

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

MAHMOUDI Youcef

Sujet de la thèse :

ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS SURCONSOLIDES : INFLUENCE DE LA STRUCTURE INITIALE

Soutenue le 23 avril 2017 devant le jury composé de :

NECHNECH Ammar	Professeur	USTHB - Alger	Président
BELKHATIR Mostefa	M C "A"	UHB Chlef	Directeur de thèse
ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Co-Directeur de thèse
ABOUBEKR Nabil	Professeur	U. Tlemcen	Examinateur
HARICHANE Khélifa	M C "A"	UHB Chlef	Examinateur
DJAFAR HENNI Ahmed	M C "A"	UHB Chlef	Examinateur

Avant-Propos

Ce travail a été effectué au Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef (une partie des essais sur les caractéristiques physiques) en collaboration avec le Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil à l'Université de Bochum en Allemagne (une autre partie concerne les essais triaxiaux du sable de Chlef). Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier :

A mon directeur de thèse le docteur Belkhatir Mostéfa maitre de conférence classe A à l'université de Hssiba Ben Bouali qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses. Je suis très heureux de pouvoir lui exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements pour m'avoir guidé par ses précieux conseils et pour l'estime qu'il m'a accordé.

Au Professeur Ahmed Arab qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-encadrer cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans les moments difficiles de ce travail.

Au Professeur Tom Schanz, qui m'a bien accueilli dans son laboratoire au cours de mes différents séjours (2014, 2015 et 2016), en m'apportant assistance et encouragement et les techniciens Mr. Werner Müller, Mr. Achim Blastisko et Mr. Bernard Sperl du Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil de l'Université de Bochum en Allemagne.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au Pr. Nechnech Amar pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à Monsieur Aboubekr Nabil, Professeur à l'université de tlemcen, Monsieur Harichane Khélifa, Maitre de conférences à l'université de Chlef et Monsieur Djafar Henni Ahmed, Maitre de conférences à l'université de Chlef, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

A tous mes collègues d'option structures et géotechnique (A.Cherif Taiba, I.Benssaleh, A.Flitti, H.Bouzid et F.Bouziadi, M. Chemam, enseignant au centre universitaire de Relizane, Madame : L. Hazout, doctorante à l'université de Blida) pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

DEDICACES

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

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours entouré de leur affection, mes frères et ma sœur.

A mon directeur de thèse Dr. M. Belkhatir pour son encouragements. J'apprécie grandement sa méthode de travail et la liberté qu' il m'a accordé au cours de la préparation et l'organisation de ce travail de recherche.

SOMMAIRE :

Résumé.....	I
Abstract.....	II
Résumé en Arabe.....	III
Notations.....	IV
Introduction générale.....	1

CHAPITRE 1 : ÉLÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

1.1. Introduction.....	5
2.2. Essais triaxiaux.....	6
a) L'essai triaxial classique.....	7
b) Le triaxial vrai.....	8
c) Le cylindre creux en torsion.....	8
1.3. Comportement mécanique des sables.....	10
1.3.1. Principaux concepts rhéologiques des matériaux granulaires.....	10
1.3.1.1. Etat Critique.....	10
1.3.1.2. Notions de contractance et dilatance.....	10
1.3.1.3. Etat caractéristique.....	11
1.3.2. Comportement des sables sous chargement monotone.....	12
1.3.2.1. Le comportement drainé.....	12
1.3.2.2. Comportement non drainé.....	13
1.3.3. Comportement mécanique des sables sous sollicitation cyclique.....	15
1.3.3.2. En condition drainée.....	16
1.3.3.2. En condition non drainée.....	16
1.4. Comportement mécanique des sables surconsolidés.....	17
1.4.1. La consolidation.....	17
1.4.2. Le rapport de surconsolidation.....	17
1.4.3. Influence de surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols.....	22
1.4.3.1. Influence de la surconsolidation sur la résistance cyclique non drainée.....	22
1.4.3.2. Influence de la surconsolidation sur la résistance monotone non drainée.....	25
a) Surconsolidation isotrope.....	25
b) Surconsolidation anisotrope.....	27
1 .5. Les méthodes de déposition et leur influence sur la liquéfaction.....	29
1 .5.1. Les méthodes de déposition.....	29
1.5.1.1. Pluviation à sec (PS).....	29
1 .5.1.2. Sédimentation (WS).....	30

1 .5.1.3. Damage humide (DH).....	31
1 .5.1.4. Le dépôt de barbotine.....	32
1 .5.1.5. Méthode de sous compaction humide.....	32
1.5.2. Influence du mode de déposition.....	34
1.6. Influence de quelques paramètres sur le comportement mécanique.....	37
1.6.1. Influence de la densité relative initiale	38
1.6.2. Influence de la pression de confinement.....	41
1.6.3. Influence de la présence des fines.....	43
1.6.4. Influence de la saturation.....	44
1.6.5. Influence de l'indice de plasticité.....	46
1.6.6. Influence des différents indices des vides.....	47
1.6.7. Influence de la granulométrie.....	48
1.7 Conclusion.....	49

CHAPITRE 2 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

2.1. Introduction.....	51
2.2. Présentation d'un essai triaxial.....	51
2.2.1. Principe de l'essai.....	51
2.2.2. Types d'essais triaxiaux	53
2.3. Eléments constitutifs du dispositif expérimental.....	53
2.3.1. Cellule triaxiale.....	54
2.3.2. Contre pression d'eau interstitielle.....	55
2.3.3. Capteurs de déplacement et de force.....	55
2.3.4. Mesure des paramètres de l'essai.....	55
2.4. Mode opératoire.....	56
2.4.1. Préparation d'échantillons.....	56
a) Pluviation à sec.....	56
b) Damage humide.....	57
2.4.2. Calcul de la masse d'échantillon.....	57
2.4.3. Montage des éprouvettes dans la cellule.....	58
2.4.4. Saturation de l'échantillon.....	58
2.4.5. Consolidation.....	59
2.4.6. Cisaillement.....	59
2.4.7. Démontage d'échantillon.....	60
2.5. Matériaux utilisés.....	60
2.6. Essai de répétabilité.....	64
2.7. Conclusion.....	65

CHAPITRE 3: INFUENCE DE LA SURCONSOLIDATION SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES MELANGES SABLE-LIMON SATURES EN CONDITION NON DRAINEE

3.1. Introduction.....	67
3.2. Résultats des essais réalisés.....	68
3.2.1 Pluviation à sec (PS).....	68
3.2.1.1. Pression de confinement, $p'_c=100$ kPa.....	68
3.2.1.2. Pression de confinement, $p'_c=200$ kPa.....	71
3.2.1.3. Pression de confinement, $p'_c=300$ kPa.....	75
3.2.2. Damage humide (DH).....	78
3.2.2.1. Pression de confinement, $p'_c=100$ kPa.....	78
3.2.2.2. Pression de confinement, $p'_c=200$ kPa.....	82
3.2.2.3. Pression de confinement, $p'_c=300$ kPa.....	85
3.3. Influence du rapport de surconsolidation sur la réponse non drainée du mélange sable- limon.....	88
3.3.1. Résistance au cisaillement maximale.....	88
3.3.2. Pression interstitielle maximale.....	90
3.3.3. La différence de résistance au cisaillement non drainée maximale.....	91
3.3.4. Effet de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée normalisée (q_{max} / P'_c).....	93
3.4. Relation entre la surconsolidation et normalement consolidation sur la réponse non drainée.....	94
3.4.1. En terme de la résistance au cisaillement maximale.....	94
3.4.2. En terme de la pression interstitielle maximale.....	95
3.5. Effet de l'indice des vides sur la pression interstitielle des mélanges sable-limon surconsolidés.....	96
3.5.1. L'indice des vides global.....	96
3.5.2. L'indice des vides intergranulaire.....	97
3.6. Conclusion.....	98

CHAPITRE 4: INFLUENCE DE LA STRUCTURE INITIALE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE NON DRAINEE DES MELANGES SABLE- LIMON SURCONSOLIDÉS EN CONDITION NON DRAINEE

4.1. Introduction.....	101
4.2. Résultats des essais réalisés.....	102
4.2.1 Sable propre (Fc=0%).....	102
4.2.2 Mélange sable-limon (Fc=20%).....	105
4.2.3 Mélange sable-limon (Fc=40%).....	109
4.3. Influence de la structure initiale sur la réponse non drainée maximale des mélanges sable-limon surconsolidés.....	113
4.3.1. Résistance au cisaillement maximale.....	113
4.3.2. Pression interstitielle maximale.....	115
4.3.3. Relation entre les deux méthodes de préparation pluviation à sec et le damage humide.....	117
4.3.3.1. En terme de résistance au cisaillement maximale.....	117
4.3.3.2. En terme de pression interstitielle maximale.....	118
4.4. Influence de la structure initiale sur l'instabilité non drainée des sables limoneux surconsolidés.....	119
4.4.1. Influence de la structure initiale sur la ligne l'instabilité des sables limoneux surconsolidés.....	120
4.4.2. Influence de la structure initiale sur l'angle de frottement d'instabilité des sables limoneux surconsolidés.....	121
4.4.3. Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité des mélanges sable limoneux surconsolidés.....	123
4.4.4. Relation entre les méthodes de déposition en termes de l'angle de frottement d'instabilité.....	125
4.5. Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement résiduelle.....	126
4.6. Influence de la structure initiale sur indice des vides de après consolidation.....	129
4.7. Conclusion.....	131

CHAPITRE 5: INFLUENCE DE QUELQUES PARAMÈTRES SUR LA RÉPONSE MÉCANIQUE NON DRAINÉE DES SOLS SURCONSOLIDÉS

5.1. Introduction.....	134
5.2. Effet de la teneur en fines peu plastiques.....	134
5.2.1. Résultats des essais réalisés.....	135
5.2.1.1. Echantillons préparés par pluviation à sec.....	135
5.2.1.2. Echantillons préparés par damage humide.....	139
5.2.2. Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée maximale.....	144
5.2.2.1. Résistance au cisaillement maximale.....	144
5.2.2.2. Pression interstitielle maximale.....	146
5.2.3. Indice des vides équivalent	147
5.2.3.1. Facteur b et la teneur en fines seuil $F_{c\ thre}$	148
5.2.3.2. Effet de la fraction des fines et la méthode de préparation sur l'indice des vides équivalent	149
5.2.4. Paramètre d'état et paramètre d'état équivalent	150
5.2.4.1. Effets de la fraction des fines et la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement en utilisant le concept du paramètre d'état	151
5.2.4.2. Effet de la fraction des fines et la méthode de préparation sur le paramètre d'état équivalent.....	152
5.3. Effet de la densité relative initiale.....	153
5.3.1. Résultats des essais réalisés.....	154
5.3.1.1. Echantillons préparés par pluviation à sec.....	154
5.3.1.2. Echantillons préparés par damage humide.....	157
5.3.2. Influence de la densité relative sur l'indice des vides après consolidation.....	161
5.3.3. Influence de la densité relative sur la résistance au cisaillement résiduelle.....	162
5.4. Effet de la pression de confinement initiale.....	163
5.4.1. Résultats des essais réalisés.....	164
5.4.1.1. Echantillons préparés par pluviation à sec.....	164
5.4.1.2. Echantillons préparés par damage humide.....	169
5.4.2. Effet de la pression de confinement initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité.....	173
5.5. Conclusion.....	175
Conclusion générale et perspectives.....	177
Références bibliographiques.....	180

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2

Tableau 2.1: Propriétés physiques des mélanges sable-limon de Chlef.....	62
--	----

CHAPITRE 3

Tableau 3.1 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.1).....	89
---	----

Tableau 3.2 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.2).....	91
---	----

Tableau 3.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.5).....	95
---	----

CHAPITRE 4

Tableau 4.1: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.1).....	114
--	-----

Tableau 4.2: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.2).....	116
--	-----

Tableau 4.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.3).....	117
---	-----

Tableau 4.4 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.4).....	122
---	-----

Tableau 4.5 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.5).....	124
---	-----

Tableau 4.6 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.9).....	129
---	-----

Tableau 4.7: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.10).....	130
---	-----

CHAPITRE 5

Tableau 5.1 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.1).....	145
---	-----

Tableau 5.2 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.2).....	147
---	-----

Tableau 5.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.10).....	162
--	-----

Tableau 5.4: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.11).....	174
---	-----

LISTE DE FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1.1: Exemples de désordres causes par le phénomène de liquéfaction dans la littérature.....	6
Figure 1.2 : Schémas de principe : (a) triaxial classique (b) triaxial vrai (c) cylindre creux en torsion.....	9
Figure 1.3 : Résultats typiques à l'appareil triaxiale classique.....	9
Figure 1.4 : Exemples de trajet de charge au triaxial.....	9
Figure 1.5 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al.,1958).....	10
Figure 1.6: Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non drainé.....	11
Figure 1.7 : Etat caractéristique (Luong 1978).....	12
Figure 1.8: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee., 1965).....	13
Figure 1.9 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande., 1975).....	14
Figure 1.10: Comportement non drainé des sables (Seed 1967).....	14
Figure 1.11 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong., 1978).....	15
Figure 1.12 : Différents phénomènes cycliques observables dans les sables.....	16
Figure 1.13 : Comportements cycliques drainés des sables (Luong, 1980).....	16
Figure 1.14 : Comportement du sable en condition non drainée (Luong 1980).....	17
Figure 1.15 : Définition de la surconsolidation sous conditions K_0 (Ishihara et Takatsu., 1979).....	18
Figure 1.16 : Réponse drainée du sable propre d'Oued Chlef ($P'_c = 100$ kPa, $e = 0.694$) a-Déviateur – déformation axiale (%), b-Déformation volumique –déformation axiale (%) (Djafar Henni et al., 2011).....	19
Figure 1.17 : Réponse drainée mélange à 40% fines ($P'_c = 100$ kPa, $e = 0.605$) a-Déviateur – déformation axiale (%), b-Déformation volumique – déformation axiale (%) (Djafar Henni et al., 2011).....	20
Figure 1.18: Réponse non drainée du sable propre d'Oued Chlef ($P'_c = 100$ kPa, $e = 0.694$) a -déviateur-déformation axiale b-pression interstitielle-déformation axiale. (Djafar Henni et al., 2011).....	20
Figure 1.19: Réponse non drainée (40% de limon) ($P'_c = 100$ kPa, $e = 0.605$) a-déviateur-déformation axiale b-pression interstitielle-déformation axiale. (Djafar Henni et al., 2011).....	21
Figure 1.20: Variation de l'angle de Frottement interne ϕ' en fonction des fines en condition non drainé. (Djafar Henni et al., 2011).....	21
Figure 1.21 : Relation entre la résistance cyclique et le rapport de surconsolidation OCR (Ishihara et Takatsu, 1979).....	22
Figure 1.22 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.,1978).....	23
Figure 1.23 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra., 2000).....	23
Figure 1.24 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable Rass ($F_c = 10\%$, $q_m = 40$ kPa, $D_r = 65\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) (Arab et Belkhatir., 2012).....	24
Figure 1.25: Influence de la surconsolidation sur la liquéfaction potentielle du sable Rass ($F_c = 10\%$) (Arab et Belkhatir., 2012).....	25

Figure 1.26 : Comparaison des chemins de contraintes effectives de deux essais normalement consolidé et surconsolidé (Di Prisco et al., 1995).....	26
Figure 1.27: Effets induits par la surconsolidation isotrope sur le comportement non drainé (Gajo et Piffer., 1999).....	26
Figure 1.28 : Résultats du comportement mécanique non drainé du mélange sable-limon de rivière de Nakdong (Khin Swe Tint et al., 2007).....	27
Figure 1. 29: Influence de la surconsolidation anisotrope sur le comportement non drainé (Di Prisco et al., 1995).....	28
Figure 1.30 : Effet d'une surconsolidation anisotrope sur le comportement non drainé (Zdravkovic et Jardine 2000).....	28
Figure 1.31 : Méthode de préparation des échantillons par pluviation à sec (PS).....	30
Figure 1.32 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW).....	31
Figure 1.33 : Répartition verticale de la densité relative d'échantillons préparés par compactage humide (Castro, 1969).....	33
Figure 1.34 : Préparation par sous compaction.....	34
Figure 1.35 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al.,1977).....	35
Figure 1.36 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (a) diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines. (b) diminution de la résistance puis ré-augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines. (Zlatovic et Ishihara., 1995).....	35
Figure 1.37 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables (Vaid et al., 1999).....	36
Figure 1.38 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004).....	36
Figure I.39: Influence de la méthode de déposition sur la réponse non drainée du sol de Chlef (Della et al., 2011a).....	37
Figure 1.40: Influence de la méthode de déposition sur la réponse cyclique non drainée du sol de Toyoura (a) $D_r=20\%$, (b) $D_r=50\%$ (Sze et al., 2014).....	37
Figure 1.41: Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986b).....	38
Figure 1.42 : Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro., 1969).....	39
Figure 1.43 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction du sable d'Hostun Rf a) Sur le potentiel de liquéfaction, b) sur la résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010).....	40
Figure 1.44 : Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass : a) Courbe de potentiel de liquéfaction b) Résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010).....	40
Figure 1.45 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour., 2010).....	40
Figure 1.46 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun RF) (Arab et Shahrour., 2010)	41
Figure 1.47: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan., 1995).....	41
Figure 1. 48 : Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al., 2011a).....	42

