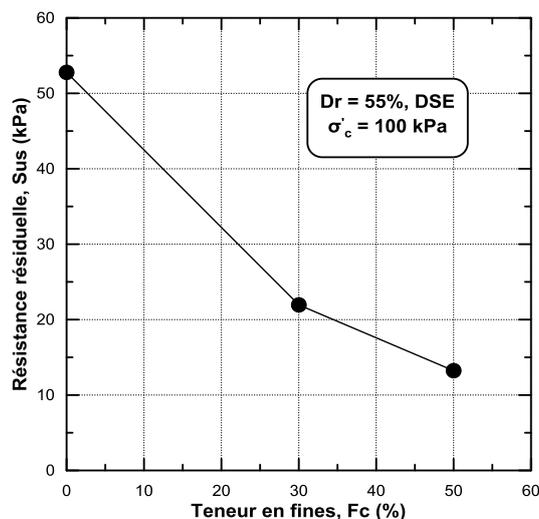


Figure 5.12 : Influence de la teneur en fines (F_c) sur la résistance résiduelle, $D_r = 55\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa.

La variation de la résistance résiduelle, tirée à partir les résultats de la figure 5.11, avec la teneur en fines est présentée dans la figure 5.12. On remarque que la résistance résiduelle (S_{us}) diminue d'une manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines, où les mélanges contenant 30% et 50% des fines présentent une diminution de résistance résiduelle égale à 58.4% et 74.9% respectivement par rapport à la valeur du sable propre.

Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux monotones de compression montrent bien que l'augmentation de la teneur en fines du mélange sable-limon diminue sa résistance à la liquéfaction et amplifie son comportement contractant. Des résultats similaires ont été rapportés par Arab (2009).

Une autre série des essais a été effectuée en utilisant la boîte de cisaillement afin d'évaluer l'effet de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques du mélange sable-limon de Chlef. Cinq mélanges de sable-limon ($F_c = 0\%$ jusqu'à 40%) ont été testés sous trois contraintes normales ($\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa). Les échantillons ont été préparés par la méthode sèche à deux densités différentes ($D_r = 18\%$ et 88%).

Les figures 5.13 et 5.14 montrent l'influence de la fraction des fines sur la résistance au cisaillement du mélange à l'état lâche et dense respectivement. On remarque que la contrainte de cisaillement des mélanges préparés à l'état lâche ($D_r = 18\%$ et $\sigma_N = 100$ kPa) augmente d'une manière continue avec le déplacement horizontal croissant (figure 5.13a). Pour l'état dense (figure 5.14a), on note que la contrainte de cisaillement des trois premiers mélanges ($F_c = 0\%, 10\%$ et 20%) augmente avec l'accroissement du déplacement horizontal jusqu'à ce qu'elle atteigne un pic situé entre 2 et 3 mm de déplacement horizontal, après lequel cette contrainte diminue graduellement jusqu'à la fin de l'essai, tandis que la contrainte de cisaillement des autres mélanges contenant 30% et 40% des fines, elle augmente continuellement avec le développement du déplacement horizontal.

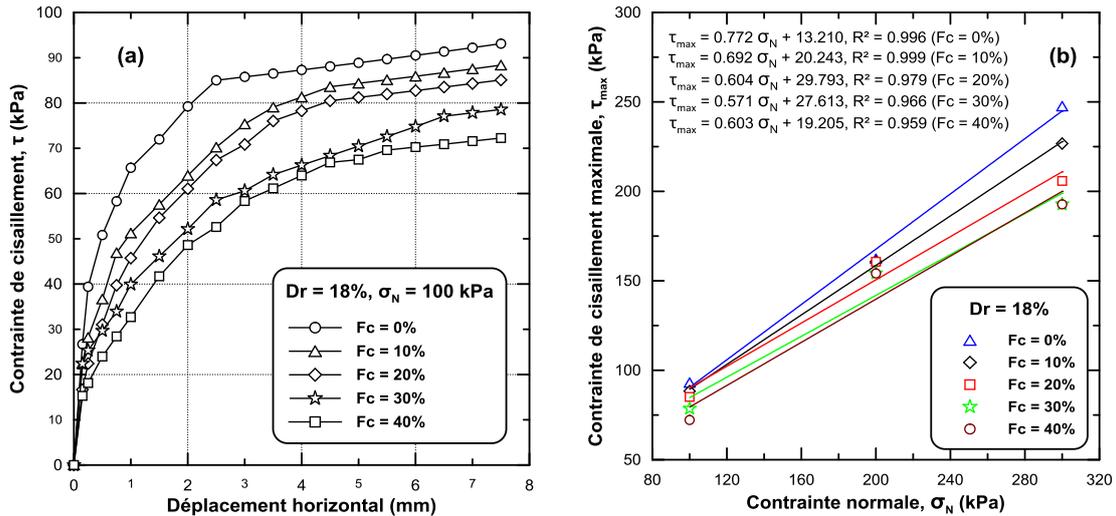


Figure 5.13 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement du mélange : (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($Dr = 18\%$, $\sigma_N = 100$ kPa) ; (b) Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.

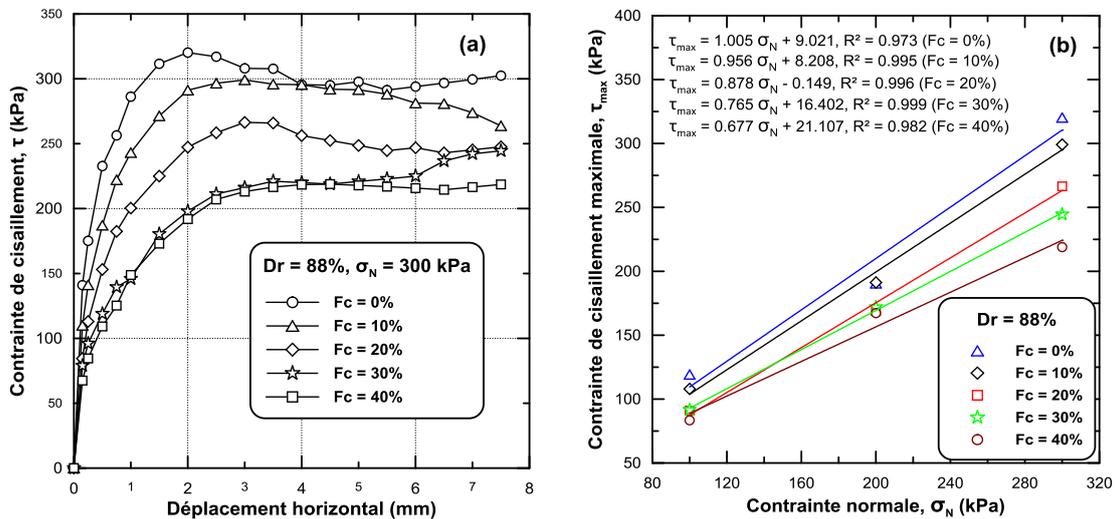


Figure 5.14 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement du mélange : (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($Dr = 88\%$, $\sigma_N = 300$ kPa) ; (b) Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.

Les figures 5.13b et 5.14b montrent l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb (ou la droite de Mohr-Coulomb) qui représente la relation entre la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} et la contrainte normale σ_N selon la formule suivante :

$$\tau_{max} = C + \sigma_N \tan \varphi \quad (5.2)$$

Où C et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement

Les deux figures (5.13b et 5.14b) montrent clairement que la pente de la droite de rupture décroît avec l'augmentation de la fraction des fines pour les deux cas de densités. La fiabilité de ces résultats est élevée compte tenu du coefficient de détermination obtenu pour chaque mélange ($R^2 = 0.96 \sim 0.99$).

La figure 5.15 présente la variation de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) avec la teneur en fines. On remarque que τ_{max} diminue avec l'accroissement de teneur en fines pour

les trois contraintes normales ($\sigma_N = 100, 200, 300$ kPa) et pour les deux cas de densité, néanmoins, la diminution est plus prononcée dans le cas de la contrainte normale de 300 kPa. La diminution de la contrainte de cisaillement confirme que l'accroissement de la fraction des fines engendre une diminution de la résistance au cisaillement du mélange.

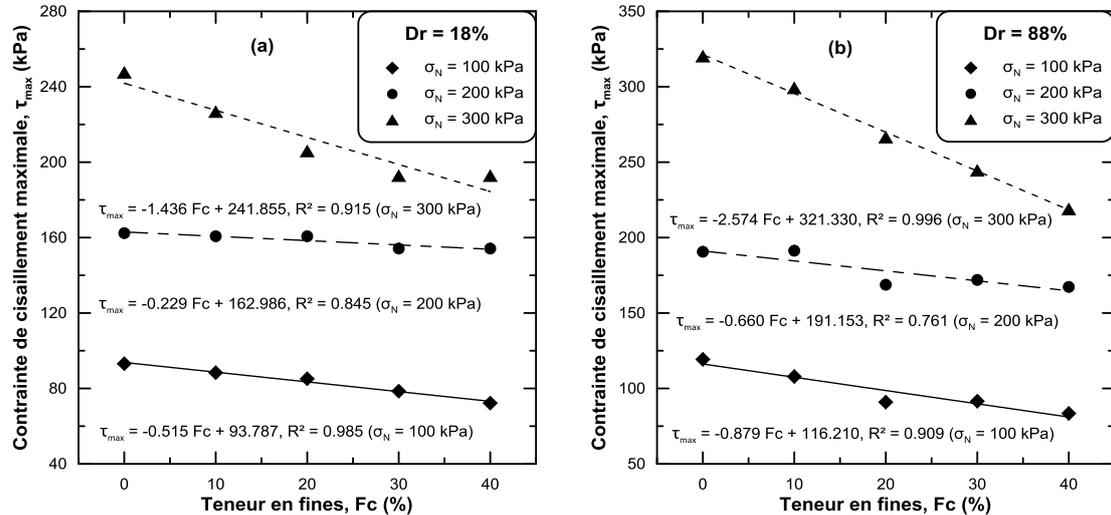


Figure 5.15 : Influence de la teneur en fines sur la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}), $\sigma_N = 100, 200, 300$ kPa : (a) $Dr = 18\%$; (b) $Dr = 88\%$.