Figure 1. 49 : Effet de la pression de consolidation sur le comportement non drainé du sable de Toyoura (Yoshimine, Ishihara, 1998).....	42
Figure 1.50 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009).....	44
Figure 1 .51 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon ($P'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009).....	44
Figure 1.52 : Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab., 2009).....	44
Figure 1.53 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al., 1978).....	45
Figure 1.54 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984).....	45
Figure 1.55 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et al., 1980).....	46
Figure 1.56 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).....	46
Figure 1.57 : Variation de l'indice des vides intergranulaire avec la teneur en fines et densité relative (Belkhatir et al., 2010).....	47
Figure 1.58 : Variation de l'indice des vides global en fonction de l'indice des vides intergranulaire (Belkhatir et al., 2011).....	48
Figure 1.59 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Pecker, 1984).....	48

CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Appareil triaxial.....	52
Figure 2.2: Etat de contraintes dans l'échantillon à l'appareil triaxial.....	52
Figure 2.3 : Schémas de la cellule triaxiale utilisée.....	54
Figure 2.4: Detail de cellule triaxiale.....	54
Figure 2.5: Préparation par pluviation à sec.....	56
Figure 2.6: Préparation par damage humide.....	57
Figure 2.7: Les échantillons après cisaillement pour les deux méthodes de préparation utilisées	
(a) Echantillon préparé par pluviation à sec ($e = 0.668$, $F_c=0\%$, $P'_c=100$ kPa, $\epsilon_{max} = 23\%$)	
(b) Echantillon préparé par damage humide ($e = 0.708$, $F_c=0\%$, $P'_c=100$ kPa, $\epsilon_{max} = 2\%$).....	60
Figure 2.8: Vue microscopique du sable de Chlef.....	61
Figure 2.9: Vue microscopique de limon de Chlef.....	61
Figure 2.10: Courbes granulométriques des mélanges sable-limon.....	62
Figure 2.11: Variation d'indice des vides avec la teneur en fines.....	63
Figure 2.12 : Relation entre les indices des vides maximal et minimal.....	64
Figure 2.13: Essais de répétabilité sur le sable de Chlef (OCR=1, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)	
(a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	65

Figure 2.14: Essais de répétabilité sur le sable de Chlef ($OCR=8$, $Dr=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....65

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....69

Figure 3.2 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....70

Figure 3.3 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....71

Figure 3.4 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 200$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....73

Figure 3.5 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 200$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....74

Figure 3.6 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 200$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....75

Figure 3.7 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 300$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....76

Figure 3.8 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 300$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....77

Figure 3.9 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 300$ kPa, $Dr = 52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....78

Figure 3.10 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....80

Figure 3.11 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....81

Figure 3.12 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....82

Figure 3.13 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	83
Figure 3.14 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	84
Figure 3.15 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	85
Figure 3.16 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	86
Figure 3.17 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	87
Figure 3.18 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	88
Figure 3.19 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport de surconsolidation du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$) (a) - Pluviation à sec, (b) - Damage humide.....	90
Figure 3.20 : Pression interstitielle maximale en fonction du rapport de surconsolidation du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$) (a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide.....	91
Figure 3.21 : Différence de résistance au cisaillement en fonction du rapport de surconsolidation des mélanges sable-limon ($D_r = 52\%$) (a) - $P'_c = 100$ kPa, (b) - $P'_c = 200$ kPa.....	92
Figure 3.22 : Résistance au cisaillement non drainée normalisée des mélanges sable-limon ($D_r = 52\%$) (a) - $q_{max}/P'_c = f(F_c)$ (b) - $q_{max}/P'_c = f(F_c/OCR)$	93
Figure 3.23 : Résistance au cisaillement maximale surconsolidée en fonction de la résistance au cisaillement maximale normalement consolidée des mélanges sable-limon ($D_r = 52\%$) (a) - $P'_c = 100$ kPa, (b) - $P'_c = 200$ kPa.....	95
Figure 3.24 : Pression interstitielle surconsolidée en fonction de la pression interstitielle normalement consolidée des mélanges sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$) (a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide.....	96
Figure 3.25 : Pression interstitielle en fonction de l'indice des vides global (a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide.....	97
Figure 3.26 : Pression interstitielle en fonction de l'indice des vides intergranulaire (a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide.....	98

CHAPITRE 4

Figure 4.1: Effet de structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	103
Figure 4.2: Effet de structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	104

Figure 4.3 : Effet de structure initiale sur le chemin de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	105
Figure 4.4:Effet de structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	107
Figure 4.5:Effet de structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	108
Figure 4.6:Effet de structure initiale sur le chemin de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	109
Figure 4.7:Effet de structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	111
Figure 4.8: Effet de structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8.....	112
Figure 4.9:Effet de structure initiale sur le chemin de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c=100$ kPa) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	113
Figure 4.10: Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement maximale ($P'_c =100$ kPa, $D_r=52\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	115
Figure 4.11: Influence de la structure initiale sur la pression interstitielle maximale ($P'_c =100$ kPa, $D_r=52\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	116
Figure 4.12 : Résistance au cisaillement maximale (PS) en fonction de la résistance au cisaillement maximale (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$).....	118
Figure 4.13 : Pression interstitielle maximale (PS) en fonction de la pression interstitielle maximale (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$).....	119
Figure 4.14 : Détermination de la ligne d'instabilité (Yamamuro etLade1997).....	120
Figure 4.15 : Lignes d'instabilité des mélanges sable-limon ($P'_c =100$ kPa, $D_r=18\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	121
Figure 4.16 : Influence de la structure initiale sur l'angle de frottement d'instabilité des mélanges sable-limon ($P'_c =100$ kPa, $D_r=18\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	123
Figure 4.17 : Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité des mélanges sable limon ($P'_c =100$ kPa, $D_r=18\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	125
Figure 4.18 : Angle de frottement d'instabilité (PS) en fonction de l'angle de frottement d'instabilité (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 18\%$).....	126
Figure 4.19 : Influence de la structure initiale sur la résistance résiduelle du mélange sable-limon ($P'_c =100$ kPa, $D_r=18\%$) (a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$	128
Figure 4.20 : Résistance résiduelle (PS) en fonction de la résistance résiduelle(DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 18\%$).....	129
Figure 4.21 : Influence de la structure initiale sur l'indice des vides après consolidation ($P'_c =100$ kPa) (a) - $D_r=18\%$, (b) - $D_r=52\%$	130
Figure 4.22 : Indice des vides après consolidation (PS) en fonction de l'indice des vides après consolidation (DH) du sable propre ($P'_c = 100$ kPa).....	131

CHAPITRE 5

Figure 5.1 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=1, Dr=52%, P' _c =100 kPa, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	136
Figure 5.2 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=2, Dr=52%, P' _c =100 kPa, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	137
Figure 5.3: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=4, Dr=52%, P' _c =100 kPa, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	138
Figure 5.4: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=8, Dr=52%, P' _c =100 kPa, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	139
Figure 5.5: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=1, Dr=52%, P' _c =100 kPa, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	141
Figure 5.6: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=2, Dr=52%, P' _c =100 kPa, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	142
Figure 5.7: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=4, Dr=52%, P' _c =100 kPa, DH) (a) Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	143
Figure 5.8: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=8, Dr=52%, P' _c =100 kPa, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	144
Figure 5.9 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines (P' _c =100kPa, Dr=52%) (a) - PS, (b) – DH.....	146
Figure 5.10 : Pression interstitielle maximale en fonction de la teneur en fines (P' _c =100kPa, Dr=52%) (a) - PS, (b) – DH.....	147
Figure 5.11: Indice des vides en fonction de la pression moyenne effective (plan e* -lnp') (a) PS, (b) DH.....	150
Figure 5.12 : Définition du paramètre d'état (Been and Jefferies 1985)	151
Figure 5.13 : Définition du paramètre d'état équivalent (Rahman et al 2014).....	151
Figure 5.14 : Résistance a d'état critique normalisée en fonction du paramètre d'état (a) PS, (b) DH.....	152
Figure 5.15: Résistance a d'état critique normalisée en fonction du paramètre d'état équivalent (a) PS, (b) DH.....	153
Figure 5.16: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable de Chlef (P' _c =100 kPa, PS) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	155
Figure 5.17: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable de Chlef (P' _c =100 kPa, PS) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	156

Figure 5.18 : Effet de la densité relative initiale sur chemin de contrainte du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, PS) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	157
Figure 5.19: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, DH) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	159
Figure 5.20: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, DH) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	160
Figure 5.21: Effet de la densité relative initiale sur chemin de contrainte du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, DH) (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8.....	161
Figure 5.22: Indice des vides après consolidation en fonction de la densité relative initiale a) PS, b) DH.....	162
Figure 5.23: Résistance au cisaillement Résiduelle en fonction de la densité relative initiale (a)– PS, (b)- DH.....	163
Figure 5.24: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, OCR=1, $D_r=52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	166
Figure 5.25 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=40\%$, OCR=1, $D_r=52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	167
Figure 5.26: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, OCR=2, $D_r=52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	168
Figure 5.27: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=40\%$, OCR=2, $D_r=52\%$, PS) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	169
Figure 5.28: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, OCR=1, $D_r=52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	171
Figure 5.29 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=40\%$, OCR=1, $D_r=52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	171
Figure 5.30: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, OCR=2, $D_r=52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	172
Figure 5.31 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, OCR=1, $D_r=52\%$, DH) (a) - Evolution du déviateur de contrainte (b) - Evolution de la pression interstitielle (c) - Chemin de contrainte.....	173
Figure 5.32 : Résistance au cisaillement d'instabilité en fonction de l'angle de frottement d'instabilité ($D_r = 52\%$) (a) - OCR=1, PS (b)- OCR=2, PS (c) - OCR=1, DH (d) - OCR=2, DH.....	175

RESUME: L'analyse de la stabilité des dépôts de sols susceptibles de se liquéfier en utilisant les caractéristiques de résistance au cisaillement non drainée des sols sableux est devenu un défi majeur dans le domaine de la géotechnique sismique. L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier l'effet combiné de la méthode de préparation des échantillons en laboratoire tels que (pluviation à sec et le damage humide) et le rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur la résistance au cisaillement non drainée avec trois densités relatives initiales ($Dr = 18\%, 52\%$ et 88%) des mélanges de sable et limon sous chargement monotone. A cet effet, un programme expérimental a été réalisé sur des échantillons de mélange sable limon reconstitués en laboratoire ayant une teneur en fines variant de 0% à 40% . Trois pressions de confinement ont été considérées (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) pour l'ensemble des essais. Les résultats obtenus montrent que le rapport de surconsolidation (OCR) et la densité relative initiale (Dr) augmentent la dilatance des échantillons normalement consolidés et surconsolidés pour les deux techniques de reconstitution considérées. En outre, la résistance au cisaillement non drainée diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec (DFP) alors que la tendance inverse a été observée pour le cas des échantillons reconstitués avec la technique de damage humide (WD) pour l'intervalle des rapports de surconsolidation considéré ($1 \leq OCR \leq 8$). De plus, les résultats des essais indiquent que pour les deux méthodes de préparation, la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) et que les échantillons de mélange sable et limon reconstitués par la technique de damage humide ont été plus vulnérables à la liquéfaction que ceux préparés par la méthode de pluviation à sec pour les différentes valeurs de la densité relative initiale ($18\% \leq Dr \leq 88\%$) et les faibles valeurs de rapport de surconsolidation inférieurs ($1 \leq OCR \leq 4$). L'utilisation de l'indice des vides équivalent (e^*) et paramètre d'état équivalent (ψ^*) apparaissent comme paramètres pertinents pour la prédiction de la résistance au cisaillement non-drainée des différents échantillons de sables limoneux surconsolidés reconstitués par les deux techniques de préparation (pluviation à sec et damage humide).

Mots-clés: rapport de surconsolidation, sable limoneux, teneur en fines, liquéfaction, pluviation à sec, damage humide

ABSTRACT: Liquefaction stability analysis using the undrained shear strength characteristics of sandy soils that are prone to liquefaction becomes a major challenge in Geotechnical Earthquake Engineering. The objective of this laboratory research work is to study the combined effect of the sample reconstitution (dry funnel pluviation and wet deposition) and overconsolidation ratio (OCR=1, 2, 4 and 8) on the undrained shear strength with three initial relative densities ($D_r = 18\%$, 52% and 88%) of sand-silt mixtures under undrained monotonic loading conditions. For this purpose, a series of triaxial tests were carried out on reconstituted saturated silty sand samples with fines content ranging from 0% to 40%. Three confining pressures were used (100 kPa, 200kPa and 300kPa) in all tests. The overconsolidation (OCR) and initial relative density (D_r) increase the dilativeness of the normally consolidated and overconsolidated sandy samples for the two sample reconstitution techniques. In addition, the undrained shear strength decreases with the increase of fines content for dry funnel pluviation (DFP) and the inverse tendency was observed in the case of wet deposition (WD) for the range of the overconsolidation ratio under consideration ($1 \leq OCR \leq 8$). Moreover, the test results indicate also that for the two depositional methods, the excess pore water pressure decreases with the increase of the overconsolidation ratio (OCR) and the wet deposited sandy samples were more vulnerable to liquefaction resistance than dry funnel pluviated sandy samples for the range of the initial relative density ($18\% \leq D_r \leq 88\%$) and lower overconsolidation ratios ($1 \leq OCR \leq 4$). The concept of the equivalent void ratio (e^*) and equivalent state parameter (ψ^*) appear as pertinent parameters to predict the behaviour of overconsolidated silty sand soils reconstituted with dry funnel pluviation and wet deposition techniques.

Keywords: Overconsolidation ratio, Silty sand, fines content, liquefaction, Dry funnel pluviation, Wet deposition.

ملخص

إن تحليل استقرار التربة الموضوعة و القابلة للتميع باستخدام خصائص المقاومة للتربة الرملية الغيرنفوذة أصبح موضوعا مهما و قابلا للنقاش في مجال الدراسة الزلزالية الجيوتقنية. الهدف من هذا العمل المخبري هو دراسة التأثير المزوج لطريقة تحضير العينات و إعداد النماذج مثل (السقوط الجاف والرطب) ونسبة فوق الضغط على مقاومة القص الغيرنفوذة مع ثلاثة كثافات نسبية اولية (الكثافة = 18%، 52% و 88%) خليط من الرمل والطيني (8) في إطار تحميل ثابت. ولهذه الغاية، أجرى برنامج تجريبي على خلائط رملية طميية من العينات التي أعيد بناؤها في kPa و 300 kPa و 200 kPa و 100 kPa المختبر مع محتوى الطمي تتراوح بين 0% إلى 40%. واعتبار ثلاثة ضغوط حصر و الكثافة النسبية الاولية تؤدي الى زيادة (OCR) لجميع الاختبارات. وأظهرت النتائج الحصول عليها أن نسبة فوق الضغط يساع العينات المضغوطة بشكل طبيعي وفوق الضغط من اجل الطريقتين لإعداد النماذج. وبالإضافة إلى ذلك، مقاومة القص الغير نفوذة يتناقص مع زيادة نسب محتوى الطمي بالنسبة للعينات الموضوعة بطريقة السقوط الجاف ، في حين الماخوذة (8) $OCR \leq 1 \leq 8$ لوحظ سلوك معاكس لحالة العينات الموضوعة بطريقة الرطب بالنسبة لنسبة فوق الضغط بعين الاعتبار. وبالإضافة إلى ذلك، فإن نتائج الاختبار تشير إلى أن من اجل الطريقتين المتبعتين للتحضير، ضغط الماء والعيّنات خليط الرمل والطيني المحضرة بطريقة الرطب معرضة للتميع (OCR) ينخفض مع زيادة نسبة فوق الضغط مقارنة بالعينات المحضرة بطريقة السقوط الجاف من اجل كل الكثافات النسبية الأولية (18% \geq الكثافة \geq 88%)، ونسب تظه كمقاييس ذات (ψ^*) ومعدل مقياس الحالة (e^*) استخدام معدل مؤشر الفراغ ($1 \leq OCR \leq 4$) فوق الضغط الدنيا (السقوط). الصلة للنتائج بمقاومة القص لمختلف التربة الرملية الغيرنفوذة ذات نسب فوق الضغط الموضوعة بالطريقة الجاف والرطب

الكلمات الدالة : نسب فوق الضغط , الرمل الطمي , نسب محتوى الطمي , التميع , السقوط الجاف , الوضع الرطب

NOTATIONS:

A, C = Coefficients d'équation

b = Facteur qui représente les fines participants au force intergranulaire entre les grains

B = Coefficient de Skempton

C_u = Coefficient d'uniformité

D = Diamètre d'échantillon

D_{10} = Diamètre efficace

D_{50} = Diamètre moyen

DH = Damage humide

D_r = Densité relative initiale

e = Indice des vides global

e_c = Indice des vides de post-consolidation

e_{c_DH} = Indice des vides de post-consolidation de damage humid

e_{c_PS} = Indice des vides de post-consolidation de pluviation à sec

e_{max} = Indice des vides maximal

e_{min} = Indice des vides minimal

e_g = Indice des vides intergranulaire

e^* = Indice des vides équivalent

e_{ss} = Indice des vides à l'état stable

e^*_{ss} = Indice des vides equivalent à l'état stable

F = La force axiale

F_c = Teneur en fines

$F_{c_{thre}}$ = Teneur en fines au seuil

G_s = Poids volumique des grains solide

G_f = Poids volumique des fines

H = Hauteur d'échantillon

H_0 = La hauteur corrigée

H/D = Rapport d'hauteur sur diamètre d'échantillon

I_p = Indice de plasticité

m = Paramètre d'ajustement

m_s = Masse de l'échantillon

ML = Fines peu plastiques

OCR = Rapport de surconsolidation

q = Déviateur de contrainte

q_{ins} = Résistance au cisaillement d'instabilité

q_{\max} = Résistance au cisaillement non drainée maximale
 Δq_{\max} = $q_{\max_SC} - q_{\max_NC}$: Différence de résistance au cisaillement non drainée maximale
 q_{\max_DH} = Résistance au cisaillement non drainée préparés par le damage humide
 q_{\max} / P'_c = Résistance au cisaillement non drainée normalisée
 q_{\max_NC} = Résistance au cisaillement non drainée maximale d'échantillons normalement consolidés
 q_{\max_PS} = Résistance au cisaillement non drainée préparés par la pluviation à sec
 q_{\max_SC} = Résistance au cisaillement non drainée maximale d'échantillons surconsolidés
 R^2 = Coefficient de détermination
SP = Sable mal gradué
 P'_c = Pression de confinement initiale
 P' = Pression moyenne effective
 P'_{ss} = Pression moyenne effective à l'état stable
PS = Pluviation à sec
 S_c = La surface corrigée
 S_{us} = Résistance au cisaillement résiduelle non drainée
 S_{us_DH} = Résistance au cisaillement résiduelle non drainée (échantillons reconstitués par damage humide)
 S_{us_PS} = Résistance au cisaillement résiduelle non drainée (échantillons reconstitués par pluviation à sec)
USCS = Unified Soil Classification System
 u = Pression interstitielle
 u_{\max} = Pression interstitielle maximale
 u_{\max_DH} = Pression interstitielle d'échantillons surconsolidés préparés par le damage humide
 u_{\max_NC} = Pression interstitielle normalement consolidée
 u_{\max_PS} = Pression interstitielle d'échantillons surconsolidés préparés par la pluviation à sec
 u_{\max_SC} = Pression interstitielle surconsolidée
 x = Rapport de diamètre des particules
 V_t = Volume total d'échantillon
 W = Teneur en eau
 W_l = Limite de liquidité
 W_p = Limite de plasticité
 ϵ_a = Déformation axiale
 ψ = Paramètre d'état

ψ^* = Paramètre d'état équivalent

ϕ'_{ins} = Angle de frottement d'instabilité

ϕ'_{ins_DH} = Angle de frottement d'instabilité d'échantillons préparés par damage humide

ϕ'_{ins_PS} = Angle de frottement d'instabilité d'échantillons préparés par pluviation à sec

ϕ_s = Angle de frottement inter particules mobilisé à l'état stable

ΔH = La variation de hauteur de l'éprouvette

ΔV = La variation du volume d'eau

γ_d = Poids volumique sec du sol

γ_{dmax} = Poids volumique sec maximal du sol

γ_{dmin} = Poids volumique sec minimal du sol

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine de génie civil, la réalisation des grands ouvrages nécessite une compréhension générale sur l'identification des sols qui est toujours basée sur des observations et des mesures in situ ou bien en laboratoire. Les sols couramment trouvés dans la nature constituent des mélanges et des minéraux différents. Ils constituent également les éléments de base d'une large gamme de construction en géotechnique et ils sont usuellement déterminés de manière simplifiée en fonction du pourcentage des différents constituants.

L'étude du comportement mécanique des sols naturels ou bien artificiellement reconstitués permet d'augmenter la fiabilité des méthodes de dimensionnement des ouvrages et améliorer le niveau de sécurité et d'économie dans la conception et la réalisation des projets de construction contre les dégâts naturels comme séismes, glissements de terrains...etc. La liquéfaction est parmi les phénomènes qui sont couramment à l'origine de plusieurs dégâts importants au cours de ce dernier siècle. Elle est définie comme étant la perte de résistance totale du matériau due à la surgénération de la pression interstitielle de l'eau entre les particules de sol en conditions non drainées sous chargement monotone comme les remblais et chargement cyclique comme les séismes.

Les caractéristiques mécaniques de résistance sont mesurées in situ par des appareils comme le pressiomètre et le pénétromètre (dynamique et statique), qui testent les sols à différentes profondeurs mais avec des conditions de déformation et de drainage complexes. Par contre, l'utilisation de l'appareil triaxial en laboratoire facilite l'étude du comportement mécanique de ces matériaux et par conséquent prédire la réponse des sols granulaires sous chargement monotone et cyclique. Dans la littérature, il existe beaucoup de paramètres qui influent sur le comportement non drainé (liquéfaction) des sols sableux comme le rapport de surconsolidation et la méthode de reconstitution des échantillons de sol. 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. En géotechnique, les sols surconsolidés sont souvent liés aux actions dues aux déformations et sollicitations qu'ils subissent au cours de leur histoire. Ils sont dus soit à des mouvements de l'écorce terrestre (activité tectonique), à un apport de surcharge (anthropique ou naturel), à des actions climatiques provoquées par des cycles de séchages ou à la fusion des glaciers.

Cette étude expérimentale vise à déterminer les relations entre la structure initiale en termes de méthode de déposition des échantillons à travers l'utilisation de deux techniques de reconstitution (la pluviation à sec et le damage humide) et le rapport de surconsolidation et leurs effets sur le comportement mécanique de sable de Chlef mélangé avec les fines peu plastiques.

Ce travail est constitué de cinq chapitres qui s'articulent autour du même thème: Influence de la structure initiale sur le comportement mécanique des sols surconsolidés.

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols. Nous donnons un récapitulatif de l'essentiel des études présentées dans la littérature au sujet de la réponse mécanique en conditions non-drainées (résistance à liquéfaction statique) des sols surconsolidés. De plus, les techniques de préparation d'échantillons et leurs effets sur le comportement mécanique des sols. En fin, quelques paramètres influençant sur le comportement mécanique et la résistance à la liquéfaction tels que, teneur en fines, pression de confinement, densité relative, saturation, indice de plasticité et la granulométrie.

Le deuxième chapitre décrit l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation de cette étude, les divers capteurs de mesure de force et de déplacement, ainsi que les méthodes adoptées pour la préparation de nos échantillons (la pluviation à sec et le damage humide) et les différentes étapes et procédures liées à la réalisation de nos essais seront décrites. Les caractéristiques des matériaux testés, les mélanges sable-limon de Chlef, sont également décrits. Les essais de répétabilité sont présentés à la fin du chapitre en vue de tester la fiabilité du dispositif utilisé.

Le troisième chapitre est consacré à une présentation des résultats d'une série d'essais triaxiaux monotones non drainés pour évaluer l'influence du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur le comportement mécanique (résistance au cisaillement en condition non drainée) des mélanges sable-limon saturés. Les échantillons ont été reconstitués avec deux méthodes de préparation (pluviation à sec et damage humide) à une densité relative initiale moyenne ($Dr = 52\%$) et soumis à trois pressions de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) considérant différentes teneurs en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%). Une relation entre la résistance au cisaillement des sols surconsolidés et la résistance au cisaillement des sols normalement consolidés est présentée dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre est consacré à une analyse détaillée des résultats expérimentaux obtenus en vue d'évaluer l'effet de la structure initiale des échantillons (pluviation à sec et damage humide) sur le comportement mécanique non drainé des échantillons de sable limoneux normalement consolidés et surconsolidés avec deux densités relative initiales (lâche et moyennement dense) pour différentes fractions de fines ($F_c=0\%$, 20% et 40%). La relation de la résistance au cisaillement des échantillons reconstitués par la pluviation à sec avec celle des échantillons reconstitués par la technique du damage humide a été proposée.

Le cinquième chapitre comporte une série d'essais triaxiaux monotones non drainés pour l'étude de l'influence de quelques paramètres sur la réponse mécanique non drainée (la résistance à liquéfaction statique) des sols surconsolidés. Ce chapitre nous a permis d'analyser les effets de la fraction des fines peu plastiques, la densité relative initiale et la pression de confinement initiale pour les deux méthodes de préparation (PS et DH).

CHAPITRE 1 : ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

1.1. Introduction

Le terme "Liquéfaction" signifie littérairement la transformation d'une matière vers un état liquide. Ce terme a été introduit en mécanique des sols pour désigner le comportement mécanique des matériaux granulaires lâches et saturés soumis à un chargement monotone ou cyclique dans des conditions de drainage fermées. Cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts intergranulaires, c'est à dire par une perte totale de contact entre les grains de sable qui forment la phase solide de la couche sableuse. La disparition des forces de contacts intergranulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre le contrainte moyenne totale et la pression interstitielle $\sigma' = \sigma - u$. Cette condition est atteinte par l'augmentation de la pression interstitielle.

La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes:

- Un sol pulvérulent et fin avec un faible coefficient de perméabilité;
- Un sol contractant (sable lâche);
- Un sol saturé (présence d'une nappe phréatique);
- Un chargement monotone rapide (remblais à construction rapide) ou un chargement cyclique rapide (séisme).

Ce phénomène est responsable des nombreux dégâts à travers le monde, ces derniers séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Chlef 1980, Northridge 1994, Kobé 1995 et Izmir 1999 (Figure 1.1).



NIIGATA, JAPON, 1964



Chlef (Algérie) 1980



KOBE, JAPON 1995



IZMIT, TURQUIE, 1999

Figure 1.1: Exemples de désordres causes par le phénomène de liquéfaction dans la littérature

À cause des catastrophes produises par la liquéfaction, l'étude de l'analyse de ce phénomène est d'une grande importance pour les chercheurs en trouvant les solutions pour l'amélioration du sol. Cependant, beaucoup des questions sont encore sans réponses concernant le comportement du sol sous essais de cisaillement en conditions non drainées.

Pour cette raison la, la bonne compréhension de ce phénomène, ainsi que la détermination des facteurs influençant leur apparition, est donc d'une grande importance pour l'analyse de la stabilité des massifs de sol dans laboratoire ou bien in situ. Donc, 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 contrainte effective.

Dans la première partie de ce travail, des synthèses bibliographiques sont faites à travers d'informations, des recherches, des figures et des études menées sur les matériaux granulaires en général et sur le sable de Chlef en particulier. Avant d'aborder la présentation de notre travail, nous donnons un récapitulatif de l'essentiel des études présentées dans la littérature au sujet de la réponse mécanique (résistance à liquéfaction) des sols surconsolidés. De plus, les techniques de préparation d'échantillons et leurs effets sur le comportement mécanique des sols. En fin, quelques paramètres influençant sur la résistance à la liquéfaction tels que, la teneur en fines, la pression de confinement, la densité relative, la saturation...etc.

1.2. Essais triaxiaux

L'étude de la rhéologie des sols s'est considérablement développée avec le perfectionnement des moyens d'essai en laboratoire permettant de suivre des chemins complexes tout en assurant une bonne homogénéité des contraintes et des déformations dans les éprouvettes. Il est alors possible, à partir de ce type d'essai, de déterminer le comportement d'un élément de volume du sol étudié. Ce paragraphe passe en revue les principaux traits du

comportement mécanique d'un sable observés à partir de trois appareillages : l'appareil triaxial classique, le vrai triaxial et le cylindre creux en torsion. Les vitesses de chargement sont imposées de telle façon que le temps n'a pas d'influence sur la réponse (solicitations lentes, pas d'effets visqueux). Les effets dynamiques ne sont pas décrits ici et le comportement cyclique du sable est analysé en équilibre quasi-statique. Cette partie décrit les phénomènes particuliers rencontrés sous certaines conditions de cisaillement du sable. Une attention particulière est attachée aux principaux concepts rhéologiques existant dans la littérature et résultant directement de l'observation expérimentale car ils constituent le point de départ de la construction d'une loi de comportement.

a) L'essai triaxial classique

C'est le plus ancien des trois types d'essai présentés ici. Il permet de cisailer un échantillon cylindrique de sol saturé d'eau à partir d'un état initial donné. L'essai classique est réalisé en appliquant une force verticale de compression à l'éprouvette soumise à un état de consolidation isotrope et en maintenant la contrainte radiale constante. La sollicitation appliquée est schématisée sur la Figure 1.2a. Etant donné que deux contraintes principales sont égales et puisqu'il n'y a pas rotation des axes principaux de contrainte et de déformation, un tel essai permet d'étudier uniquement un plan de l'espace des contraintes appelé "plan du triaxial" (Saitta, A. 1994).

L'homogénéité de l'éprouvette triaxiale pendant le cisaillement a été étudié par (Desrues et al. 1991) au tomodynamomètre (balayage électronique par imagerie) . Ses travaux ont montré en particulier que, pour les sables lâches, l'échantillon reste assez homogène dans la plage des petites déformations. Quatre exemples typiques de résultats obtenus à partir de cet essai et réalisés à déformation contrôlée sont représentés sur les Figures 1.3 et 1.4. Ces résultats mettent en évidence l'analogie entre la variation de volume de l'éprouvette e_v en condition drainée et la variation de la surpression interstitielle u dans le cas non drainé pour les mêmes conditions initiales. Il est possible, à partir de l'essai triaxial classique, de réaliser des chemins particuliers tels que les chemins à rapport de cisaillement constants (déviateur q divisé par la contrainte moyenne p), à contrainte moyenne constante ou à déformation axiale constante.

Les variables utilisées dans cet essai sont :

- $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ déviateur de contraintes;
- $p = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$ contrainte moyenne totale;
- Δ_u surpression interstitielle;
- $p' = p - \Delta_u$ contrainte moyenne effective (relation de Terzaghi);

- $\eta = q/p$ rapport des contraintes;
- ε_1 ou ε_a déformation axiale;
- ε_3 déformation horizontale;
- $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3$ déformation volumique;
- $\varepsilon_d = 2/3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ déformation déviatorique.

b) Le triaxial vrai

L'échantillon du sol a cette fois-ci la forme d'un cube dont les côtés opposés sont soumis à des contraintes de même amplitude (Figure 1.2b). Les trois contraintes orthogonales pouvant être asservies différemment, cet appareil permet d'explorer tout l'espace des contraintes admissibles et en particulier le plan déviatoire, perpendiculaire à la trisectrice. Cet essai permet donc de regarder (contrairement au triaxial classique) l'effet de la contrainte intermédiaire sur le comportement des sols. Il est possible à partir de l'essai triaxial vrai de reproduire des chemins dans le plan du triaxial classique. (Lanier et al. 1991) ont ainsi réalisé des chemins radiaux sur le sable d'Hostun RF et ont montré que la loi d'écoulement dépend uniquement, avec une bonne approximation, du rapport de cisaillement.

c) Le cylindre creux en torsion

Dans la nature, pour des sollicitations telles que la propagation de la houle sur un fond marin, les contraintes principales subissent une rotation d'axe. Le cylindre creux en torsion permet d'étudier en laboratoire l'influence de cette rotation sur le comportement du sol. Le principe, schématisé sur la Figure 1.2c, est d'exercer simultanément sur un échantillon cylindrique creux de faible épaisseur (tube mince) une sollicitation de type triaxial classique et une torsion. Si la pression radiale à l'intérieur du cylindre est égale à la pression radiale à l'extérieur du cylindre, l'état de contrainte dans l'échantillon peut être considéré comme homogène dans le repère local durant la sollicitation.

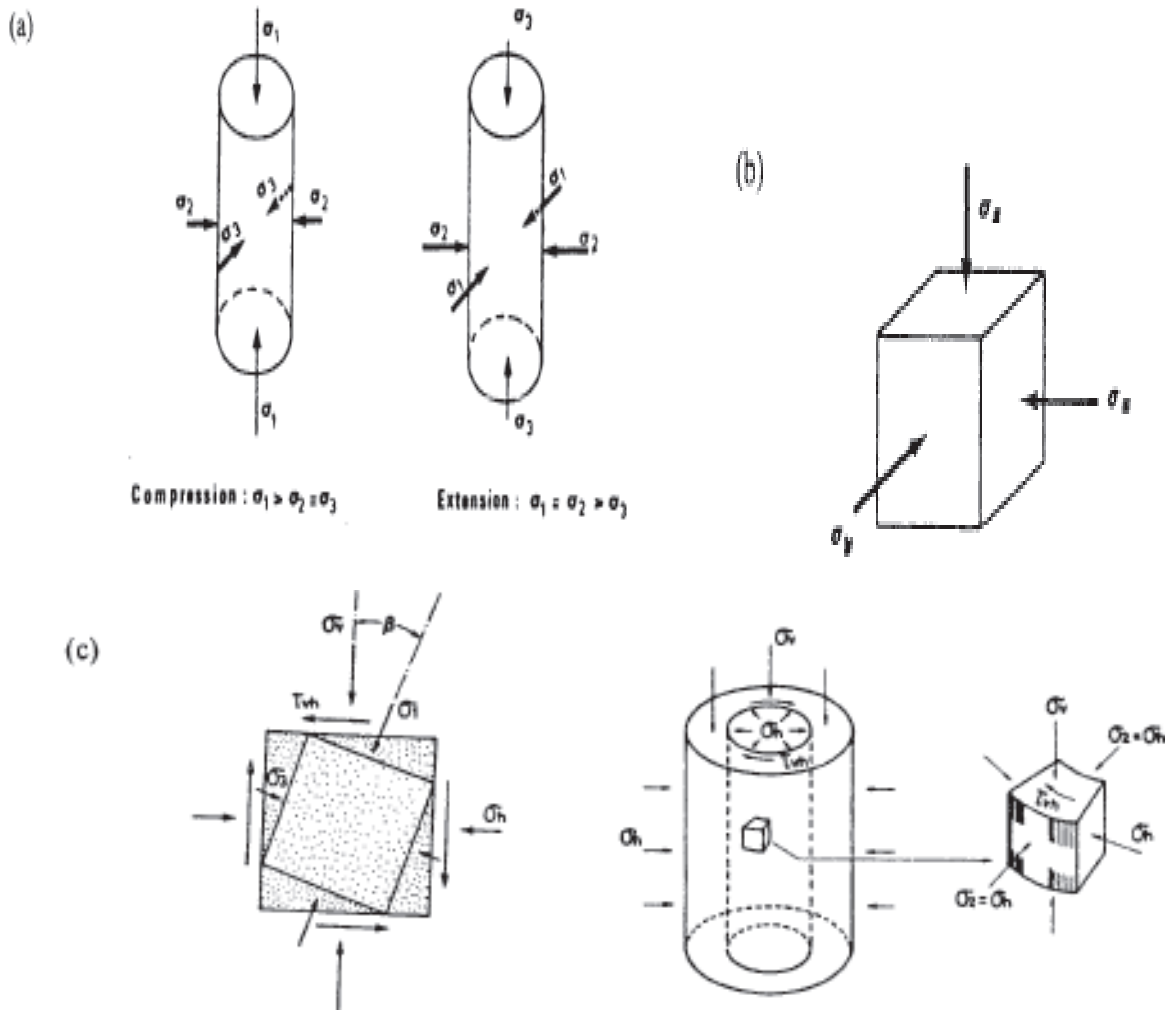


Figure 1.2 : Schémas de principe : (a) triaxial classique (b) triaxial vrai (c) cylindre creux en torsion.