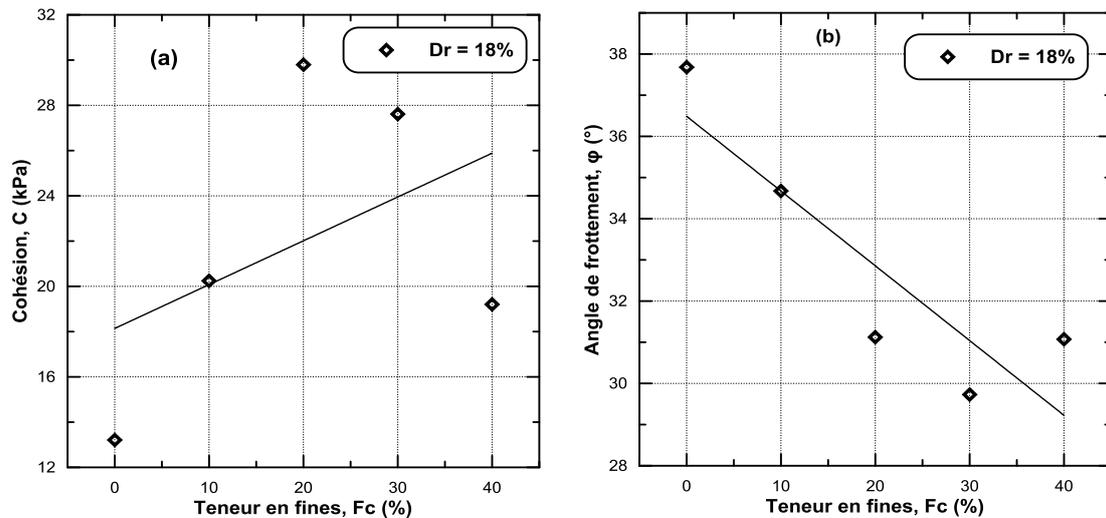


Figure 5.16 : Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques, $Dr = 18\%$: (a) Cohésion en fonction du F_c ; (b) Angle de frottement en fonction du F_c .

L'influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques du mélange sable de Chlef-limon de Chlef est illustrée dans les figures 5.16 et 5.17. Les deux paramètres de rupture (C et φ) ont été extraits à partir des résultats présentés dans les figures 5.13b et 5.14b. Il est clair que l'augmentation de la teneur en fines entraîne un surcroît de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement pour les deux cas de densités. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les fines vont occuper les vides entre les grains de sable renforçant ainsi la cohésion de ce dernier. A l'inverse l'injection de fines empêchera le frottement grain-grain diminuant ainsi l'angle de frottement du sable.

Il put être remarqué que les résultats obtenus à partir des essais de la boîte de cisaillement sont en accord avec ceux trouvés à partir des essais triaxiaux.

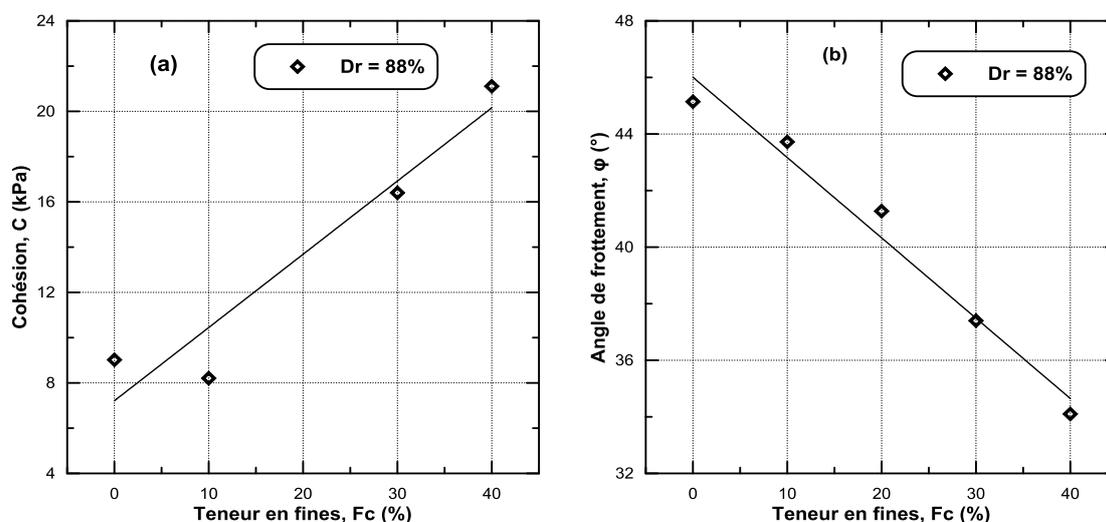


Figure 5.17 : Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques, $Dr = 88\%$:
 (a) Cohésion en fonction du Fc ; (b) Angle de frottement en fonction du Fc.

5.2.4 Influence de la saturation

Les résultats des travaux des différents chercheurs ont montré que le degré de saturation du sol joue un rôle significatif dans la définition de son comportement mécanique. La qualité de la saturation des échantillons durant l'essai triaxial a été évaluée en calculant le coefficient de Skempton B.

Pour évaluer l'effet de la saturation sur la réponse mécanique du sable de la région de Chlef, des échantillons de sable naturel et propre ayant différents degrés de saturation ont été testés à l'appareil triaxial sous une pression de consolidation de 100 kPa. Les échantillons de sable naturel ont été préparés par la méthode de dépôt sec en couches (DSC) à l'état dense ($Dr = 88\%$) tandis que les éprouvettes de sable propre ont été reconstituées à l'état lâche ($Dr = 20\%$) en utilisant la méthode de dépôt sec par entonnoir (DSE).

Les figures 5.18 et 5.19 montrent les résultats des essais triaxiaux de compression non drainés réalisés sur le sable naturel et propre respectivement. On note que l'augmentation du degré de saturation (ou le coefficient de Skempton B) conduit généralement à une réduction des valeurs du déviateur des contraintes et plus spécialement à grandes déformations où son effet devient très marqué (déviateur maximal), ce qui se traduit par une diminution de la résistance à la liquéfaction statique du sable (figures 5.18a et 5.19a). En examinant les figures 5.18b, 5.19b et 5.18c, 5.19c, on remarque que l'augmentation du coefficient de Skempton B a pour effet d'augmenter les valeurs de surpression interstitielle amplifiant par la même occasion la contractance des échantillons. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Della et al. (2014).

La variation de la résistance résiduelle du sable naturel et propre est présentée dans la figure 5.20. Il est clair que la résistance des échantillons diminue avec le degré de saturation

croissant pour les deux sables. Cette diminution est due à l'augmentation de la pression interstitielle qui contribue à limiter la résistance des échantillons.

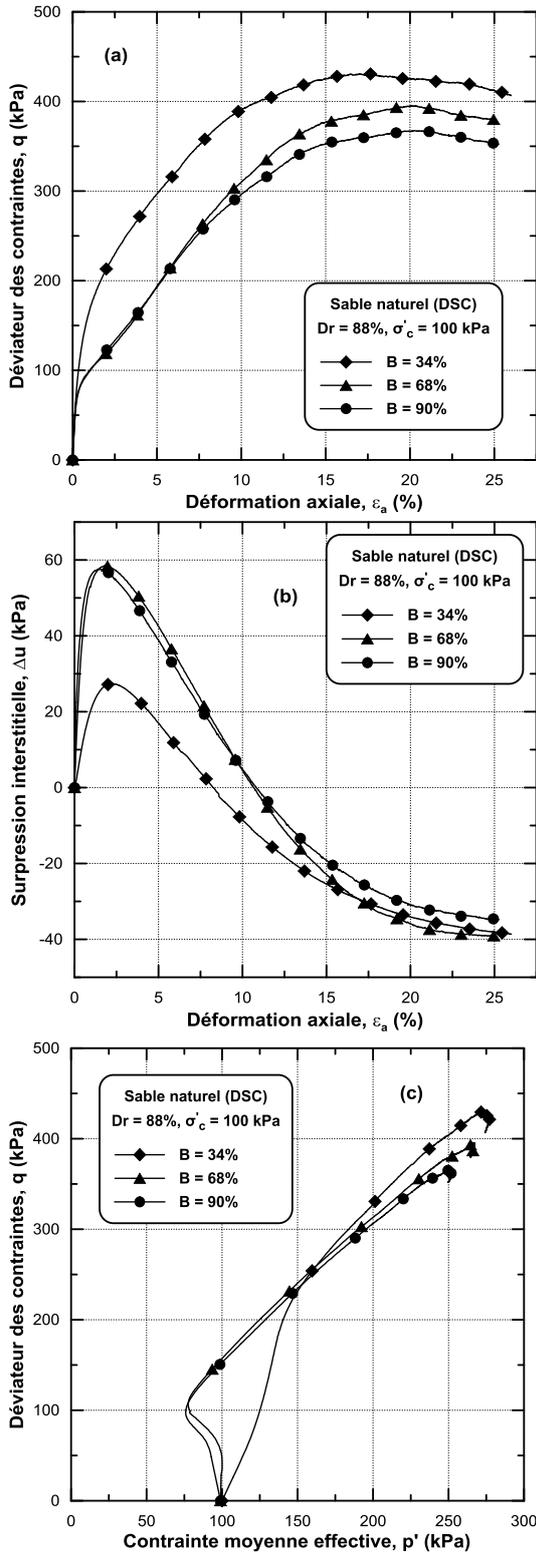


Figure 5.18 : Effet du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable naturel, DSC, $D_r = 88\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe q - ϵ_a ; (b) courbe Δu - ϵ_a ; (c) courbe q - p' .

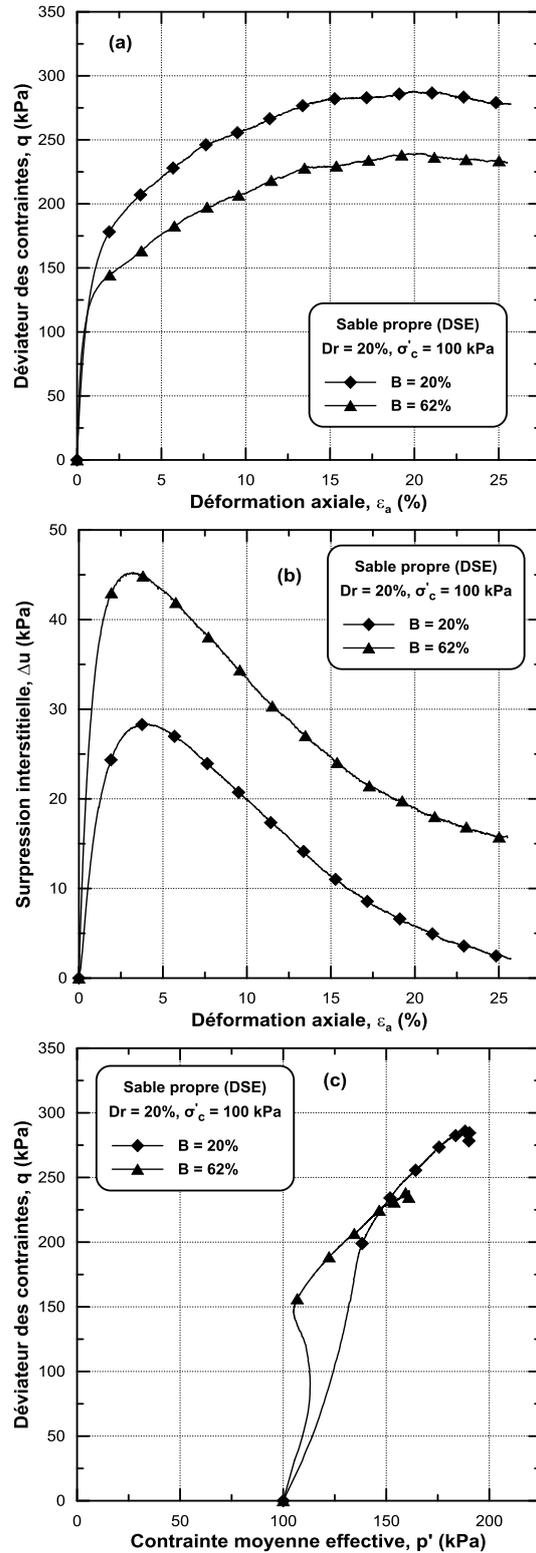


Figure 5.19 : Effet du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable propre, DSE, $D_r = 20\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe q - ϵ_a ; (b) courbe Δu - ϵ_a ; (c) courbe q - p' .