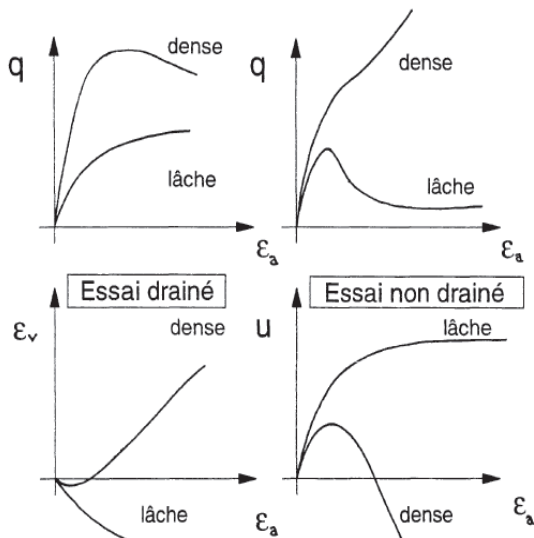


Figure 1.3 : Résultats typiques à l'appareil triaxiale classique.

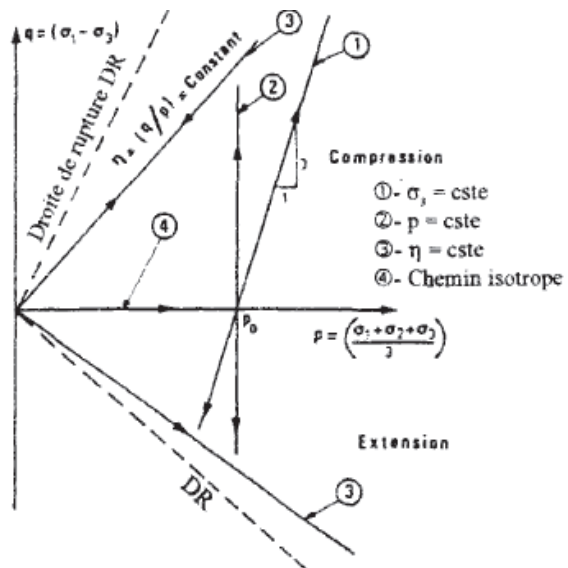


Figure 1.4 : Exemples de trajet de charge au triaxial

1.3. Comportement mécanique des sables

1.3.1. Principaux concepts rhéologiques des matériaux granulaires

1.3.1.1. Etat critique

(Casagrande 1936) fut le premier à introduire la notion d'indice critique (vides); il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. (Roscoe et al. 1958) définissait l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue de 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 est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope : c'est la ligne d'état critique (notée "C.S.L." Critical State Line" Figure 1.5).

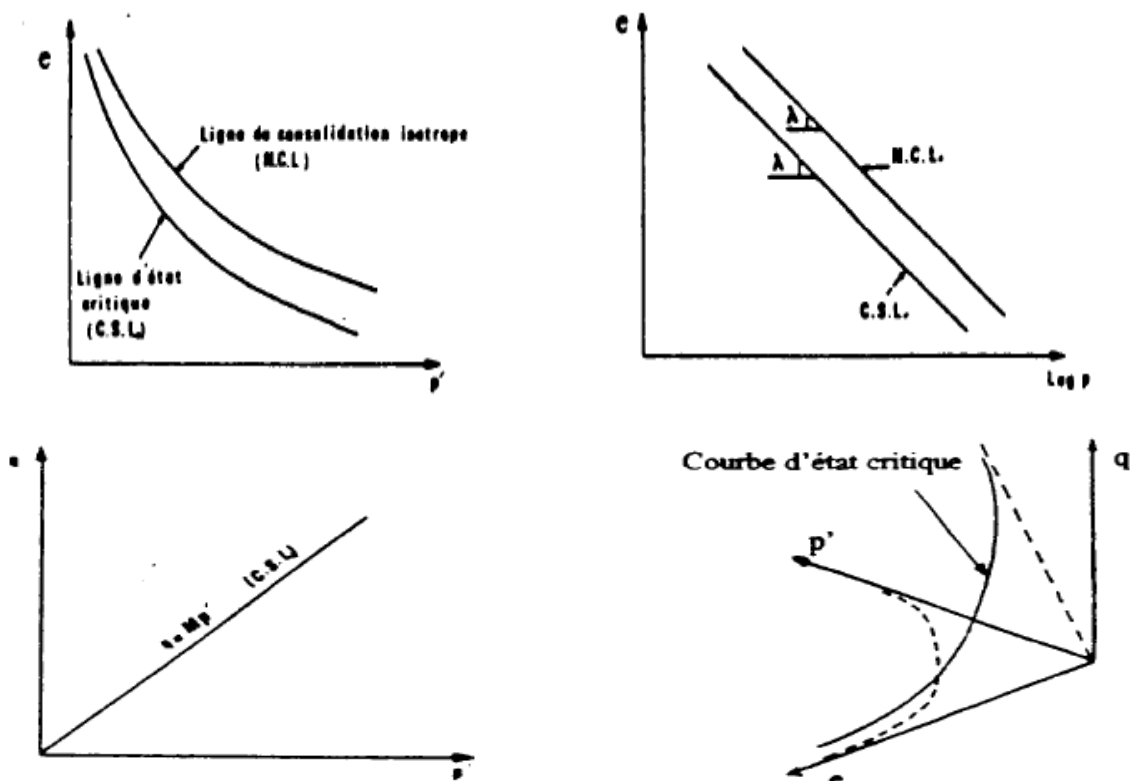


Figure 1.5 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al.,1958)

1.3.1.2. Notions de contractance et dilatance

La contractance correspond à la diminution de volume du matériau lors de la sollicitation. C'est le résultat de la densification de la structure granulaire du matériau en diminuant les

vides entre les grains (enchevêtrement des grains). La dilatance signifie l'augmentation de volume du sol et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement des grains. L'identification du caractère contractant ou dilatant d'un matériau doit alors s'effectuer dans des conditions drainées (Figure 1.6a). Le comportement contractant ou dilatant est gouverné par l'état de densité initiale du matériau ainsi que le niveau de la contrainte de consolidation. Ces deux concepts sont associés aux déformations volumiques irréversibles du matériau. Dans le cadre de l'élasto-plasticité on adopte une décomposition des déformations volumiques totales en une composante élastique et une composante plastique.

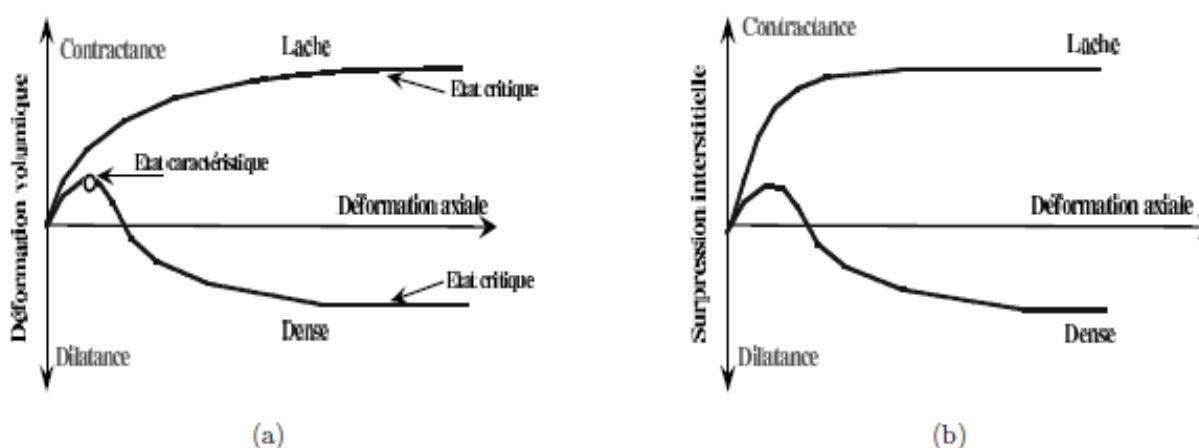


Figure 1.6: Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non drainé.

Dans le cas des essais non drainés (Figure 1.6b), le comportement contractant ou dilatant est identifié en suivant l'évolution des surpressions interstitielles. Le caractère contractant est traduit par des surpressions interstitielles positives tandis que le caractère dilatant correspond aux surpressions négatives.

1.3.1.3. Etat caractéristique

Ainsi défini par (Luong 1978), (Habib et Luong 1978) et (Sidaner 1981), l'état caractéristique 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 1.7), est qualifiée de ligne de transformation de phase par (Ishihara et al. 1975).

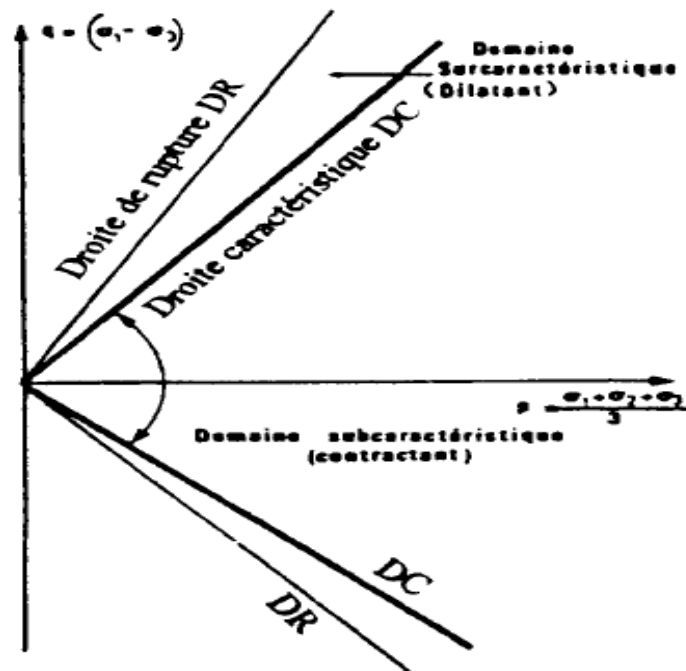


Figure 1.7 : Etat caractéristique (Luong 1978).

1.3.2. Comportement des sables sous chargement monotone

1.3.2.1. Le comportement drainé

Le matériau a un comportement drainé lorsque l'eau interstitielle s'écoule librement entre les grains au cours de chargement. La surpression interstitielle est ainsi nulle. Pour avoir un comportement parfaitement drainé, il faut :

- que la vitesse d'application du chargement soit suffisamment lente de façon à ce qu'aucune surpression interstitielle ne soit induite ;
- et que l'application de chargement dure suffisamment longtemps pour que la surpression interstitielle (si elle existe) se soit dissipée.

Dans ces conditions, la pression interstitielle ne se développe pas ($\Delta u=0$), et les contraintes totales sont des contraintes effectives.

Quand l'eau interstitielle est totalement libre de s'écouler, le volume entre les grains change au cours du chargement. Le comportement drainé est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle et une variation du volume du matériau.

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, on a constaté deux phases : la phase de la contractance et la phase de la dilatance.

(Lee 1965) a établi que les deux phases précédentes dépendent de deux facteurs principales tels que : la densité relative et la pression de confinement, il a étudié l'influence de ces deux

paramètres avec la variation de volume. Il a constaté que pour un accroissement de densité relative que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

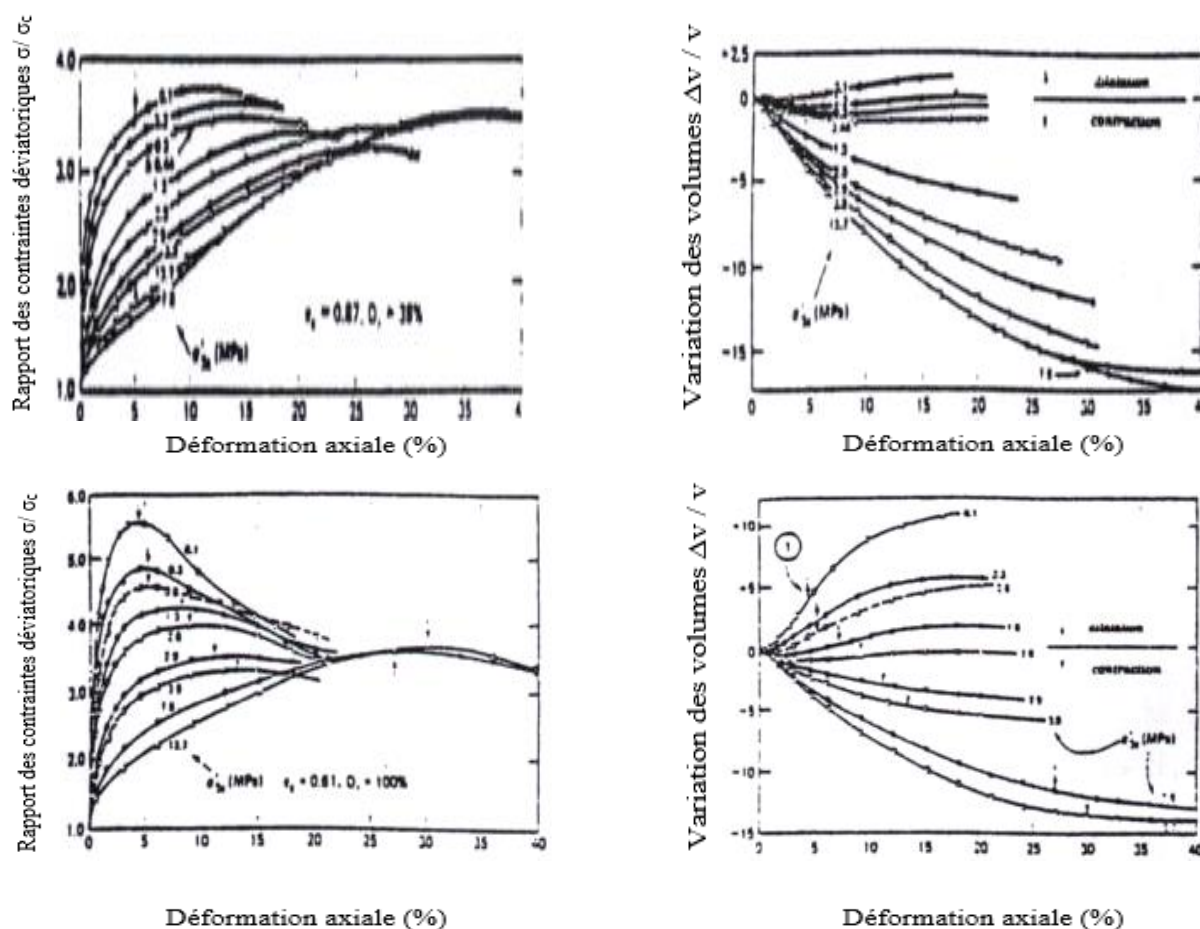


Figure 1.8: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee., 1965).

I.3.2.2. Comportement non drainé

On considère le comportement mécanique du sable comme « non drainé » dans le cas où l'eau interstitielle est retenue dans le matériau lors de l'application de la sollicitation. On envisage un tel cas dans la pratique lorsque la vitesse de sollicitation est élevée (cas d'un séisme, choc, etc.). Dans un tel cas, le matériau se déforme sous une variation de volume nulle. Une surpression interstitielle se développe, ce qui est traduit par une diminution des contraintes effectives.

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume reste constant mais on constate une variation de pression interstitielle, ou la phase de contractance et la dilatance. Donc la phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle, par rapport à la phase de dilatance qui va se manifester par une diminution de pression interstitielle (Figure 1.9) :

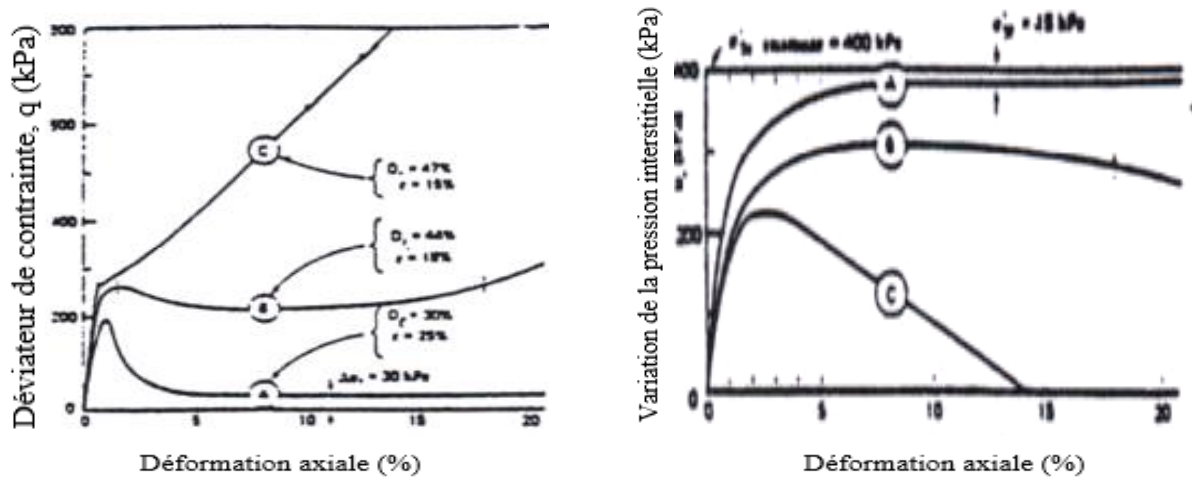


Figure 1.9 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande., 1975).

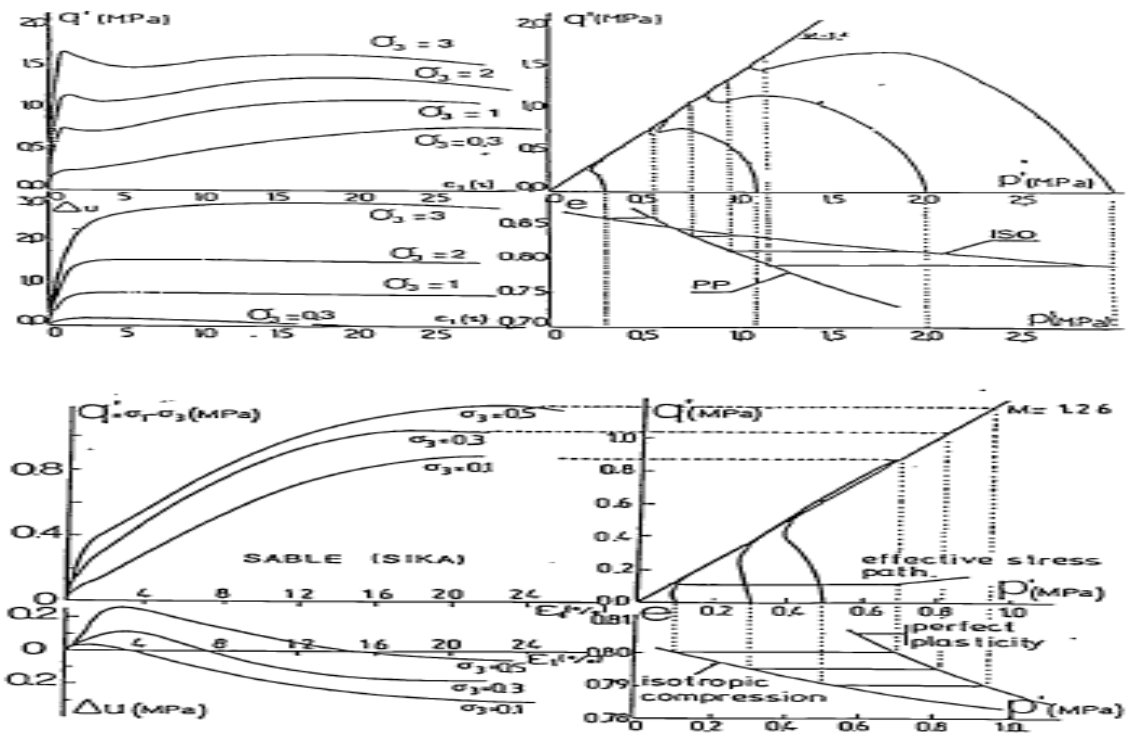


Figure 1.10: Comportement non drainé des sables (Seed 1967).

D'autre part, la vitesse de la pression interstitielle avec le niveau de la contrainte déviatorique. Ce niveau de contrainte a été défini par (Habib et Luong 1978), Figure 1.11 comme étant l'état caractéristique du matériau. Ils ont limité les deux domaines par des droites caractéristiques L_c et L_r (une droite pour que $Q > 0$ et une autre pour $Q < 0$).

- 1) un domaine subcaractéristique au sein duquel le comportement du matériau est contractant (sous la droite L_c),
- 2) un domaine surcaractéristique au sein duquel le matériau révèle un comportement dilatat (entre la droite L_c et L_r).

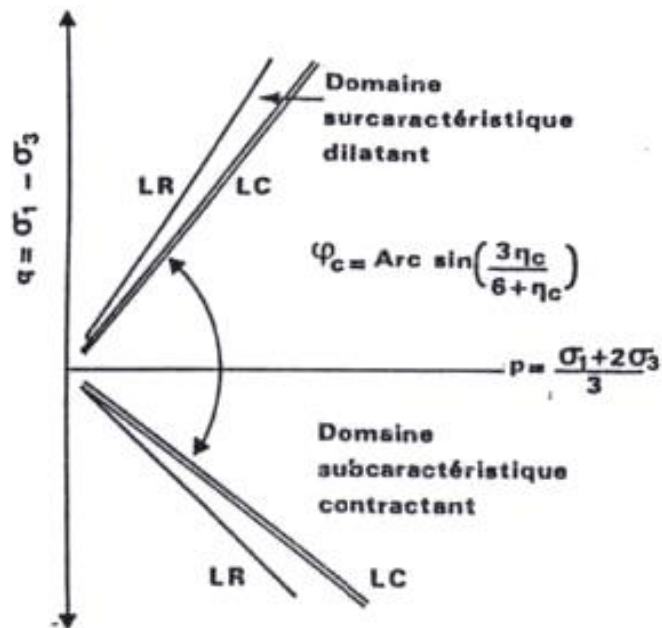


Figure 1.11 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong., 1978).

1.3.3. Comportement mécanique des sables sous sollicitation cyclique

Un sol soumis à des sollicitations cycliques telles que les séismes ou l'effet de la houle sur un fond marin, a tendance à se densifier au cours des cycles. Dans certains cas, lorsque le chargement est rapide (condition non drainée), des grandes déformations peuvent apparaître dans les massifs, dues à une accumulation des surpressions interstitielles au cours des cycles qui se traduit par l'annulation des contraintes effectives en certains points du massif.

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois types de phénomènes, schématisés sur la figure 1.12, à savoir :

- **Le rochet** : la déformation augmente d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique ;
- **l'accommodation** : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis ;
- **l'adaptation** : après un certain nombre des cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc un comportement parfaitement élastique.

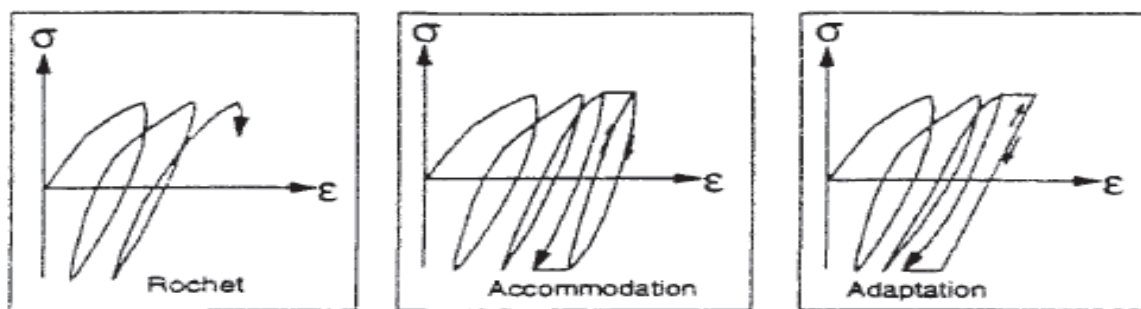


Figure 1.12 : Différents phénomènes cycliques observables dans les sables.

1.3.3.2. En condition drainée

Sous sollicitations cycliques, le sol subit un réarrangement granulaire. Ainsi, comme pour une sollicitation monotone, il présente caractère contractant ou dilatant, en fonction des différents paramètres. Cependant, la condition de drainage assure une pression interstitielle constante, et par le même, la contrainte effective moyenne isotrope constante au sol.

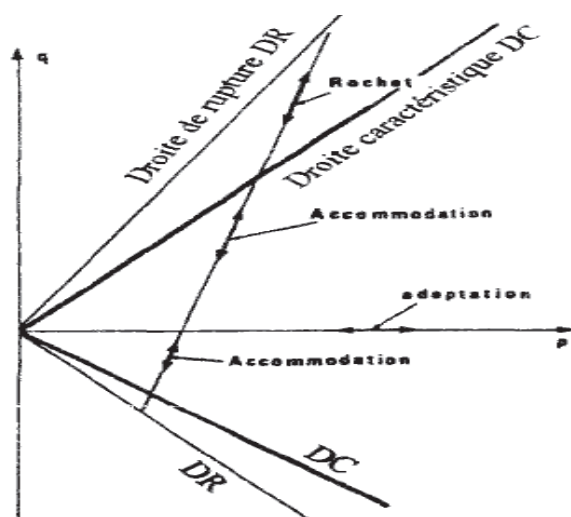


Figure 1.13 : Comportements cycliques drainés des sables (Luong, 1980).

1.3.3.2. En condition non drainée

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractance et dilatance. Ce phénomène a été étudié par des nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara 1974 ; Ishihara et al. 1975 ; Luong 1980). A ce moment la, on constate dans le domaine subcaractéristique pour une amplitude faible et les contraintes déviatoires, une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Cette augmentation engendre une diminution de contrainte moyenne effective $\sigma' = \sigma - u$. Par contre, dans le domaine surcaractéristique, nous avons après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective σ' .

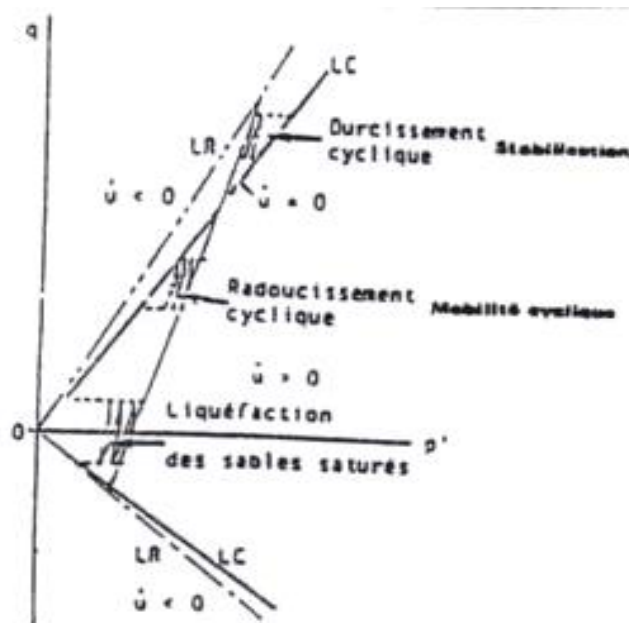


Figure 1.14 : Comportement du sable en condition non drainée (Luong 1980).

1.4. Comportement mécanique des sables surconsolidés

1.4.1. La consolidation

Lorsqu'on applique une charge à un sol, l'ensemble de la charge est repris par la phase liquide. On a l'apparition de pression interstitielle. Avec le temps, l'eau s'écoule, la pression interstitielle diminue. Une part de plus en plus importante de la charge appliquée est reprise par le squelette granulaire. Un échantillon est dit consolidé si l'ensemble de la contrainte appliquée est reprise par le squelette granulaire.

1.4.2. Le rapport de surconsolidation

Des nombreuses définitions ont été données au rapport de surconsolidation OCR , au cours des diverses études réalisés sur l'effet de histoire de préchargement et de surconsolidation. En mécanique des sols (M.D.S.) le rapport de surconsolidation est défini, dans le cas de la consolidation isotrope, comme le rapport entre la plus forte contrainte effective exercée sur le sol σ'_p et la pression σ'_v ($\sigma'_v < \sigma'_p$) sous laquelle il est reconsolidé dans la cellule triaxiale :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

Cette définition reste très générale et non adaptée aux divers chemins de préchargement explorés dans la littérature.

Le rapport de surconsolidation, OCR, est le rapport entre la valeur de la pression de consolidation par rapport à la contrainte effective verticale à laquelle il est soumis au moment de l'étude.

Ainsi :

- OCR<1 : le sol est dit sous-consolidé, il sera donc soumis à des tassements immédiats importants ;
- OCR=1 : le sol est dit normalement consolidé ;
- OCR>1 : le sol est dit surconsolidé.

L'évaluation de l'histoire des contraintes et/ou le rapport de surconsolidation (OCR) a été largement exploré dans le domaine de la mécanique des sols. Skempton qui fût l'un des pionniers de la recherche dans les domaines des glissements de terrains et de la mécanique des sols en général, concluait que l'arrangement des particules post-contraction d'une masse de sol surconsolidé reste toujours dense en comparaison à un sol normalement consolidé soumis à la même contrainte normale.

Le rapport de surconsolidation OCR, étudiée par plusieurs auteurs est un paramètre déterminant caractérisant d'une part l'histoire des contraintes et permet d'autre part d'injecter ce facteur dans les études géotechniques pour l'évaluation de la stabilité des fondations et la vérification des tassements. (Ishihara et Takatsu, 1979) ont réalisé des essais cycliques sur des échantillons de sable surconsolidés en tenant compte la variation de coefficient des terres au repos K_0 , et qu'ils ont défini OCR comme étant le rapport entre la contrainte verticale maximale et celle atteinte à la fin de la surconsolidation (Fig. 1.15).

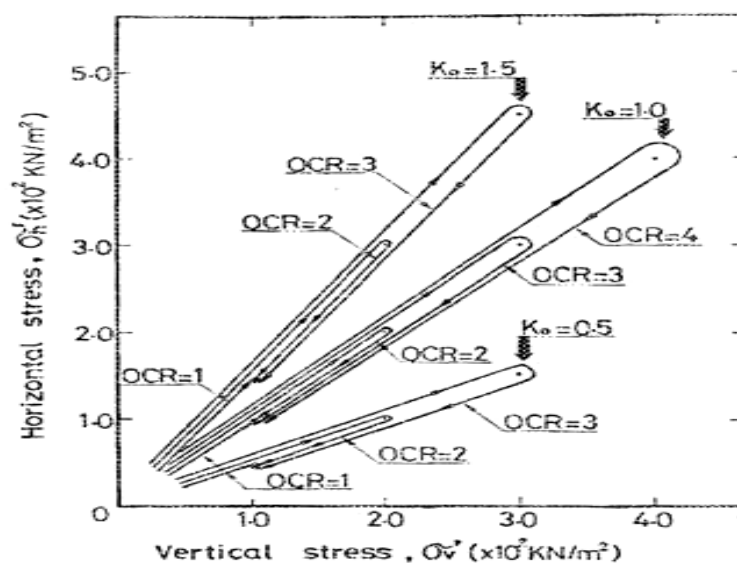


Figure 1.15 : Définition de la surconsolidation sous conditions K_0 (Ishihara et Takatsu., 1979).

(Biarez et Hicher 1994) définissent le paramètre OCR comme le rapport entre la pression effective maximale à la fin de consolidation à la pression finale à la décharge :

Pour les sols granulaires composés d'une fraction de fines, les différents travaux consacrés sur la surconsolidation des sables, montrent des aspects plus ou moins divergents lorsque les deux paramètres OCR et les fines sont pris en considération.

(Djafar Henni et al. , 2011) ont étudié effet du rapport de surconsolidation sur le comportement drainé et non drainé (sable de chlef) réalisés à différentes fractions de fines (0%-40%) avec une variation de rapport de surconsolidation de (1, 2, 4 et 8). Ils notent que pour les essais drainés, la résistance au cisaillement caractérisée par le déviateur de contrainte augmente d'une manière très sensible avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. Ils constatent aussi que l'augmentation de la fraction des fines de 0 à 40 % induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal) (Fig.1.16a, 1.17a). Les pics des déviateurs pour le sable propre varient entre 119 kPa (OCR =1) et 138.26 kPa (OCR = 8). Pour les sables à 40% de limon, le déviateur au pic varie entre 115.29 kPa (OCR =1) et 130.6kPa (OCR = 8).