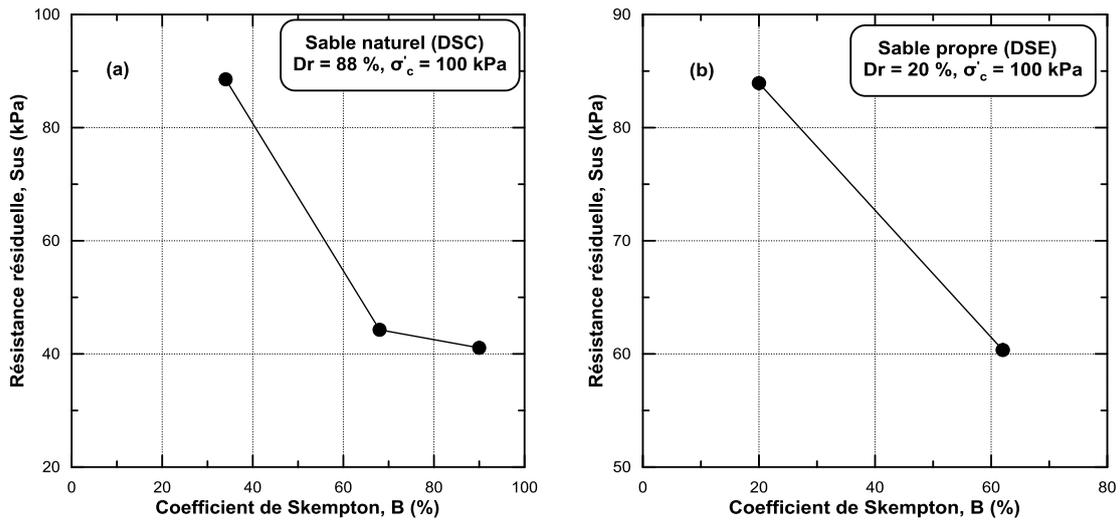


Figure 5.20 : Influence du coefficient de Skempton B sur la résistance résiduelle du sable naturel : (a) Sable naturel ; (b) Sable propre.

5.2.5 Influence de la taille des grains solides

Il est connu à travers la littérature publiée que le comportement mécanique du sol dépend fortement de sa granulométrie et de ses caractéristiques physiques. Le diamètre effectif des grains (D_{10}) et le coefficient d'uniformité (C_u) ont été choisis comme paramètres pour évaluer l'effet du diamètre des grains sur la réponse mécanique du mélange sable de Chlef-limon de Chlef. Les valeurs de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) et l'angle de frottement (φ) des mélanges ont été extraits à partir des résultats des essais de cisaillement à la boîte présentés dans les figures 5.13b et 5.14b.

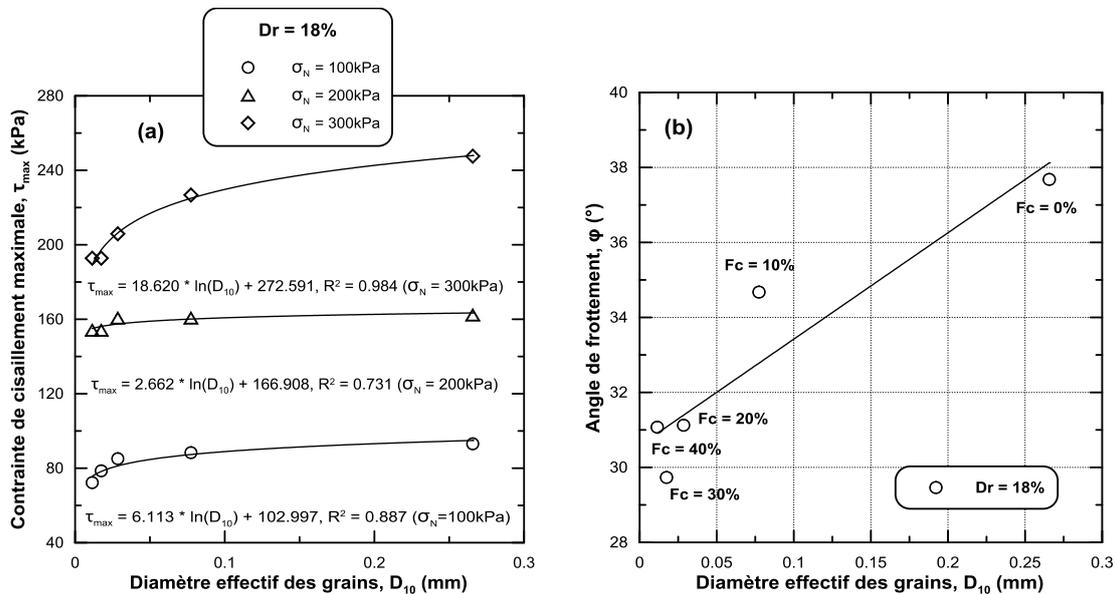


Figure 5.21 : Influence du diamètre effectif des grains (D_{10}), $Dr = 18\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du D_{10} ; (b) Angle de frottement en fonction du D_{10} .

La variation de τ_{max} et φ avec le diamètre effectif des grains D_{10} pour l'état lâche et dense est présentée dans les figures 5.21 et 5.22 respectivement. On constate que la contrainte de

cisaillement maximale augmente selon une tendance logarithmique avec le diamètre effectif des grains croissant pour les deux cas de densité et pour chaque contrainte normale (figures 5.21a et 5.22a).

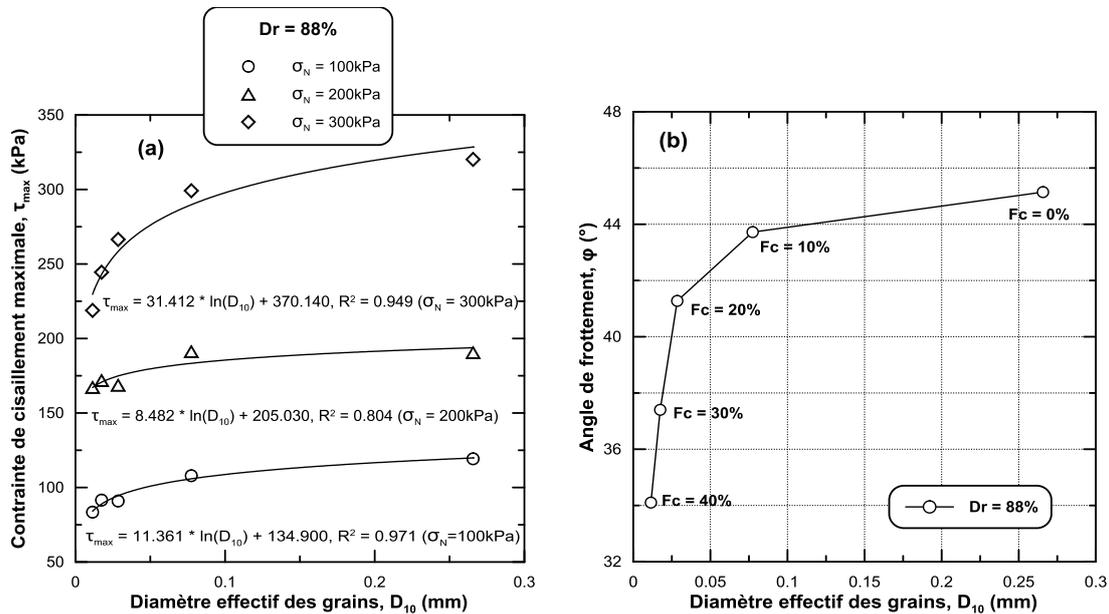


Figure 5.22 : Influence du diamètre effectif des grains (D_{10}), $Dr = 88\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du D_{10} ; (b) Angle de frottement en fonction du D_{10} .

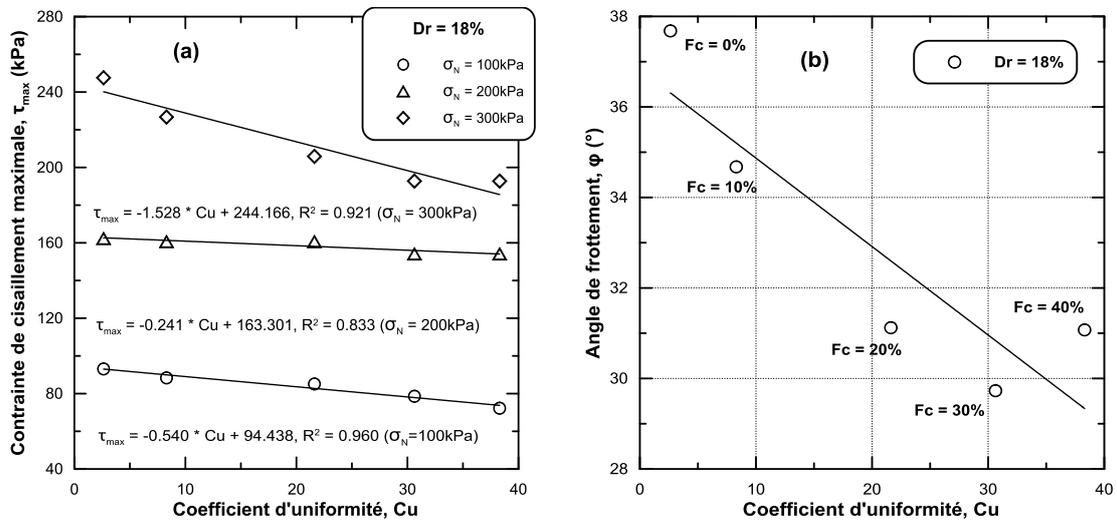


Figure 5.23 : Influence du coefficient d'uniformité (C_u), $Dr = 18\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du C_u ; (b) Angle de frottement en fonction du C_u .

Concernant l'angle de frottement, les figures 5.21b et 5.22b montrent qu'elle croît aussi avec l'augmentation du diamètre effectif D_{10} et la diminution de la teneur en fines, ce qui se traduit par une amélioration de la résistance au cisaillement. En d'autres termes, les valeurs élevées du diamètre effectif D_{10} signifient que la taille des grains est grande et par conséquent la force de frottement résultante du contact entre les grains est importante.