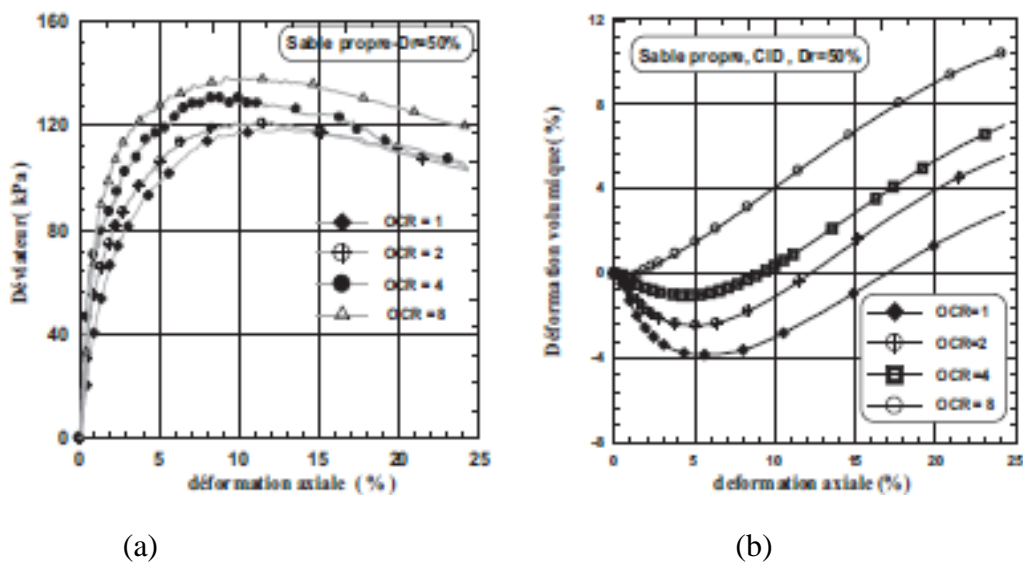


Figure 1.16 : Réponse drainée du sable propre d'Oued Chlef ($p'_c = 100$ kPa, $e = 0.694$)
a-Déviateur –déformation axiale (%), b-Déformation volumique –déformation axiale (%)
(Djafar Henni et al., 2011)

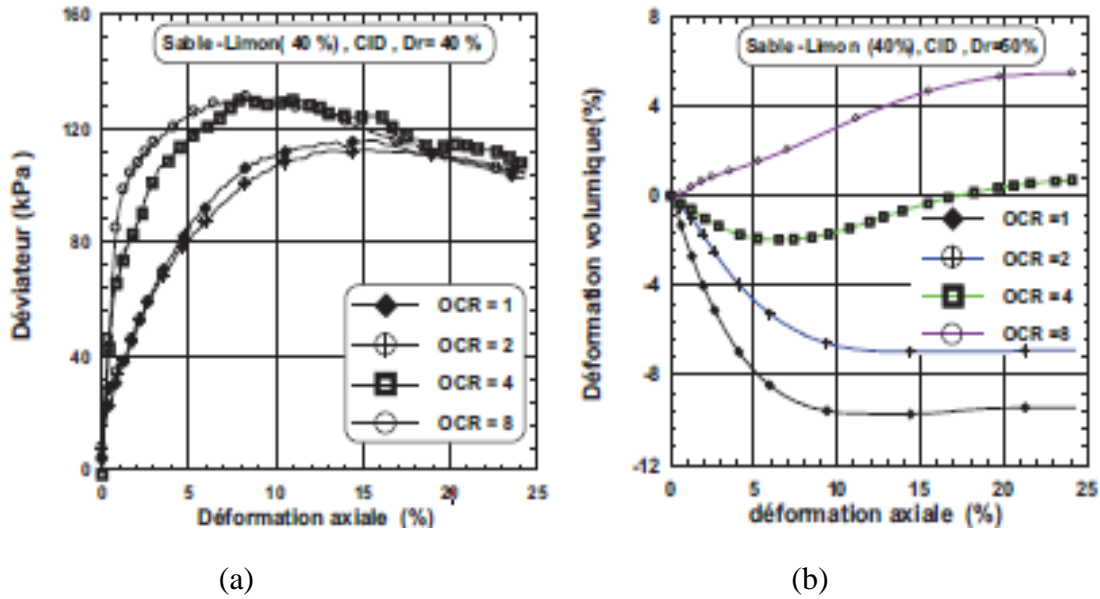


Figure 1.17 : Réponse drainée mélange à 40% fines ($p'_c = 100$ kPa, $e = 0.605$) a-Déviateur –déformation axiale (%), b-Déformation volumique – déformation axiale (%) (Djafar Henni et al., 2011)

Et pour les essais non drainés ils constatent que la résistance au cisaillement caractérisée par le déviateur augmente d'une manière très sensible avec l'augmentation du rapport de surconsolidation (OCR). Cette augmentation de la résistance devient très significative quand la fraction des fines (F_c) augmente dans les mélanges à 40% (Fig 1.18a, 1.19a).

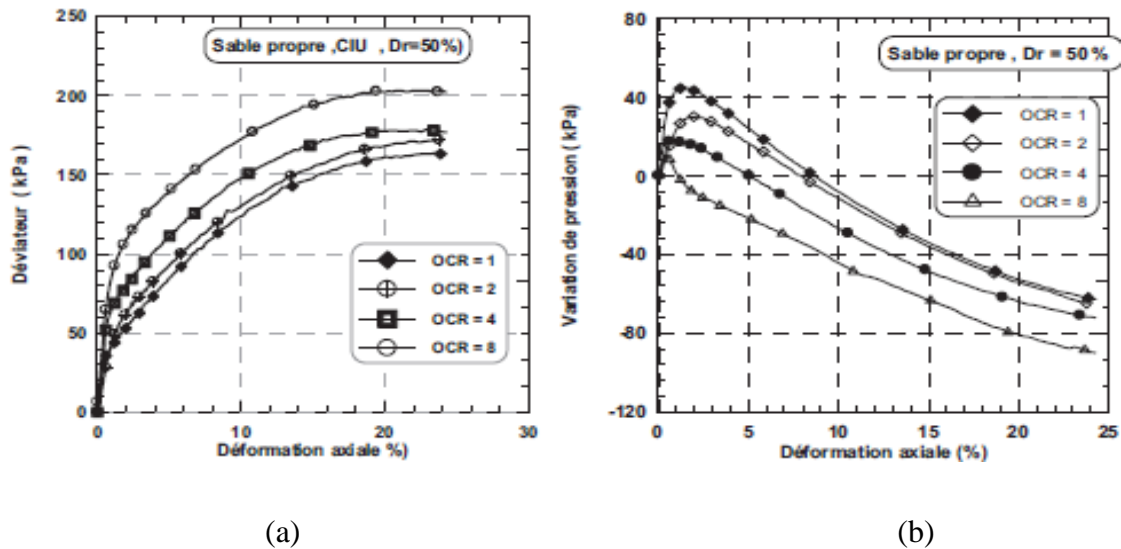
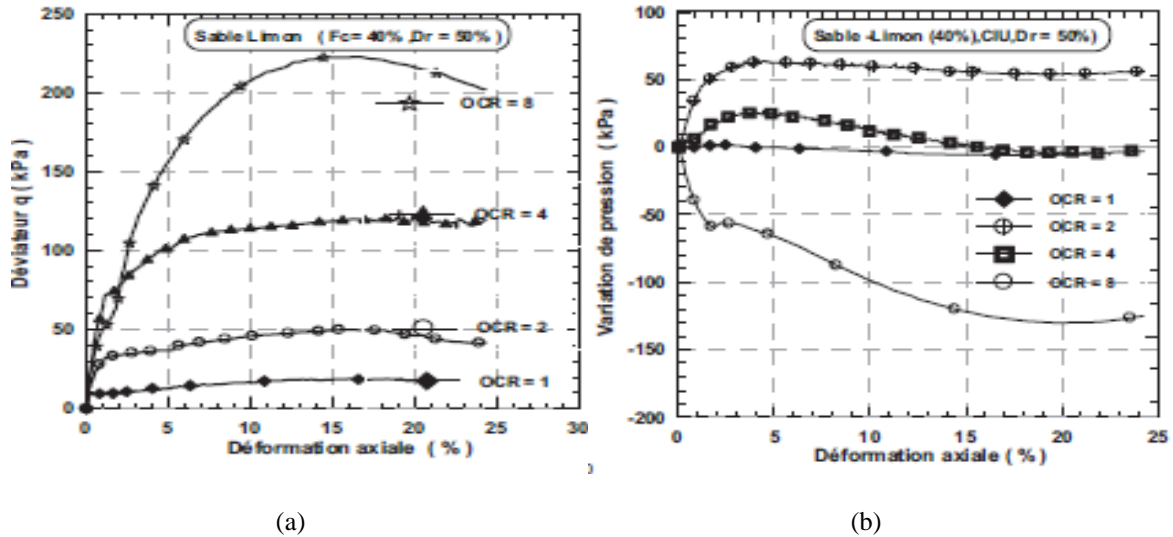


Figure 1.18: Réponse non drainée du sable propre d'Oued Chlef ($p'_c = 100$ kPa, $e = 0.694$) a -déviateur-déformation axiale b-pression interstitielle-déformation axiale. (Djafar Henni et al., 2011)



(a) (b)
 Figure 1.19: Réponse non drainée (40% de limon) ($p'_c = 100$ kPa, $e = 0.605$)
a -déviateur-déformation axiale **b**-pression interstitielle-déformation axiale.
 (Djafar Henni et al., 2011)

Du point de vue variation de pression, ils constatent aussi que la variation de la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation (OCR), cette diminution résulte de la dissipation de pression interstitielle lors de la phase de surconsolidation (Fig 1.18b, 1.19b).

D'autre part ils étudié aussi l'influence de l'OCR sur l'angle de frottement interne en fonction de la fraction des fines limoneuse contenue dans les mélanges variant de 0% (sable propre) à 40 % de fines en condition non drainée (Fig 1.20).

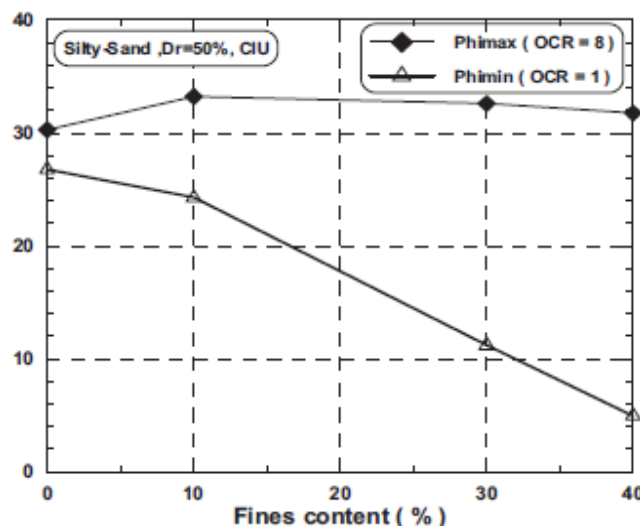


Figure 1.20: Variation de l'angle de Frottement interne ϕ' en fonction des fines en condition non drainé.
 (Djafar Henni et al., 2011)

Les résultats montrent que l'angle de frottement interne enregistré tend à diminuer avec l'augmentation de la teneur en fines pour OCR=1, alors que pour OCR=8 l'angle de

frottement enregistré augmente légèrement jusqu'à $F_c=10\%$. Au-delà de 10% de fines la variation d'angle de frottement reste insignifiante.

1.4.3. Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols

1.4.3.1. Influence de la surconsolidation sur la résistance cyclique non drainée

Dans les dernières décennies, plusieurs recherches ont été menées sur l'étude du comportement cyclique du sable surconsolidé. Celles réalisées dans les années 1970 soulignent toutes l'importance de la surconsolidation dans l'augmentation de la résistance cyclique des sols (Al Issa, M. 1973). Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takatsu ont réalisé en 1979) des essais cycliques de torsion sur des échantillons de sable surconsolidés afin d'évaluer l'effet de la surconsolidation tout en tenant compte de la variation du coefficient des terres au repos K_0 , (Fig 1.21).

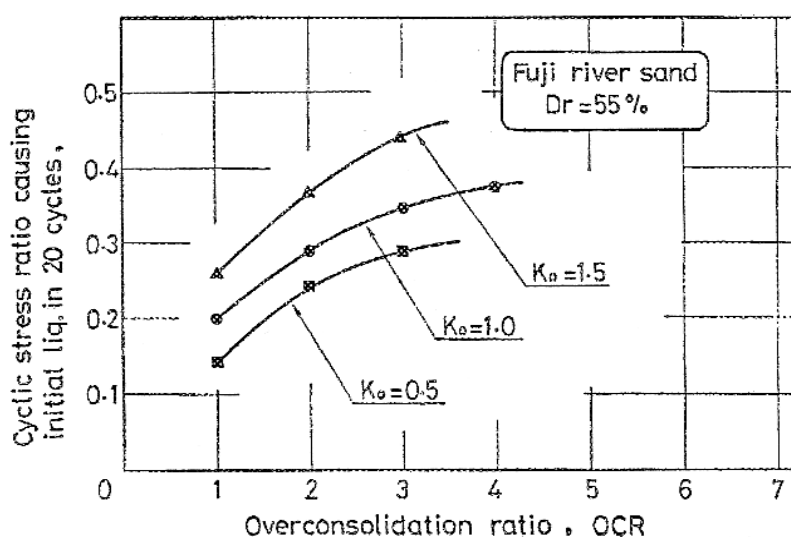


Figure 1.21 : Relation entre la résistance cyclique et le rapport de surconsolidation OCR (Ishihara et Takatsu, 1979).

Au cours des essais, la déformation latérale de l'échantillon a été empêchée pour simuler l'état de contraintes auquel le sol est soumis au cours d'un séisme. La surconsolidation dans un massif horizontal de sol se produit, en général, à la suite d'une diminution de la pression ou d'un changement du niveau de la nappe phréatique ; et dans les deux cas, les cycles de charge-décharge auront lieu sans déformation latérale. (Ishihara et Takatsu, 1979), (Seed et al. 1975), ont étudié l'influence de l'OCR sur la résistance à la liquéfaction. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction augmente lorsque OCR augmente. Ceci s'accroît avec l'augmentation du pourcentage de fines, (Figure 1.22).

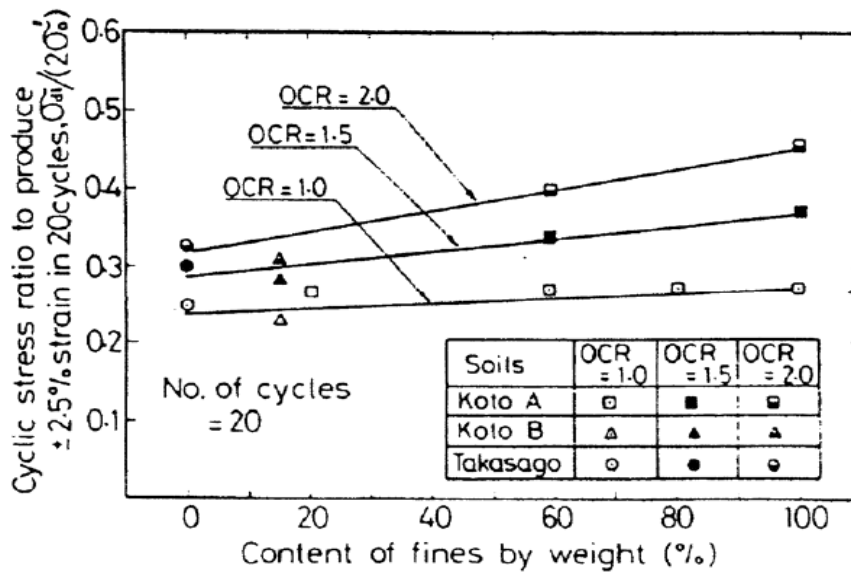


Figure 1.22 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.,1978).

(Bouferra, 2000), en réalisant des essais cycliques non drainés sur le sable d'Hostun, a remarqué qu'avec un rapport de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, par contre pour un rapport de surconsolidation $OCR=1$ (normalement consolidé), la liquéfaction est atteinte durant 6 cycles.

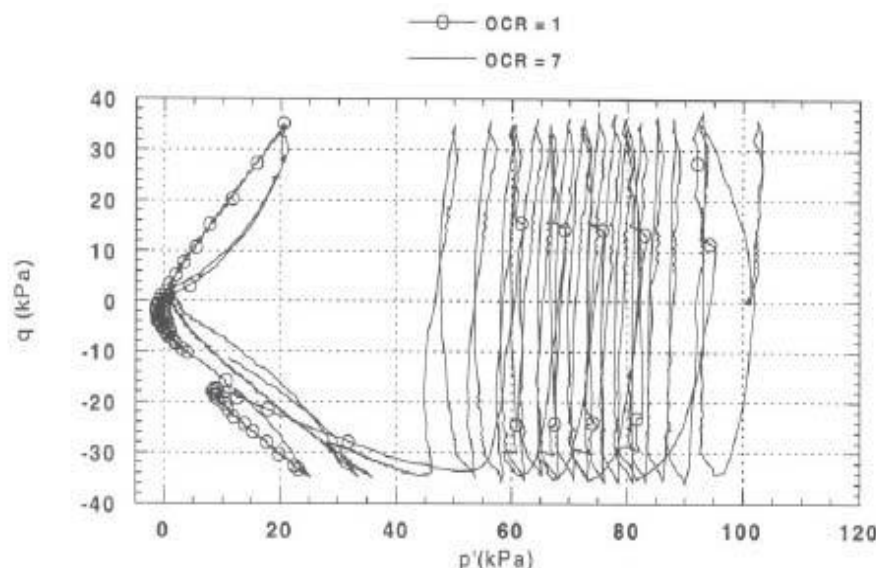


Figure 1.23 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra., 2000).