Les figures 5.23 et 5.24 montrent bien que la contrainte de cisaillement maximale et l'angle de frottement diminuent linéairement avec l'augmentation du coefficient d'uniformité

pour les deux densités et pour chaque contrainte normale. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Belkhatir et al. (2011).

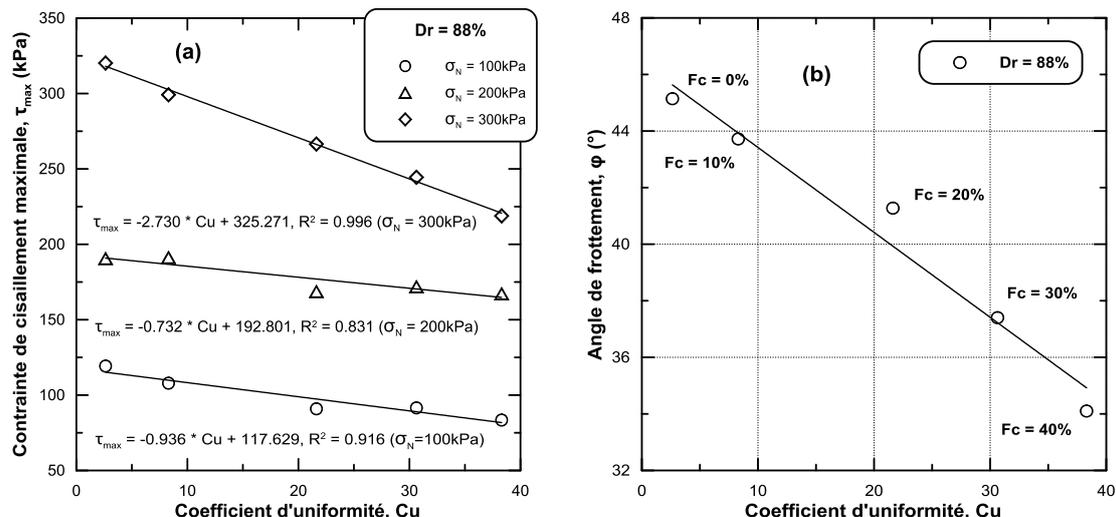


Figure 5.24 : Influence du coefficient d'uniformité (Cu), $Dr = 88\%$: (a) Contrainte de cisaillement maximale en fonction du Cu ; (b) Angle de frottement en fonction du Cu.

5.3 Influence de quelques paramètres sur la conductivité hydraulique

5.3.1 Influence de la teneur en fines

Afin d'étudier le comportement hydraulique du sable limoneux, qui se trouve souvent dans la région de Chlef, l'effet de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique a été évalué en effectuant des essais de perméabilité à charge constante sur quatre mélanges de sable de Chlef-limon de Chlef avec une teneur en fines Fc variant de 0% à 30%. Les échantillons ont été préparés par la méthode sèche à deux états de densités ($Dr = 18\%$ et 88%).

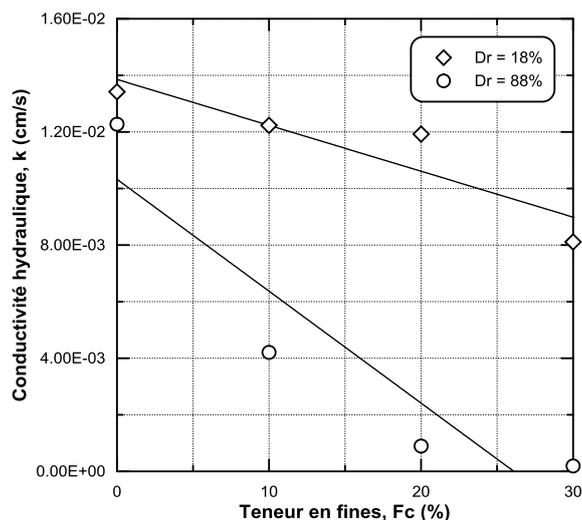


Figure 5.25 : Influence de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique.

La figure 5.25 montre la variation de la perméabilité avec la teneur en fines. Il est clairement remarqué à partir de cette figure, que la conductivité hydraulique diminue d'une manière linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines pour les deux cas de densité, mais

la diminution est un peu plus prononcée pour le cas dense. Ces tendances peuvent être expliquées par le fait que les fines ajoutées ont tendance à occuper les vides entre les grains de sable et empêcher le passage de l'eau, diminuant ainsi la perméabilité du mélange. Des résultats similaires ont été rapportés par Belkhatir et al. (2013).

La comparaison entre les valeurs de conductivité hydraulique des mélanges obtenues à travers l'expérimentation (k mesurée) et celles calculées par la méthode de Slichter est présentée dans la figure 5.26. On remarque que la conductivité hydraulique calculée du sable propre est plus élevée que celle mesurée pour les deux densités. Pour les mélanges qui contiennent 10% 20% et 30% des fines, on note que les valeurs de conductivité hydraulique expérimentales sont plus élevées que celles de la perméabilité calculée. En outre, la différence entre les valeurs de conductivité hydraulique mesurée et calculée est très apparente dans le cas lâche contrairement à l'état dense où il y a une convergence entre elles.

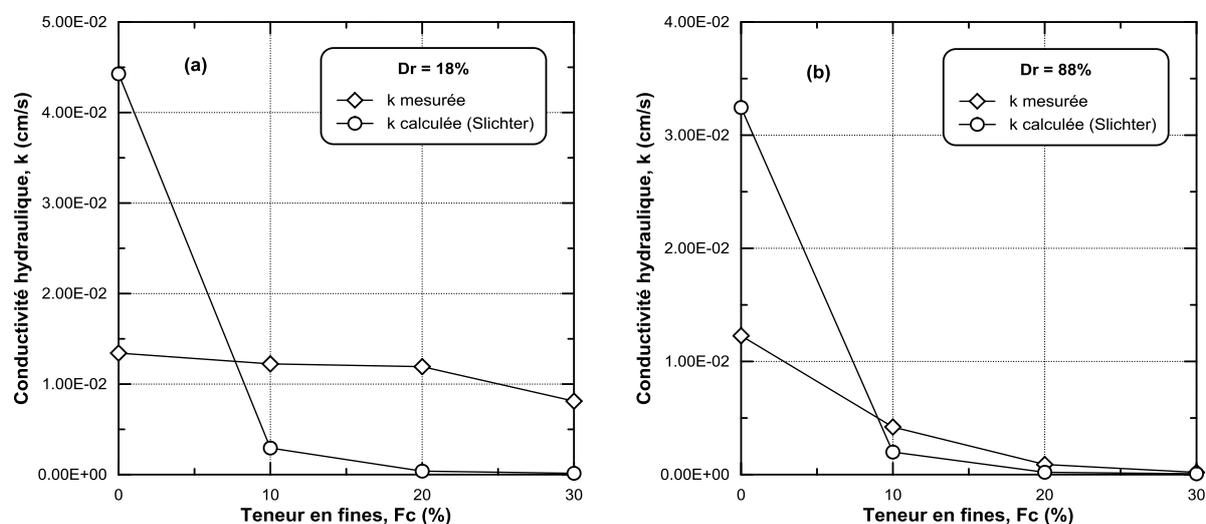


Figure 5.26 : Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée pour différents teneurs en fines : (a) $Dr = 18$; (b) $Dr = 88\%$.

5.3.2 Influence de la densité relative, la porosité et la teneur en eau

La densité relative, la porosité et la teneur en eau sont considérés comme des facteurs importants qui contrôlent la conductivité hydraulique des sols. Pour étudier l'influence de ces paramètres sur la conductivité hydraulique, des essais de perméabilité à charge constante ont été effectués sur deux types du sol, le sable propre et le sable naturel de Chlef.

Les échantillons de sable propre et naturel ont été préparés par la méthode sèche ($w = 0\%$) à trois états de densité ($Dr = 18\%$, 52% et 88%), tandis que la méthode humide est utilisée pour former d'autres échantillons de sable naturel ayant une teneur en eau initiale de 3%, 5% et 7%.

La figure 5.27 montre bien que l'augmentation de la densité initiale des échantillons a pour effet de réduire leur conductivité hydraulique pour les deux sables et quel que soit la méthode de préparation utilisée. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Belkhatir et al. (2013).

La figure 5.28 présente une comparaison entre la conductivité hydraulique expérimentale (k mesurée) et celle calculée selon la formule empirique de Slichter pour les trois densités initiales. On remarque que les valeurs de conductivité hydraulique calculée sont plus élevées que celles de k mesurée pour les deux types de sable. Cependant, la différence entre les valeurs de perméabilité calculée et mesurée diminue avec l'accroissement de la densité relative initiale.

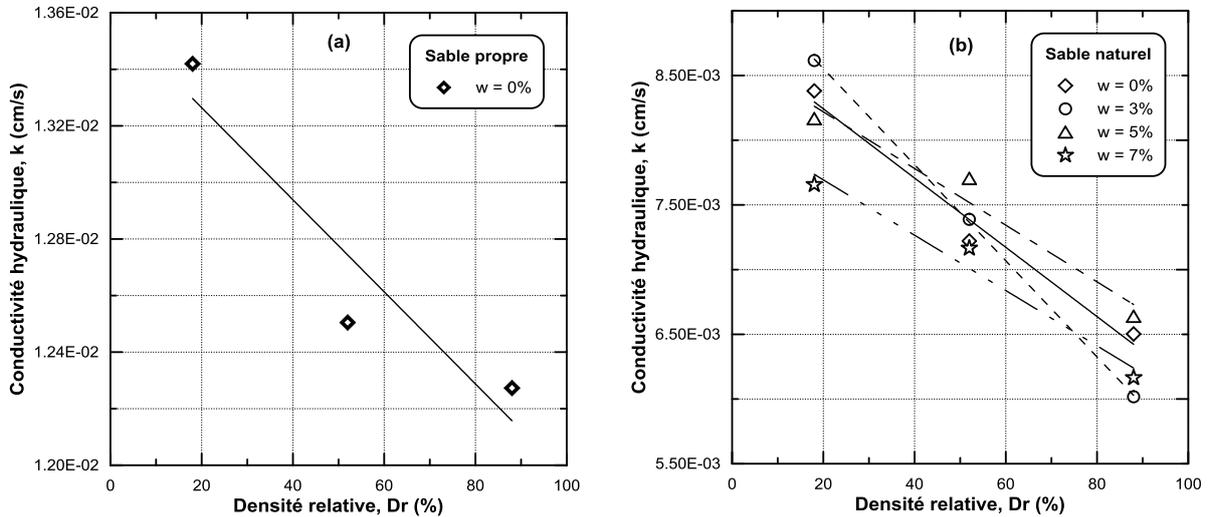


Figure 5.27 : Influence de la densité relative initiale sur la conductivité hydraulique : (a) sable propre ; (b) sable naturel.