(Koseki et Ohta 2001) ont aussi comparé l'évolution de la résistance à la liquéfaction sous l'action de la surconsolidation ou de la consolidation à long terme. Des essais cycliques ont été réalisés sur le sable Toyoura contenant 5% à 95% de bentonite. Les résultats ont montré une augmentation de 20% de la résistance à la liquéfaction lorsque la période de consolidation

augmente de 1 à 20 jours. Pour la même période de consolidation de 1 jour, la résistance augmente de 20% et de 40% respectivement pour des rapports de surconsolidation $OCR=2$ et $OCR=4$.

(Arab et Belkhatir 2012), en réalisant des essais cycliques non drainés sur le mélange du sable Rass –limon avec des rapports de surconsolidation $OCR=1$ et $OCR=5$ pour les trois amplitudes chargement ($q_m = 30,40$ et 60 kPa), afin de déterminer l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction des mélanges. Ils ont constaté que :

Pour le plus grand chargement ($q_m = 60$ kPa), la liquéfaction a été observée après 8 cycles, alors que pour le même chargement, le sol normalement consolidé a subi une liquéfaction après 5 cycles. Pour le chargement avec une amplitude $q_m = 40$ kPa, le sol surconsolidé ($OCR = 5$) a été liquéfiée après 26 cycles, alors que le sol normalement consolidé ($OCR = 1$) a été liquéfiée après 8 cycles (Fig 1.24).

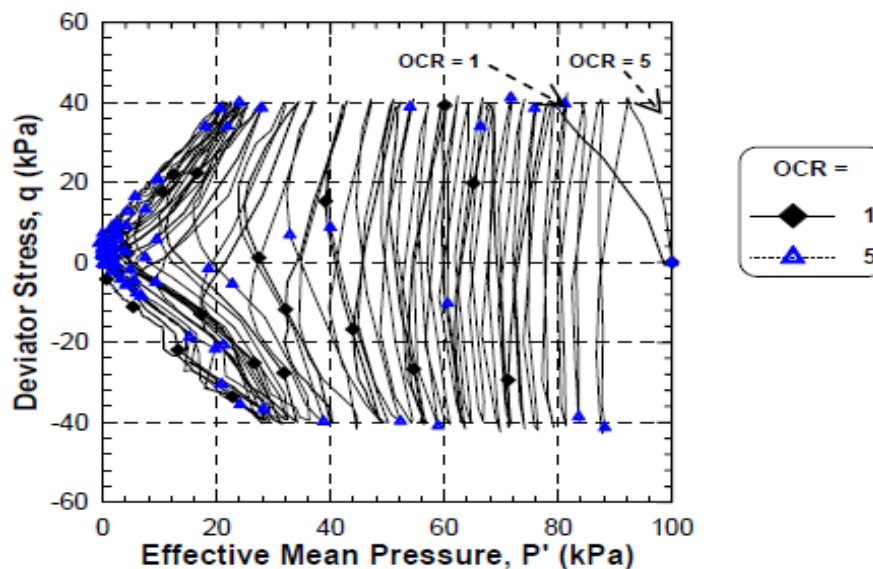


Figure 1.24 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable Rass ($F_c = 10\%$, $q_m = 40$ kPa, $D_r = 65\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa) (Arab et Belkhatir., 2012)

Pour un chargement $q_m = 30$ kPa, le sol normalement consolidé a été liquéfiée après 25 cycles par rapport à les 236 cycles nécessaires à la liquéfaction pour le sol sur-consolidée ($OCR=5$).

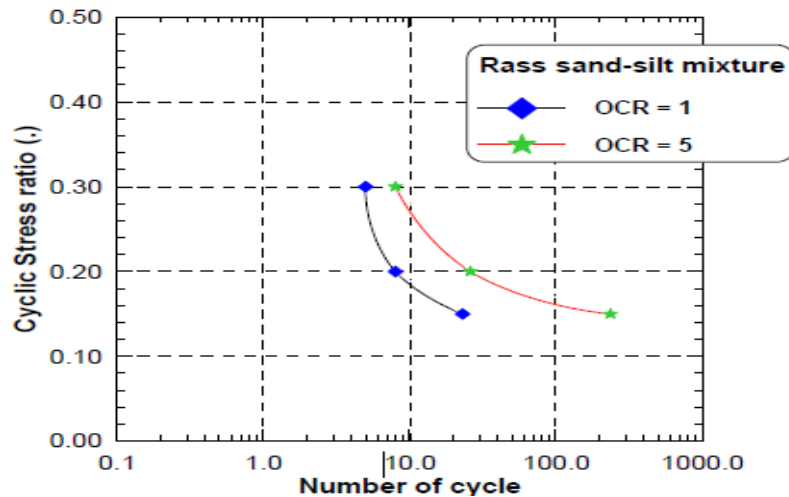


Figure 1.25: Influence de la surconsolidation sur la liquéfaction potentielle du sable Rass ($F_c=10\%$) (Arab et Belkhatir., 2012).

1.4.3.2. Influence de la surconsolidation sur la résistance monotone non drainée

L'effet de la surconsolidation isotrope ou anisotrope sur le comportement non drainé a déjà été étudié largement dans la littérature géotechnique.

a) Surconsolidation isotrope

Des résultats de surconsolidation isotrope ont été reportés par (Di Prisco et al, 1995) sur un échantillon consolidé isotropiquement jusqu'à 200 kPa et puis déchargé jusqu'à 100 kPa ($OCR=2$). (Di Prisco et al. 1995) ont constaté un comportement qualitativement identique à celui de l'essai isotrope, avec la seule différence que le pic de résistance est atteint bien au-dessus de la ligne d'instabilité de Lade définie pour l'essai isotrope, indiquant que la surconsolidation isotrope augmente sensiblement la résistance non drainée (Fig 1.26).

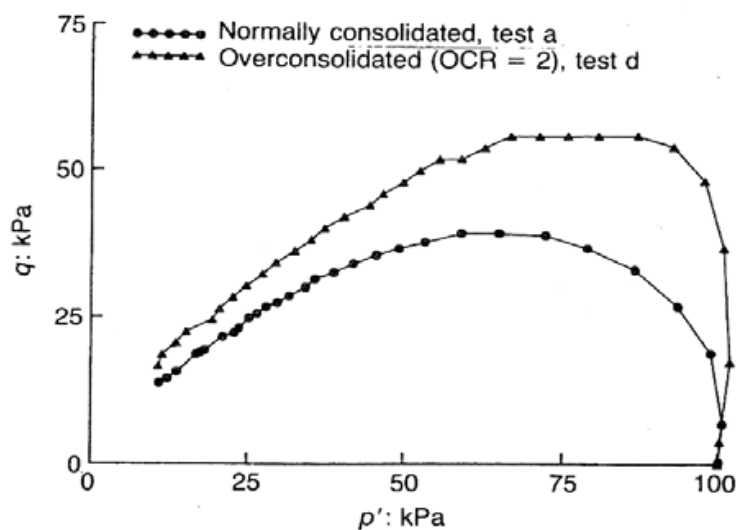


Figure 1.26 : Comparaison des chemins de contraintes effectives de deux essais normalement consolidé et surconsolidé (Di Prisco et al., 1995).

(Gajo et Piffer, 1999) ont entrepris l'étude de l'influence de la surconsolidation isotrope sur le comportement statique non drainé des sables. En comparant les comportements surconsolidés et normalement consolidés (Figure 1.27), pour deux essais ayant le même indice des vides avant le chargement non drainé, ils constatent que la surconsolidation efface l'anisotropie de fabrication ou laisse un état initial isotrope de fabrication inchangé. En fait, le chemin de contraintes effectives non drainée est initialement perpendiculaire à l'axe des pressions moyennes effectives, ce qui implique une isotropie de l'échantillon en admettant son élasticité après la décharge. D'autre part, la surconsolidation produit une expansion de la surface de charge, conformément au modèle classique de plasticité. Ceci se traduit par un déviateur de contrainte au pic plus large et une évolution de la partie descendante du chemin des contraintes, pour les essais surconsolidés.

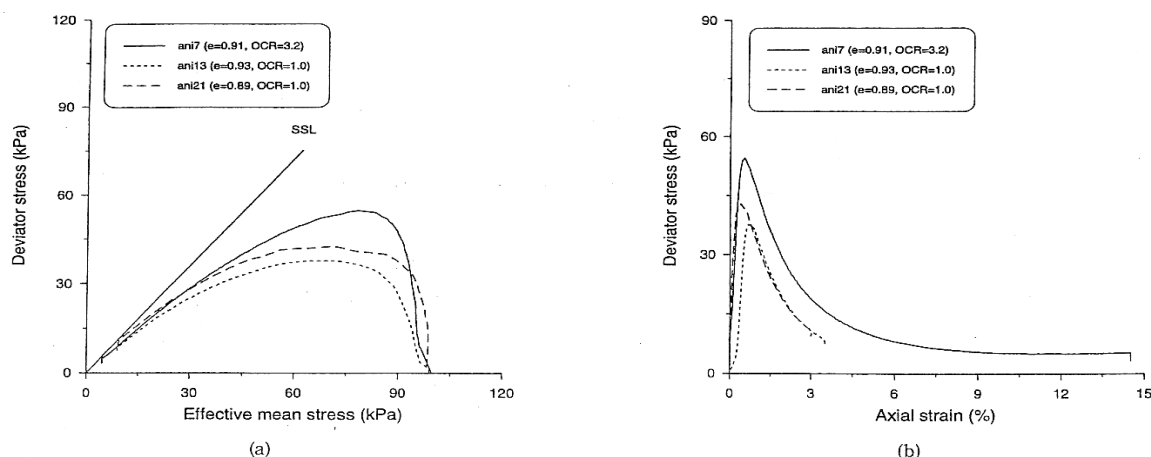


Figure 1.27: Effets induits par la surconsolidation isotrope sur le comportement non drainé (Gajo et Piffer., 1999).

(Khin Swe Tint et al. 2007, 2009), en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur le sable de rivière de Nakdong, ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction diminue progressivement lorsque OCR augmente.

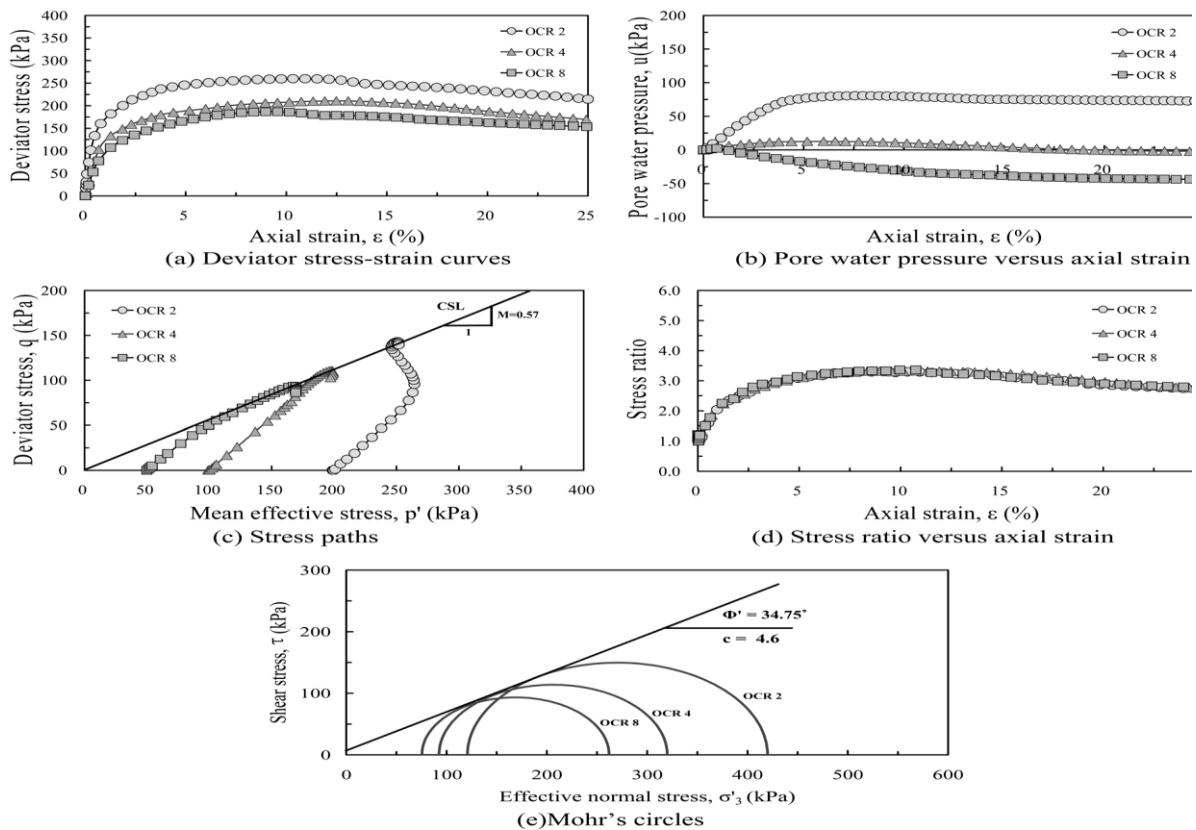


Figure 1.28 : Résultats du comportement mécanique non drainé du mélange sable-limon de rivière de Nakdong (Khin Swe Tint et al., 2007)

b) Surconsolidation anisotrope

À notre connaissance, la surconsolidation anisotrope, proprement dite, des sables ont été très rarement abordée dans la littérature. (Di Prisco et al. 1995) ont démontré des résultats de surconsolidation anisotrope sur un échantillon du sable d'Hostun (Figure 1.29). La définition du rapport de surconsolidation n'a pas été donnée dans ce cas. Les résultats de comparaison de cet essai surconsolidé anisotropiquement avec un essai normalement consolidé a également montré que la surconsolidation anisotrope a pour un effet d'augmenter la résistance non drainée, comme l'indique la (Figure 1.29). Les résultats sont présentés dans le plan de contraintes effectives ($p'-q$), ceux dans le diagramme (déformation axiale - déviateur de contrainte) n'ont pas été donnés par les auteurs.

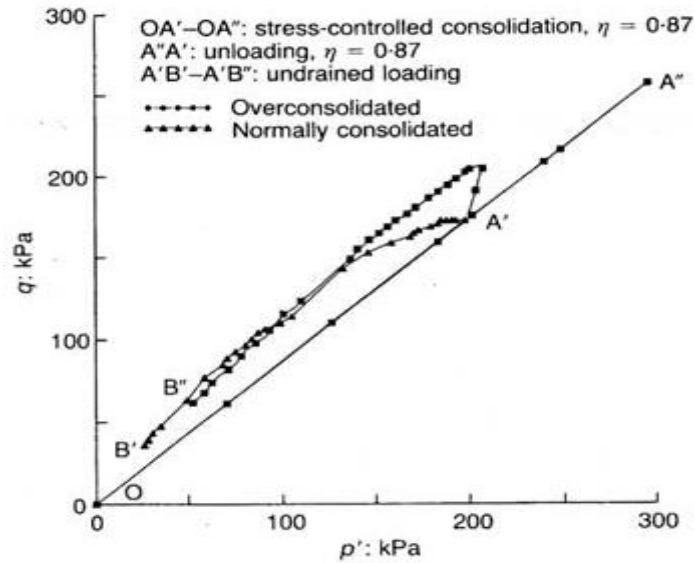


Figure 1. 29: Influence de la surconsolidation anisotrope sur le comportement non drainé (Di Prisco et al., 1995).

Une étude similaire est réalisée par (Zdravkovic et Jardine 2000) sur du limon dense. Le coefficient K_0 est défini comme précédemment et a pour valeur 0.5. Le rapport de surconsolidation varie de 1 à 4. La figure 1.30 rassemble les résultats dans les plans (ϵ_z, t) et (p', t) où ϵ_z et t sont respectivement la déformation verticale et la moitié du déviateur de contraintes.