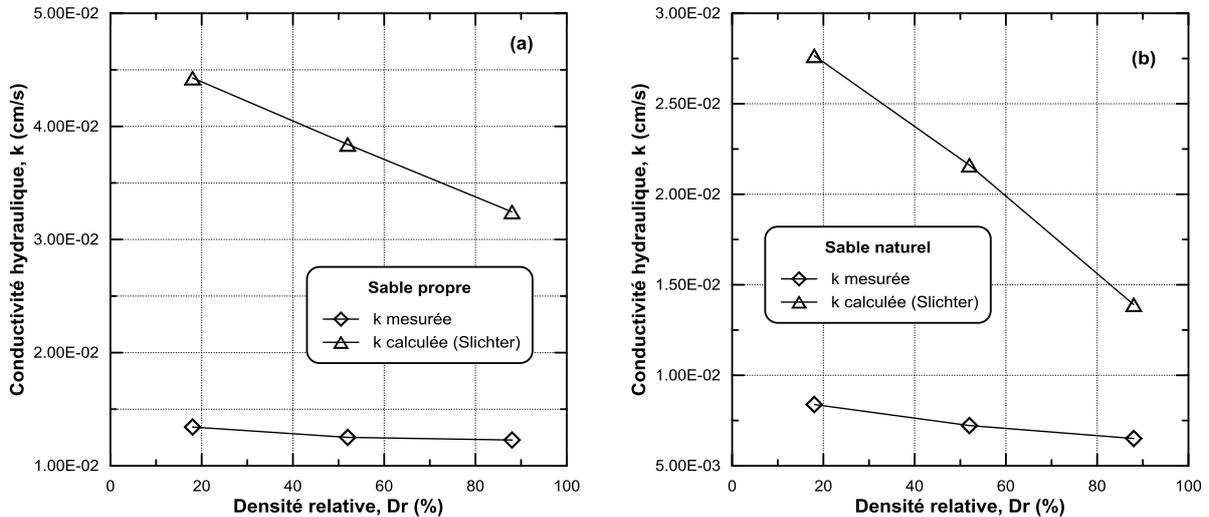


Figure 5.28 : Comparaison entre la conductivité hydraulique mesurée et calculée pour différentes densités relatives initiales : (a) sable propre ; (b) sable naturel.

La figure 5.29 porte les résultats de l'influence de la porosité sur la conductivité hydraulique, elle montre clairement qu'il y a une proportionnalité linéaire positive entre la conductivité hydraulique et la porosité des échantillons, et la relation qui les relie est donnée par la formule suivante :

$$k = 0.135 n - 0.0432 \quad (R^2 = 0.922) \quad (5.3)$$

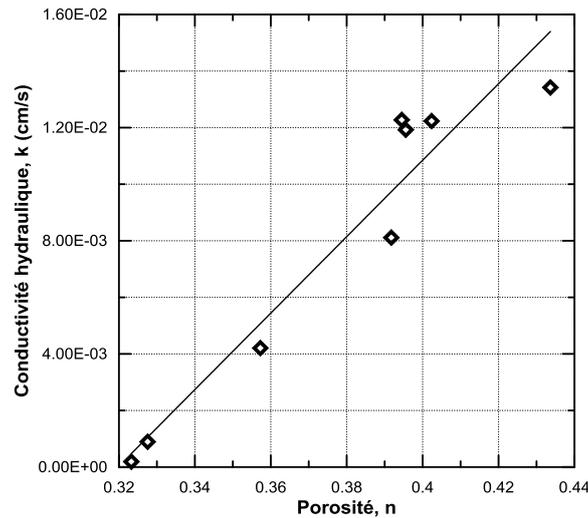


Figure 5.29 : Influence de la porosité sur la conductivité hydraulique.

L'évolution de la conductivité hydraulique (k) du sable naturel en fonction de la teneur en eau initiale (w) est présentée dans la figure 5.30. On note que l'accroissement de w de 0% à 3% engendre une augmentation de la perméabilité dans le cas lâche et moyennement dense ($D_r = 18\%$ et 52%) contrairement à l'état dense ($D_r = 88\%$). Ensuite, l'augmentation de la teneur en eau initiale de l'échantillon lâche de 3% à 7% entraîne une réduction de sa conductivité hydraulique, tandis que la perméabilité des échantillons denses et moyennement denses croît avec l'augmentation de w de 3% à 5% puis elle diminue lorsqu'on augmente la teneur en eau à 7%. De plus, on constate que la gamme de variation de la conductivité hydraulique avec la teneur en eau initiale est un peu plus importante dans le cas lâche par rapport aux autres états de densité, ce que signifie que l'effet de la teneur en eau initiale est plus significatif dans le cas lâche.

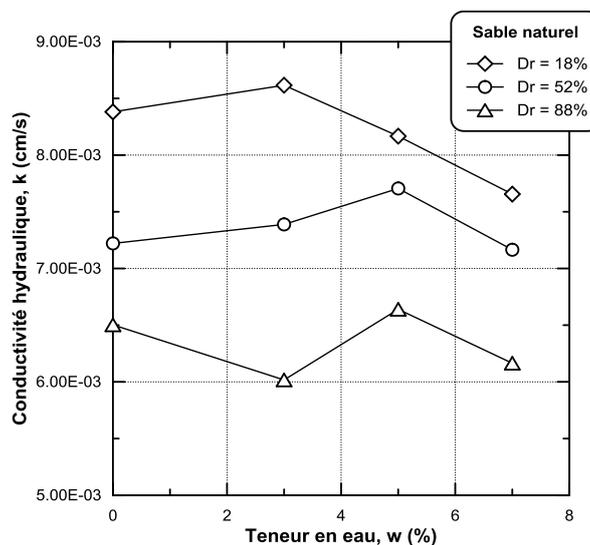


Figure 5.30 : Influence de la teneur en eau initiale sur la conductivité hydraulique.

5.3.3 Influence de la taille des grains solides

La plupart des formules empiriques proposées par les chercheurs, pour estimer la conductivité hydraulique des sols, contiennent un paramètre qui représente la taille des grains

solides, tels que le diamètre effectif des grains D_{10} , qui est utilisé souvent dans les formules, et le coefficient d'uniformité C_u .

La variation de la perméabilité avec le diamètre effectif des grains solides D_{10} et le coefficient d'uniformité C_u est illustrée dans la figure 5.31. Il est clair que la conductivité hydraulique augmente avec l'accroissement du diamètre effectif des grains et la diminution du coefficient d'uniformité pour les deux cas de densité.

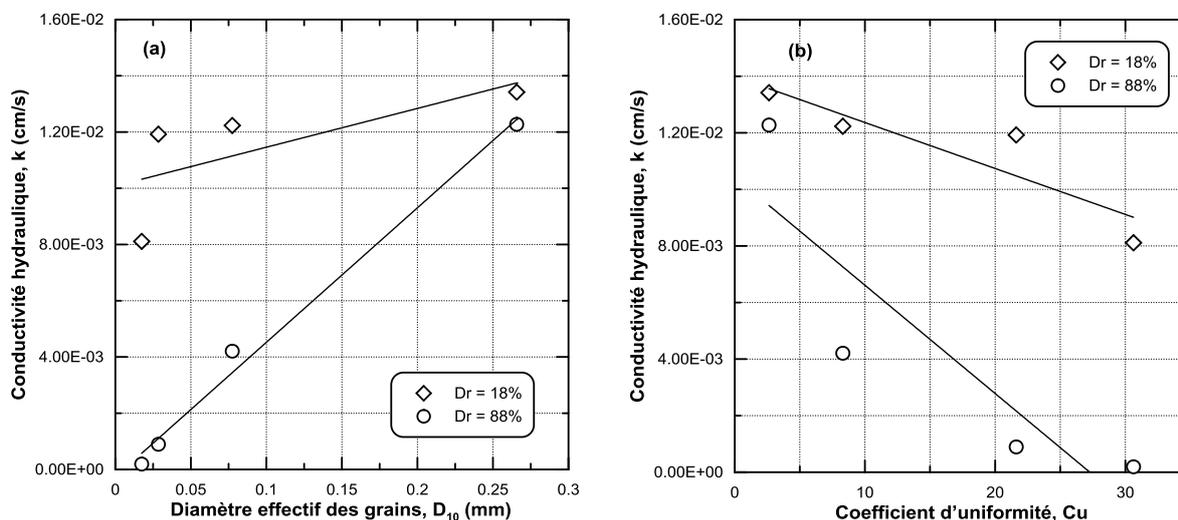


Figure 5.31 : Influence de la taille des grains sur la conductivité hydraulique (k) : (a) k en fonction du D_{10} ; (b) k en fonction du C_u .

5.4 Conclusion

Le présent chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude expérimentale qui a été exécuté afin d'évaluer l'influence de quelques paramètres sur les comportements mécanique et hydraulique du sol de la région de Chlef. Les essais ont été effectués en utilisant trois dispositifs différents, le triaxial, la boîte de cisaillement direct et le perméamètre.

Les résultats des essais triaxiaux monotones de compression non drainés montrent que l'accroissement de la contrainte de confinement augmente les valeurs de déviateur des contraintes, et surtout le déviateur maximal, ce qui se traduit par une amélioration dans la résistance des sables, mais d'un autre côté, les échantillons deviennent plus contractants. Il a été trouvé aussi que l'amélioration de la densité relative initiale d'un échantillon augmente sa résistance au cisaillement dans les conditions drainées et non drainées et son caractère dilatant quel que soit la méthode utilisé pour le fabriquer.

L'augmentation de la teneur en fines d'un mélange sable-limon mène à une diminution de sa résistance au cisaillement et augmente son comportement contractant. De plus, il a également été constaté, à travers les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte, que la teneur en fines croissante diminue l'angle du frottement du mélange et augmente sa cohésion.

L'amélioration de la saturation des échantillons de sable en augmentant le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de leur résistance non drainée et à une augmentation de leur contractance par le biais de l'accroissement de la surpression interstitielle. A partir des résultats des essais de cisaillement direct à la boîte, il a été prouvé que la contrainte de

cisaillement maximale et l'angle de frottement augmentent avec l'augmentation du diamètre effectif des grains solides et la diminution du coefficient d'uniformité.

Les résultats des essais de perméabilité à charge constante montrent que l'augmentation de la teneur en fines, la densité relative ou le coefficient d'uniformité conduit à une diminution de la conductivité hydraulique, tandis que l'accroissement de la porosité ou le diamètre effectif des grains solides entraîne une amélioration de la perméabilité.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de recherche présente une contribution à l'étude du comportement mécanique et hydraulique d'un sol granulaire. Il contient une étude expérimentale qui a été réalisée dans le but d'évaluer l'effet de la méthode de préparation des échantillons et des autres paramètres, tels que le confinement, la densité relative, la teneur en fines, la taille des grains solides et la saturation sur le comportement mécanique et la conductivité hydraulique du sol de la région de Chlef.

Pour effectuer la partie expérimentale de ce travail, trois dispositifs ont été utilisés, l'appareil triaxial, la boîte de cisaillement et le perméamètre à charge constante, où différents matériaux ont été testés, le sable propre et le sable naturel de Chlef et les mélanges sable propre de Chlef-limon de Chlef.

Pour analyser la différence dans la structure initiale des échantillons créée par distinctes méthodes de déposition, trois échantillons de sable propre préparés par trois méthodes de déposition (DSE, DE et DH) à l'état lâche ($D_r = 20\%$) ont été scannés par la microtomographie calculée aux rayons X. Il s'est avéré que la méthode de DH présente des valeurs d'indice des vides plus grandes que celles des autres méthodes (DSE et DE). De plus, Il a été constaté que la méthode DH, contrairement aux autres méthodes, présente des zones de discontinuité dans le profil d'indice des vides qui coïncident approximativement avec les limites des couches, notamment dans le milieu et le bas de l'échantillon. Les résultats obtenus à partir des deux scans supplémentaires de haute qualité, effectués au milieu des échantillons préparés par les méthodes DSE et DH, ont confirmé ceux obtenus à partir des trois premiers scans, et ont montré que la structure présentée par la méthode DH est plus poreuse que celle créée par la méthode DSE.

Il a été trouvé, à travers des essais triaxiaux monotones de compression non drainés, que l'effet de la méthode de préparation des échantillons est insignifiant à la transformation de phase tandis qu'il est très marqué à grandes déformations. D'une manière générale, Il a été trouvé que les échantillons préparés par les méthodes de déposition sèches (DSC et DSE) sont plus résistants à la liquéfaction statique que ceux créés par les autres méthodes, où ils présentent toujours les valeurs de déviateur les plus élevées, tandis que les spécimens reconstitués par la méthode DH présentent la résistance la plus faible.

Les résultats des essais drainés ont confirmé les conclusions tirés à partir des essais non drainés en montrant que les échantillons créés par les méthodes sèches (DSC et DSE) sont plus dilatants que ceux préparés par les autres méthodes (DE et DH). La faible résistance à la liquéfaction présentée par la méthode DH, et notamment à l'état lâche, était attendue, car elle produit la structure la plus poreuse comme il a été prouvé à travers les résultats de microtomographie calculée aux rayons X. Il a été également montré à travers des essais effectués sur le sable propre et naturel en utilisant la boîte de cisaillement direct, que les échantillons préparés à l'état humide ont une résistance au cisaillement plus faible que ceux produits par la méthode sèche.

L'augmentation de la densité relative initiale des échantillons mène à une augmentation de leur résistance à la liquéfaction (déviateur maximal) et leur dilatance. L'accroissement de la

contrainte de consolidation entraîne aussi une amélioration de la résistance au cisaillement, mais d'autre part, il augmente la contractance des échantillons.

Les essais effectués sur les mélanges sable de Chlef-limon de Chlef nous ont permis de conclure que l'augmentation de la teneur en fines du mélange conduit à une diminution de sa résistance au cisaillement (déviateur maximal et contrainte de cisaillement) et son angle de frottement et à une augmentation de son caractère contractant et sa cohésion. On a également constaté que l'accroissement du degré de saturation d'un échantillon diminue sa résistance non drainée et augmente sa contractance.

Il a été montré à travers des essais de cisaillement direct à la boîte que la résistance des échantillons au cisaillement croît avec l'augmentation du diamètre effectif des grains solides D_{10} ou la diminution du coefficient d'uniformité C_u .

Les résultats obtenues à partir des essais de perméabilité à charge constante ont montré que la méthode de préparation affecte la conductivité hydraulique des échantillons mais les résultats ne peuvent pas être généralisés où les tendances varient selon le type du matériau et la densité initiale d'échantillon. On a trouvé aussi que la conductivité hydraulique est positivement proportionnelle à la porosité et au diamètre effectif des grains solides, et qu'elle est inversement proportionnelle à la densité relative, la teneur en fines et le coefficient d'uniformité.

Ce travail a contribué à enrichir la base de données existante sur l'étude des comportements mécanique et hydraulique du sable de Chlef considéré comme sol de référence.

L'analyse paramétrique réalisée principalement sur l'effet de la méthode de déposition des échantillons et d'autres paramètres comme la densité relative, le confinement, la saturation et les caractéristiques des grains, ouvrira la voie à des perspectives prometteuses aux futurs chercheurs et doctorant dans le domaine de la géotechnique. A tous ceux-là, on proposera quelques recommandations:

- Elargir le champ de l'influence des méthodes de déposition en incluant d'autres méthodes de dépôt non prises en compte dans la présente recherche.
- Etudier l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement cyclique drainé et non drainé du sable de Chlef en utilisant l'appareil triaxial.
- Généraliser l'utilisation de la microtomographie calculée aux rayons X pour scanner des échantillons reconstitués par différentes méthodes de préparation durant le cisaillement en utilisant un triaxial spécial.
- Les résultats obtenus constituent une très bonne base de données pour le développement et la validation des modèles numériques. Il serait intéressant dans un premier temps de tester les modèles existants et de déterminer des paramètres pour des sols types et ensuite utiliser des codes de calcul pour étudier et prédire le comportement des ouvrages dans des sites ayant un risque de liquéfaction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ait Saadi L. (2003)**, Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses, Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 302 p.
- Algali H. (2008)**, Caractérisation des Instabilités dans les Milieux Granulaires - Etude Expérimentale et Simulation, Thèse de doctorat, UNIVERSITE PAUL VERLAINE- METZ, 175 p.
- Amini F. et Qi G. Z. (2000)**, Liquefaction testing of stratified silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 126, n° 3, p.208-217.
- Anderson S. H. and Hopmans J. W. (1994)**, Tomography of soil-water-root processes, SSSA Special Publication Number 36, Soil Science Society of America.
- Anderson S. H., Peyton R. L., Wigger J. W. and Gantzer C. J. (1992)**, Influence of aggregate size on solute transport as measured using computed tomography, *Geoderma*, 53: 387–398.
- Arab A. (2008)**, Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique, Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF, Oran, Algérie.
- Arab A. (2009)**, Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux, *C. R. Mécanique*, 337, p. 621–631.
- Arab A. & Belkhatir M. (2012)**, Fines Content and Cyclic Preloading Effect on Liquefaction Potential of Silty Sand: A Laboratory Study, *Acta Polytechnica Hungarica*, Vol. 9, No. 4, p. 47-64.
- Arab A. et Shahrour I. (2008)**, Influence d'un préchargement monotone sur le potentiel de liquéfaction d'un sol, *Colloque International - Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures*, Les 16, 17 et 18 novembre 2008 - Université M. Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
- Arab A. et Shahrour I. (2009)**, Effet de la Saturation sur le Comportement monotone et Cyclique d'un sable, Colloque International Sols Non Saturés et Environnement «UNSATlemcen09», Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009.
- Arab A. et Shahrour I. (2010)**, Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative, Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010, 10 p.
- ASTM D4767-11 (2011)**, Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org.
- Bahda F. (1997)**, Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

- Bandini P. and Sathiskumar S. (2009)**, Effects of Silt Content and Void Ratio on the Saturated Hydraulic Conductivity and Compressibility of Sand-Silt Mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 12, p. 1976-1980.
- Bedinger M. S. (1961)**, Relation between median grain size and permeability in the Arkansas River valley, Arkansas, *U. S. Geol. Surv. Professional Paper 292*, p. C-31, *Short Papers in the Geologic and Hydrologic Sciences*, Art. 147.
- Been K. & Jefferies M. G. (1985)**, A state parameter for sands, *Géotechnique* 35, No. 2, pp. 99-112.
- Been K., Jefferies M. G. et Hachey J. (1991)**, The critical state of sands, *Géotechnique*, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.
- Belkhatir M., Arab A., Schanz T., Missoum H. & Della N. (2011)**, Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics, *Granular Matter*, Vol. 13, No. 5, pp. 599–609.
- Belkhatir M., Schanz T. & Arab A. (2013)**, Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures, *Environmental Earth Sciences*, Vol. 70, No. 6, pp. 2469–2479.
- Belkhatir M., Schanz T., Arab A., Della N. et Kadri A. (2014)**, Insight into the Effects of Gradation on the Pore Pressure Generation of Sand–Silt Mixtures, *Geotech. Test. J.*, Vol. 37, No. 5, pp. 922-931.
- Benahmed N. (2001)**, Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 351 p.
- Benahmed N., Canou J. & Dupla J. C. (2004)**, Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable, *Comptes Rendus Mécanique*, 332(11), p. 887–894.
- Beyer W. (1964)**, Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *WWT- Wasserwirtschaft Wassertechnik* 14, 165–168.
- Biarez J. & Hicher P. Y. (1994)**, Elementary Mechanics of Soil Behavior: Saturated Remoulded Soils, *AA Balkema/Rotterdam/Brookfield*.
- Bouferra R. (2000)**, Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille, France.
- Bouferra R. et Shahrour I. (2004)**, Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, Vol. 8, No. 1, p. 1-5.
- Boynton S. S. and Daniel D. E. (1985)**, Hydraulic conductivity tests on compacted clay, *Journal of geotechnical engineering*, A.S.C.E., Vol. 111, No. 4, pp.465-478.
- Cabalar A. F. & Akbulut N. (2016)**, Effects of the particle shape and size of sands on the hydraulic conductivity, *Acta Geotechnica Slovenica*, 2016/2, p. 83-93.

- Canou J. (1989)**, Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de doctorat de L'ENPC, Paris, 337 p.
- Canou J., Benahmed N., Dupla J.-C. et De Gennaro V. (2002)**, Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables, *Revue française de géotechnique*, N° 98, p. 29-46.
- Canou J. et El Hachem M. (1992)**, Influence du mode de préparation sur le comportement mécanique non drainé d'un sable lâche, *Structure et Comportement Mécanique des Géomatériaux*; Colloque René Houpert, Nancy, France.
- Carman P. C. (1937)**, Fluid Flow through Granular Beds, *Trans. Inst. Chem. Eng.*, 15, 150.
- Carman P. C. (1956)**, Flow of Gases through Porous Media. Butterworths Scientific Publications, London.
- Carrier W. D. (2003)**. Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 11, p. 1054-1056.
- Casagrande A. (1936)**, Characteristics of Cohesionless soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, pages 13-32.
- Casagrande A. (1975)**, Liquefaction and Cyclic Deformation of sands, a Critical Review, *Proceedings of the Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires; reprinted as Harvard Soil Mechanics Series, No. 88, 27 pp.
- Cassan M. (2005)**, Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 568 p.
- Castro G. (1969)**, Liquefaction of sands, PhD Thesis, Harvard Univ., Cambridge, 112 p.
- Castro G., Enos J. L., France J. W. et Poulos S. J. (1982)**, Liquefaction induced by cyclic loading, National Science Foundation, NSF/CEE-82018.
- Chang M. F. (1991)**, Interpretation of overconsolidation ratio from in situ tests in recent clay deposits in Singapore and Malaysia, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 2, p. 210-225.
- Cheng C. and Chen X. (2007)**, Evaluation of methods for determination of hydraulic properties in an aquifer-aquitard system hydrologically connected to a river, *Hydrogeology Journal*, Vol. 15, No. 4, pp. 669-678.
- Cho W. J., Lee J. O. & Chun K. S. (1999)**, The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted bentonite, *Applied Clay Science*, Vol. 14, No. 1-3, p. 47-58.
- Darcy H. (1856)**. Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon. V. Dalmont, Paris.
- Day S. R. and Daniel D. E. (1985)**, Hydraulic conductivity of two prototype clay liners, *Journal of geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 8, pp. 957-970.
- Degoutte G. et Royet P. (2007)**, "Aide mémoire de mécanique des sols", Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts (ENGREF), Les publications de l'ENGREF, Réédition 2007.

- DeGregorio V. B. (1990)**, Loading Systems, Sample Preparation, and Liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 5, pp 805-821.
- Della N. (2010)**, Etude en Laboratoire des Paramètres Influent sur la Résistance à la Liquéfaction d'un Sol, Thèse de Doctorat, Université Abdelhamid IBN BADIS de Mostaganem.
- Della N., Arab A. and Belkhatir M. (2011)**, Drained and undrained shear strength of silty sand: effect of reconstitution methods and other parameters, *Geologia Croatica*, Vol. 64, No. 2, p. 163-171.
- 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), p. 282–290.
- Della N., Belkhatir M., Djafar Henni A., Canou J. et Dupla J. C. (2014)**, Laboratory assessment of saturation and sample molding effects on shear resistance and mechanical characteristics of sandy soil. *Arabian Journal of Geosciences*, 7(8):2969–2980.
- Delleur J. W. (1999)**, The Handbook of Groundwater Engineering, CRC Press/Springer-Verlag, Boca Raton, FL.
- Desrues J., Chambon R., Mokni M. and Mazerolle F. (1996)**, Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, *Géotechnique* 46, No. 3, p. 529–546.
- Djafar Henni A., Arab A., Belkhatir M., Hamoudi A. S. & Khelafi H. (2013)**, Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio, *Arabian Journal of Geosciences*, Vol. 6, No. 2, p. 297-307.
- Dupla J.-C. (1995)**, Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 423 p.
- Durville J. L. et Méneroud J. P. (1982)**, "Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme d'El Asnam, Algérie. Comparaison avec le séisme de Campanie, Italie." Bull. liaison Labo. P. et Ch., 120, juillet-août 1982, p. 13-23.
- Finge Bousaïd Z. (2004)**, Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes, Thèse de doctorat, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 330p.
- Finn W. D. L., Emery J. J. & Gupta Y. P. (1970)**, A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake, *Proceedings, 3rd European Symposium on Earthquake Engineering*, pp. 253-262.
- Finn W. D., Ledbetter, R. H. & Wu, G. (1994)**, Liquefaction in Silty Soils: Design and Analysis, Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, N° 44, ASCE, New York, pp. 51–76.
- Garcia-Bengochea I. (1978)**, The Relation between Permeability and Pore Size Distribution of Compacted Clayey Silts : Interim Report. Publication FHWA/IN/JHRP-78/04. Joint

Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1978. doi: 10.5703/1288284313965.

Gardner W. R. (1974), The Permeability Problem, *Soil Science*, Vol. 117, No. 5, pp. 243-249.

Ghanem F. (2011), Etude de la corrélation entre la perméabilité et la succion, Mémoire de Magister de L'UMMTO, Tizi-Ouzou, Algérie, 112 p.

Habib P. et Luong M. P. (1978), Sols pulvérulents sous chargements cycliques, Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp. 49-79.

Hansbo S. (1960), Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains, *Swedish Geotechnical institute Proc.*, No. 18, 159 p.

Hareb H. (2009), Influence de l'histoire des préchargements drainés sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun très lâche, Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 345 p.

Harrop-Williams K. (1985), Clay Liner Permeability: Evaluation and Variation, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 10, pp. 1211-1225.

Hazen A. (1892). Some Physical Properties of Sands and Gravels, with Special Reference to their Use in Filtration. *24th Annual Report, Massachusetts State Board of Health*, Pub. Doc. No. 34, pp. 539-556.

Hazen A. (1911), Discussion of "Dams on Sand Foundations," by A. C. Koenig, *Transactions*, ASCE, Vol. 73, pp. 199-203.

Hazen A. (1920), Hydraulic fill dams, *American Society of Civil Engineers- Transactions*, 83:1713-1745.

Head K. H. and Epps R. J. (2011), Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests, Third Edition, Whittles Publishing, Dunbeath, Scotland, UK, 499 p.

Heijs A. W. J., de Lange J., Schoute J. F. Th. and Bouma J. (1995), Computed tomography as a tool for non-destructive analysis of flow patterns in macroporous clay soils, *Geoderma*, 64: 183-196.

Holtz R. D. and Kovacs W. D. (1981), An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Holtz R. D. & Kovacs W. D. (1991), Introduction à la géotechnique, Traduction de **Lafleur, J.** de : An Introduction to Geotechnical Engineering, Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, 808p.

Høeg K., Dyvik R. & Sandbækken G. (2000), Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 7, pp. 606-617.

- Hyodo M., Murata H., Yasufuku N. & Fujii T. (1991)**, Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 3, pp. 60-76.
- Ishihara K. (1993)**, Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Géotechnique* 43, No. 3, p. 351-415.
- Ishihara K. & Okada S. (1982)**, Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 22, No.3, pp. 109–125.
- Ishihara K., Sodekawa M. & Tanaka Y. (1978)**, Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines, *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM, STP 654, pp. 246-264.
- Ishihara K. & Takatsu H. (1979)**, Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 4, pp. 59-68.
- Ishihara K., Tsuchiya H., Huang Y. and Kamada K. (2001)**, Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation, Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg., Keynote Lecture.
- Izbash S.V. (1931)**, "O filtracii v krupnozernistom materiale", *Izv. Nauchno-Issled. Inst. Gidrotekhniki (NIIG)*, Leningrad, USSR (in Russian).
- Kaye G. W. C. and Laby T. H. (1973)**, Tables of Physical and Chemical Constants (14th edition). Longman, London.
- Koester J. P. (1994)**, The influence of fines type and content on cyclic strength, Ground failures under seismic conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, p. 17-33.
- Konrad J. M. (1990)**, Minimum undrained strength of two sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(6) :932–947.
- Kozeny J. (1927)**. Uber Kapillare Leitung Des Wassers in Boden. *Sitzungsber Akad. Wiss. Wien Math. Naturwiss. Kl., Abt.2a*, 136,271-306 (In German).
- Kramer S. L. et Seed H. B. (1988)**, Initiation of soil liquefaction under static loading conditions, *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4) :412–430.
- Krim A., Zitouni Z., Arab A. & Belkhatir M. (2013)**, Identification of the behavior of sandy soil to static liquefaction and microtomography, *Arabian J. Geosci.*, 6(7), p. 2211–2224.
- Kuang X., Sansalone J., Ying G. and Ranieri V. (2011)**, Pore-structure models of hydraulic conductivity for permeable pavement, *Journal of Hydrology*, Vol. 399, No. 3-4, p. 148–157.
- Ladd R. S. (1974)**, Specimen preparation and liquefaction of sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No. GT10, p. 1180-1184.
- Ladd R. S. (1977)**, Specimen preparation and cyclic stability of sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. GT6, p. 535-547.
- Lade P. V. & Duncan J. M. (1973)**, Cubical triaxial tests on cohesionless soil, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM 10, Pg. 793-812.

- Lade P. V. & Hernandez S. B. (1977)**, Membrane penetration effects in undrained tests, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT2, pp. 109-125.
- Lambe T. W. (1954)**, "The Permeability of Compacted Fine-Grained soils", *ASTM STP163*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 56-67.
- Lambe T. W. (1958)**, The engineering behavior of compacted clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 84(2), 1655 1-35.
- Lambe T. W. and Whitman R. V. (1969)**, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- Lane K. S. and Washburn D. E. (1946)**, Capillarity Tests by Capillarimeter and by Soil Filled Tubes. *Proc. Highway Research Board*, Vol. 26, pp. 460-473.
- Law K. T. & Ling Y. H. (1992)**, Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines, in: *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, pp. 1491–1496.
- LCPC (1970)**, "Hydraulique des sols", *Compte-rendu des journées d'Hydraulique des Sols organisées les 27, 28 et 29 novembre 1968, à Paris, par la Section de Mécanique des Sols du Laboratoire Central*, Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, LCPC, Paris, Avril 1970, 246 p.
- LCPC (1987)**, Essai de cisaillement à la boîte, Méthode d'essai LPC n°21, Laboratoire central des ponts et chaussées, 28 p.
- Lee K. L. (1965)**, Triaxial Compressive Strength of Saturated Sands Under Seismic Loading conditions, PhD Dissertation, University of California at Berkeley, 521 pp.
- Legrand J. et Schlosser F. (1970)**, "Présentation, Synthèse à l'intention des praticiens", *Compte-rendu des journées d'Hydraulique des Sols organisées les 27, 28 et 29 novembre 1968, à Paris, par la Section de Mécanique des Sols du Laboratoire Central*, Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, LCPC, Paris, Avril 1970, pp. 4-20.
- Lenoir N. (2006)**, Comportement mécanique et rupture dans les roches argileuses étudiées par micro tomographie à rayons X. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, France, 238 p.
- Léreau J. (2006)**, Géotechnique 1, Cours - Chapitres 2, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Département de Sciences et Technologies pour l'Ingénieur, Année universitaire 2005 - 2006, 31 p.
- Lino M., Mériaux P. et Royet P. (2000)**, Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne, Cemagref éditions, 224 p.
- Loret B. (1987)**, Elastoplasticité à simple potentiel, Manuel de rhéologie des géomatériaux, Presses de l'ENPC, pp. 153-188.
- Luong M. P. (1978)**, État caractéristique du sol, C. R. Académie des Sciences, Paris, N° 287 B, pp. 305-307.

- Luong M. P. (1980)**, Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents, *Revue Française de Géotechnique*, N° 10, pp. 39-53.
- Lupini J. F., Skinner A. E. et Vaughan P. R. (1981)**, The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*, Vol. 31, N° 2, pp. 181-213.
- Lutz J. F. and Kemper W. D. (1959)**, Intrinsic permeability of clay as affected by clay-water interaction, *Soil Science*, Vol. 88, No. 2, pp. 83-90.
- Martin G. R., Finn W. D. L. & Seed H. B. (1978)**, Effects of system compliance on liquefaction tests, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 104, No. GT4, pp. 463-479.
- Masch F. D. and Denny K. J. (1966)**, Grain Size Distribution and Its Effect on The Permeability of Unconsolidated Sands, *Water Resources Research*, Vol. 2, No. 4, p. 665-677.
- Masschaele B., Dierick M., Van Loo D., Boone M. N., Brabant L., Pauwels E., Cnudde V. and Van Hoorebeke L. (2013)**, HECTOR: A 240kV micro-CT setup optimized for research, *Journal of Physics: Conference Series*, Volume 463, Conference 1, 012012, IOP Publishing, doi:10.1088/1742-6596/463/1/012012.
- Meghachou M. (1993)**, Stabilité des sables lâches : essais et modélisations, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble.
- Miller R. J. and Low P. F. (1963)**, Threshold gradient for water flow in clay systems, *Soil Science Society of America Proc.*, Vol. 27, N° 6, pp. 605- 609.
- Mitchell J. K., Hooper D. R. et Campanella R. G. (1965)**, Permeability of Compacted Clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 91, SM4, pp. 41-65.
- Mitchell J. K. and Younger J. S. (1967)**, Abnormalities in hydraulic flow through fine-grained soils, In: *Permeability and Capillarity of Soils*, ASTM STP 417, pp. 106-139.
- Miura S. & Toki S. (1982)**, A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
- 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.
- Moussai B. (1993)**, "Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux", Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1993, 242 p.
- Mukunoki T., Otani J., Obara Y. & Kaneko K. (2004)**, "Artifacts of X-ray CT data in the analysis of geomaterial properties". In: Otani J. & Obara Y. (Eds.), *X-ray CT for Geomaterials; Soils, Concrete, Rocks*. Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 95-101.
- Mulilis J. P., Seed H. B., Chan C. K., Mitchell J. K. & Arulanandan K. (1977)**, Effects of sample preparation on sand liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol.103, GT2, p. 91-108.

- Naej M., Naej M. R., Salehi J. & Rahimi R. (2017)**, Hydraulic conductivity prediction based on grain-size distribution using M5 model tree, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 12, No. 2, p. 107-114.
- Oda M. (1972a)**, Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material, *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 1, p. 17–36.
- Oda M. (1972b)**, The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2, p. 1–18.
- Odong J. (2007)**, Evaluation of Empirical Formulae for Determination of Hydraulic Conductivity based on Grain-Size Analysis, *Journal of American Science*, Vol. 3, No. 3, p. 54-60.
- Olson R. E. and Daniel D. E. (1981)**, “Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained soils,” *Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP 746*, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 18-64.
- Otani J., Kikuchi Y., Mukunoki T. and Yamagata N. (2001)**, Evaluation of hydraulic property of light weight soil with air foams, Proc. of the International Workshop on lightweight Geo-Materials, pp. 159–164.
- Otani J., Mukunoki T. and Kikuchi Y. (2002)**, Visualization for engineering property of in-situ light weight soils with air foams, *Soils & Foundations the Japanese Geotechnical Society*, 42 (3): 93–105.
- Otani J., Mukunoki T. and Obara Y. (2000)**, Application of X-ray CT method for characterization of failure in soils, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, p. 111–118.
- Otani J. & Obara Y. (2004)**, X-ray CT for Geomaterials: Soils, Concrete, Rocks. A.A. Balkema, a member of Swets & Zeitlinger Publishers, The Netherlands.
- Pedro L. S. (2004)**, De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 294 p.
- Peyton R. L., Haeffner B. A., Anderson S. H., and Gantzer C. J. (1992)**, Applying X-ray CT to measure macropore diameters in undisturbed soil cores, *Geoderma*, 53: 329–340.
- Plumelle C. (2002)**, B6/chapitre6 (version du 28/10/02), Cnam-Paris-Géotechnique.
- Poulos S. J. (1981)**, The steady state of deformation, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- Poulos S. J., Castro G. et France J. W. (1985)**, Liquefaction evaluation procedure, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 111, N°6, pp. 772-792.
- Ren J., Shen Z., Yang J., Zhao J. & Yin J. (2014)**, Effects of Temperature and Dry Density on Hydraulic Conductivity of Silty Clay under Infiltration of Low-Temperature Water, *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol.39, No.1, pp. 461–466.

- Richa B. (1992)**, Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par géotextiles, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble 1, Grenoble, France.
- Rosas J., Jadoon K. Z. and Missimer T. M. (2015)**, New empirical relationship between grain size distribution and hydraulic conductivity for ephemeral streambed sediments, *Environmental Earth Sciences*, Vol. 73, No. 3, pp. 1303-1315.
- Roscoe K. H., Schofield A. N. et Wroth C. P. (1958)**, On the yielding of soils, *Géotechnique*, Vol. 8, N° 1, pp. 22-53.
- Saitta A. (1994)**, Modélisation Elastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 231 p.
- Sathees T. (2006)**, "Saturated hydraulic conductivity of poorly graded sands with nonplastic silt using a flexible wall permeameter." MS thesis, New Mexico State Univ., Las Cruces, N.M.
- Schofield A. N. et Wroth C. P. (1968)**, Critical state soil mechanics, McGraw-Hill, London.
- Sedik R. (2011)**, Caractérisation de la perméabilité des matériaux à l'écrasement, Mémoire de Magister de L'UMMTO, Tizi-Ouzou, Algérie, 158 p.
- Seed R. B. and Harder L. F. (1990)**, SPT based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, Proceedings, Memorial Symposium of H. B. Seed, Vol. 2, pp. 351-376.
- Seed H. B., Idriss I. M., Lee K. L. & Makdisi F. I. (1975)**, Dynamic Analysis of the Slide in the Lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9 1971, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, GT 9, Pg. 889-911.
- Seed H. B., Mitchell J. K. and Chan C. K. (1960)**, The Strength of compacted cohesive soils, ASCE Research conference on shear strength of cohesive soils, Boulder, Colorado, pp. 877-964.
- Seed H. B. & Peacock W. H. (1971)**, Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, SM 8, p. 1099-1119.
- Seif El Dine B. (2007)**, Etude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 197 p.
- Shen C.K., Vrymoed J.L., Uyeno C.K. (1997)**, The effects of fines on liquefaction of sands, in: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mech. and Foundation Eng., Tokyo, Japan, vol. 2, pp. 381-385.
- Sidaner J. F. (1981)**, Comportement cyclique et transitoire des milieux pulvérulents, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Slichter C. S. (1899)**, Theoretical investigation of the motion of ground waters. US Geological Survey, 19th Annual Report, Part 2, p 322.

- Sri Ranjan R. and Karthigesu T. (1996)**, A capillary flow meter for measuring the hydraulic conductivity of clay under low gradients, *Can. Geotech. J.*, Vol. 33, No. 3, pp. 504-509.
- Sugawara K., Kojima R., Obara Y., Sato A. and Shimada H. (1998)**, Crack opening analysis by means of the X-rays CT, *Journal of the Mining and Materials Processing Institute of Japan*, 114 (12): 881–887 (in Japanese).
- Sze H. Y. & Yang J. (2014)**, Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 140, No 1, p. 152-169.
- Tacnet J.-M., Gotteland P. (1998)**, Amélioration de la connaissance des caractéristiques géotechniques des sols grossiers (Application aux sols de torrent), Rapport (1^{ère} phase 1996-1997), Cemagref - Lirigm.
- Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S. and Okamoto M. (1986)**, Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods, *Soils and Foundations*, 26(3):23–41.
- Taylor D. W. (1948)**, *Fundamentals of Soil Mechanics*. Chapman & Hall, London.
- Tchouani Nana J. M. (1999), M.a.J. par Callaud M. (2004)**, Cours de Mécanique des sols, Tome I: Propriétés des sols, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Groupe EIER-ETSHER, 137 p.
- Terzaghi C. (1925)**, Principles of soil mechanics. Eng. News-Record. vol. 95, p. 832.
- Thevanayagam S. (2000)**, Liquefaction of silty soils—considerations for screening and retrofit strategies. In: Loh C, Kawashima K, Buckle I (eds) Proceedings 2nd International workshop on mitigation of seismic effects on transportation structures. National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, p 314.
- Thomson P. R. and Wong R. C. K. (2008)**, Specimen nonuniformities in water-pluviated and moist-tamped sands under undrained triaxial compression and extension, *Canadian Geotechnical Journal*, 45(7): 939–956.
- Tint K. S., Kim Y. S., Seo I. S. and Kim D. M. (2007)**, Shear Behaviour of Overconsolidated Nakdong River Sandy Silt, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 11, No. 5, pp. 233-241.
- Touati A. (1982)**, Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes, Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201 p.
- Troncoso J. H. & Verdugo R. (1985)**, Silt content and dynamic behaviour of tailing sands, in: Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, USA, pp. 1311–1314.
- Vachaud G., Gaudet J. P. and Kuraz V. (1974)**, Air and water flow during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil, *Journal of Hydrology*, Vol. 22, No. 1-2, p. 89-108.

- Vaid Y. P. (1994)**, Liquefaction of silty soils, Ground failures under seismic conditions, Geotechnical Special Publication, N° 44 , ASCE, New York, p. 1-16.
- Vaid Y. P. & Negussey D. (1984)**, Relative Density of Pluviated sand samples, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 101-105.
- Vaid Y. P. and Sasitharan S. (1992)**, The strength and dilatancy of sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3): 522-526.
- Vaid Y. P. and Sivathayalan S. (1996)**, Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2), 281-289.
- Vaid Y. P., Sivathayalan S. & Stedman D. (1999)**, Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22, No. 3, pp.187-195.
- Verdugo R. (1992)**, Characterization of sandy soil behavior under large deformation, Phd thesis, University of Tokyo.
- Vienken T. and Dietrich P. (2011)**, Field evaluation of methods for determining hydraulic conductivity from grain size data, *Journal of Hydrology*, Vol. 400, No. 1-2, p. 58-71.
- Vlassenbroeck J., Dierick M., Masschaele B., Cnudde V., Van Hoorebeke L., Jacobs P. (2007)**, Software tools for quantification of X-ray microtomography at the UGCT, *Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment*, 580(1), 442-445.
- Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Poblete M. (2005)**, Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance, *Soil Dynamics and earthquake engineering*, Vol. 25, No.12, pp. 923-932.
- Wong R. C. K. and Wibowo R. (2000)**, Tomographic Evaluation of Air and Water Flow Patterns in Soil Column, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 23, No. 4: 413-422.
- Wood F. M., Yamamuro J. A. and Lade P. V. (2008)**, Effect of depositional method on the undrained response of silty sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 45(11), p. 1525-1537.
- Yamamuro J. A., Wood F. M., and Lade P. V. (2008)**, Effect of depositional method on the microstructure of silty sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 45(11), p. 1538-1555.
- Yoshimi Y. Tanaka K. & Tokimatsu K. (1989)**, Liquefaction resistance of a partially saturated sand, *Soils and foundations*, Vol. 29, No. 3, p.157-162.
- Yoshimine M. et Ishihara K. (1998)**, Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, 189-198.
- Zeng Y., Gantzer C. J., Peyton R. L. and Anderson S. H. (1996)**, Fractal Dimension and Lacunarity of Bulk Density Determined with X-ray Computed Tomography, *Soil Science Society of America Journal*, 60: 1718-1724.
- Zlatovic S. & Ishihara K. (1997)**, Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, p. 47-56.

Zou Y. (1996), A non-linear permeability relation depending on the activation energy of pore liquid, *Géotechnique*, Vol. 46, No. 4, pp. 769-774.