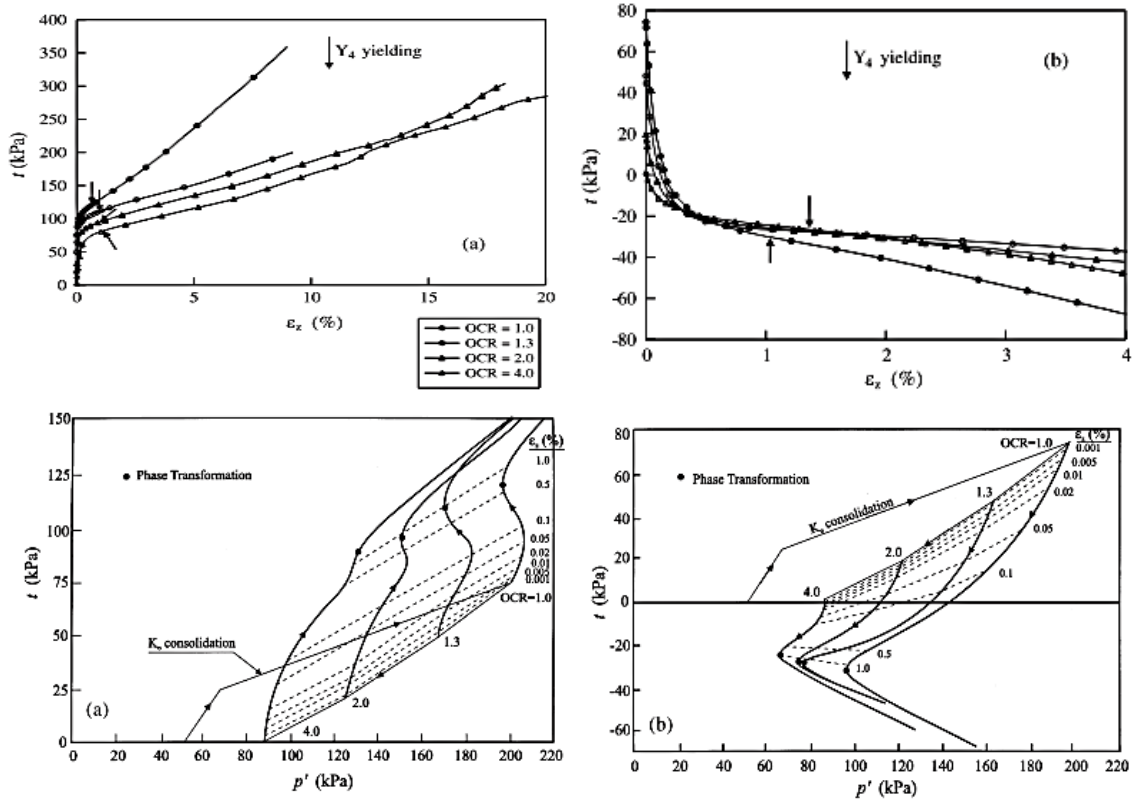


Figure 1.30 : Effet d'une surconsolidation anisotrope sur le comportement non drainé (Zdravkovic et Jardine 2000).

1 .5. Les méthodes de déposition et leur influence sur la léquéfaction

1 .5.1. Les méthodes de déposition

Les diverses méthodes de reconstitution créent différentes structures initiales, dans le sens du réarrangement des grains de sol. Les études ont montré que le rôle important de la forme des grains dans le contrôle de leur arrangement spatial, qui peut conduire dans certains cas à des structures initiales anisotropes. Ces différentes structures ont sans doute un effet sur la réponse du sol. Ainsi le comportement triaxial en compression non drainée peut être influencé par le mode de fabrication. En outre, Kuerbis et Vaid 1988; ont constaté que la réponse plus dilatante en compression qu'en extension triaxiale n'est pas seulement due au mode de chargement mais aussi à l'anisotropie inhérente créée par la déposition pluviale. La résistance cyclique non drainée du sable est aussi influencée par la méthode de fabrication.

La technique de reconstitution des échantillons en laboratoire doit satisfaire certaines conditions :

- L'homogénéité des échantillons, ou en d'autres termes une densité homogène au sein de l'éprouvette;
- La possibilité de réalisation d'échantillons dans une plage très large de densité;
- La reproduction du mode de déposition naturel des sols;
- La conservation des grains du matériau intacts et sans rupture au cours de la fabrication;
- La reproductibilité et la répétabilité.

1 .5.1.1. Pluviation à sec (PS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec le contrôle de la hauteur, cette méthode consiste à remplir en continu le moule de fabrication par déversement en pluie du sable sec. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle. Cette méthode permet la reconstitution des éprouvettes homogènes dont la structure est assez proche de celle due au mode de dépôt naturel des sols par sédimentation. La densité des échantillons est principalement fonction de la hauteur de pluviation, de l'intensité de déposition ou du débit massique. Des nombreuses techniques de pluviation dans l'air ont été utilisées depuis la première génération de pluviateurs due à (Kolbuszewski,) afin d'obtenir des échantillons homogènes avec les densités désirées.

Actuellement, il est communément admis que la technique de pluviation est l'une des méthodes les plus efficaces utilisées pour la reconstitution d'éprouvettes ou de massifs du sable homogènes au laboratoire. Cette technique, dont l'avantage est d'assurer des densités

uniformes et contrôlées à priori a fait l'objet des nombreux travaux. La première génération de pluviateurs est due à (Kolbuszewski 1948a, 1948b). En effet, en voulant déterminer les porosités limites, c'est-à-dire maximale et minimale, pour un sable donné, Kolbuszewski a constaté au début de ses recherches que l'indice de densité du sable dépend de la vitesse de chute des grains et de leur intensité de déposition ainsi que de la hauteur de pluviation. Il a, en conséquence, développé le premier pluviateur qui permettait de fabriquer des éprouvettes du sable par la technique de pluviation sous air avec possibilité de fixer plusieurs hauteurs de pluviation et, surtout, de mesurer la durée de pluviation pour un volume donné à partir duquel il déduisait la masse et les porosités correspondantes. Il l'a ensuite adapté à la pluviation sous eau (Figure 1. 31). Ces résultats ont montré que la porosité pour une hauteur donnée diminuait avec le temps de pluviation jusqu'à une valeur limite, qui elle-même, diminuait avec l'augmentation de la hauteur de pluviation. Il a également mis en évidence l'existence d'une hauteur de pluviation limite au-delà de laquelle celle-ci n'a plus d'effet sur la variation de la porosité.

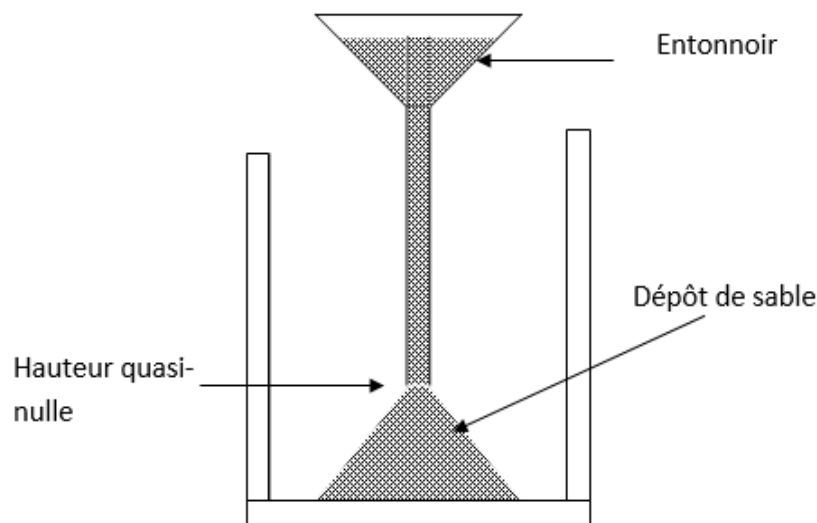


Figure 1.31 : Méthode de préparation des échantillons par pluviation à sec (PS).

1. 5.1.2. Sédimentation (WS)

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (Figure 1.32) (Ishihara, 1993). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0,3cm au dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. Cette méthode reproduit la déposition naturelle d'un sol.

La pluviation dans l'eau reproduit l'état de déposition naturelle du sable dans l'eau et du placement hydraulique. Associée à une technique de vibration, la densité désirée peut être obtenue. Cette méthode permet aussi d'obtenir des échantillons homogènes dans le cas où la granulométrie du sable est uniforme. Dans le cas où la granulométrie est étalée, une ségrégation peut se produire.

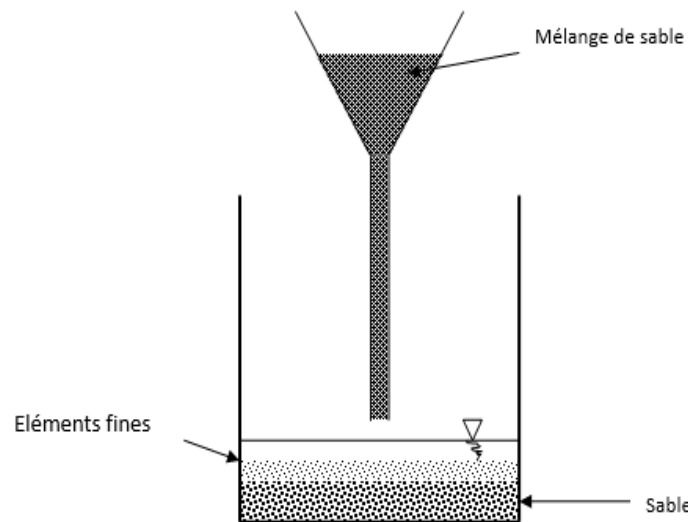


Figure 1.32 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW).

1 .5.1.3. Damage humide (DH)

Cette méthode consiste à mélanger de manière la plus homogène possible, le sable préalablement séché avec une petite quantité d'eau et la déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 2% pour le sable à 20% pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

Damage humide est une méthode couramment utilisée pour la préparation du sable limoneux. Détails de la méthode sont bien expliquées dans la littérature (Ladd, 1978 ; Frost et Park, 2003). Utilisation de damage humide pour les sables limoneux a fait l'objet de certaines critiques parce la reconstitution des échantillons homogènes peut être un problème (Ishihara, 1993 ; Pitman et al, 1994 ; Vaid, 1994, Vaid et al, 1999). La densification (obtention d'une plus grande densité) des échantillons est réalisée en ajustant le poids humide du sol nécessaire pour chaque couche. Que le nom de la méthode implique, les couches sont formées par

damage. Atteindre large gamme de densités (de très lâche ou) dense est le principal avantage de cette méthode.

1 .5.1.4. Le dépôt de barbotine

Dépôt de suspension (SD) est une autre méthode couramment utilisée pour la préparation des mélanges sables limoneux. Il a été proposé que le procédé de dépôt de boue est capable de simuler le tissu des remblais hydrauliques et produit des échantillons homogènes par rapport à bourrage humide (Kuerbis et Vaid, 1988 ; Carraro et Prezzi, 2008). (Polito et Martin 2001) ont comparé la méthode de damage humide avec la méthode de dépôt de suspension à travers un nombre limité d'essais. Même si les spécimens préparés par dépôt de suspension procédé des densités relatives a deux fois plus grande que les échantillons préparés par bourrage humide, la résistance cyclique des échantillons préparés par dépôt de suspension était proche à la moitié de celui préparé par le procédé de bourrage humide. La densification des échantillons est effectuée par l'intermédiaire vibreur mécanique ou d'un marteau douce (Kuerbis et Vaid, 1988 ; Carraro et Prezzi, 2008).

1 .5.1.5. Méthode de sous compaction humide

La méthode de compactage par voie humide a été souvent utilisée pour obtenir des échantillons de sable très lâche. Cette technique, comme on l'a décrite ci-dessus, consiste à compacter le sable, préalablement malaxé avec une teneur en eau de 1% à 5%, par couches de hauteurs égales ou différentes. L'échantillon de sol est préparé en dix couches successives en utilisant la sous compaction humide, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme.

Cependant, les densifications importantes des couches inférieures sous l'action du damage des couches supérieures, créent des échantillons non homogènes. Castro a identifié cela sur des échantillons préparés avec une teneur en eau de 5% avec un compactage suivant dix couches de hauteurs identiques (9 mm). Les échantillons ont été consolidés à 100 kPa. Après la gélification des échantillons et l'estimation de la quantité d'eau dans des sections horizontales, il a constaté la non uniformité de la densité des éprouvettes (la densité obtenue est plus ou moins décalée par-rapport à la densité désirée) pour les deux états de densité relatives initiales. (Figure 1.33).

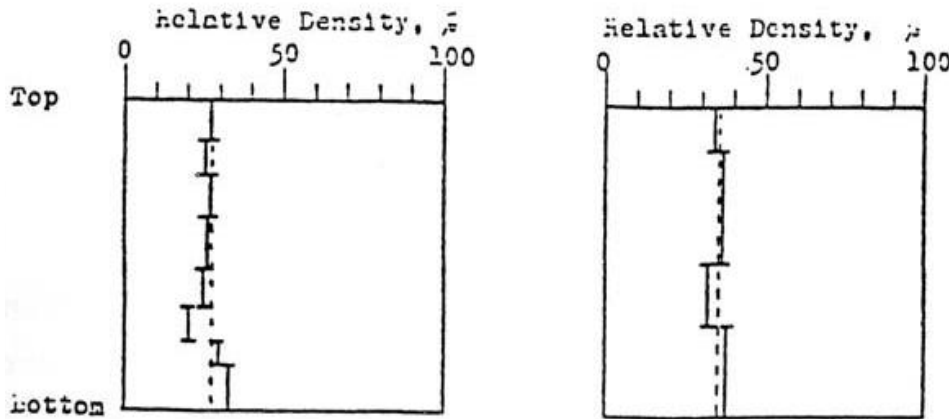


Figure 1.33 : Répartition verticale de la densité relative d'échantillons préparés par compactage humide (Castro, 1969).

Pour remédier la non uniformité de la densité, Ladd a proposé la méthode de sous compaction humide, qui consiste à compacter chaque couche à une densité inférieure à la densité désirée. Le degré de sous compaction de chaque couche est prédétermine moyennant le pourcentage de sous compaction U_n . Ce pourcentage de sous compaction est fonction du nombre de couches n , des pourcentages de sous compaction de la première couche U_{n1} et de la dernière couche U_{nt} préalablement fixés. Ainsi pour une couche n , le pourcentage de sous compaction est déterminé par l'expression suivante :

$$U_n = U_{n1} - \left[\frac{(U_{n1} - U_{nt}) * (n - 1)}{n - 1} \right] \dots \dots \dots (2.2)$$

Pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \dots \dots \dots (2.3)$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd (1978) propose la formule suivante :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \dots \dots \dots (2.4)$$

Où :

U_{n1} = Pourcentage de sous compaction de la première couche;

U_{nt} = Pourcentage de sous compaction de la dernière couche (usuellement égal à zéro);

n = nombre de couches considérées;

n_1 = première couche initiale;

n_t = nombre total de couches;

h_n = hauteur de la $n^{\text{ième}}$ couche;

h_t = hauteur totale de l'échantillon.

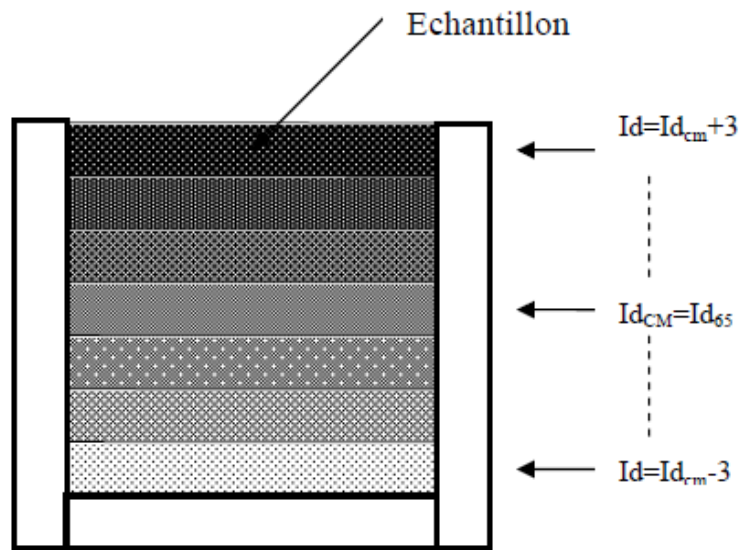


Figure 1.34 : Préparation par sous compaction.

I.5.2. Influence du mode de dépôt

La reconstitution des échantillons au laboratoire est une phase importante du fait qu'elle donne lieu à une structure particulière du squelette granulaire en terme de l'arrangement géométrique des grains. Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Lade 1974 ; Mulilis et al. 1977 ; Tatsuoka et al.1986a ; Amini et Sama 1999). La figure I.35 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec.

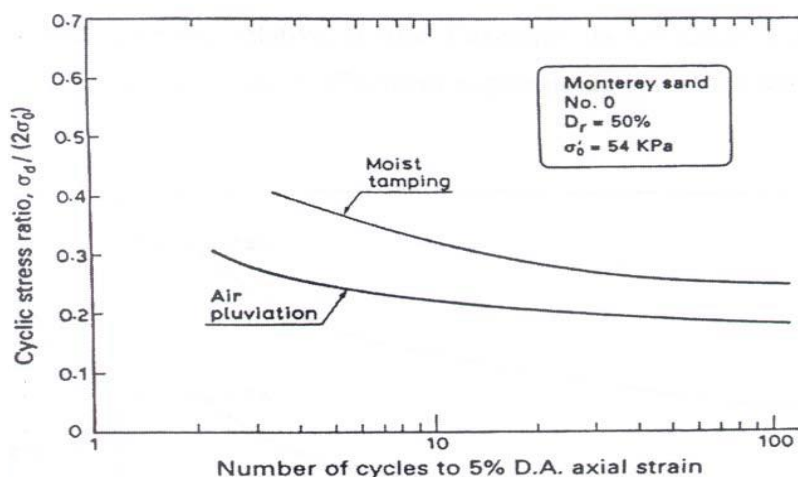


Figure 1.35 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al.,1977).

Une autre étude a été réalisée sur un sable limoneux par (Zlatovic et Ishihara 1995) a montré que la méthode de préparation a un effet sur le comportement du sol. En préparant l'échantillon par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines ; en optant pour une autre méthode à savoir la déposition par sédimentation, l'échantillon montre un autre comportement que la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines $F_c = 30\%$ puis elle ré-augmente pour $F_c = 40\%$. (Figure 1.36).

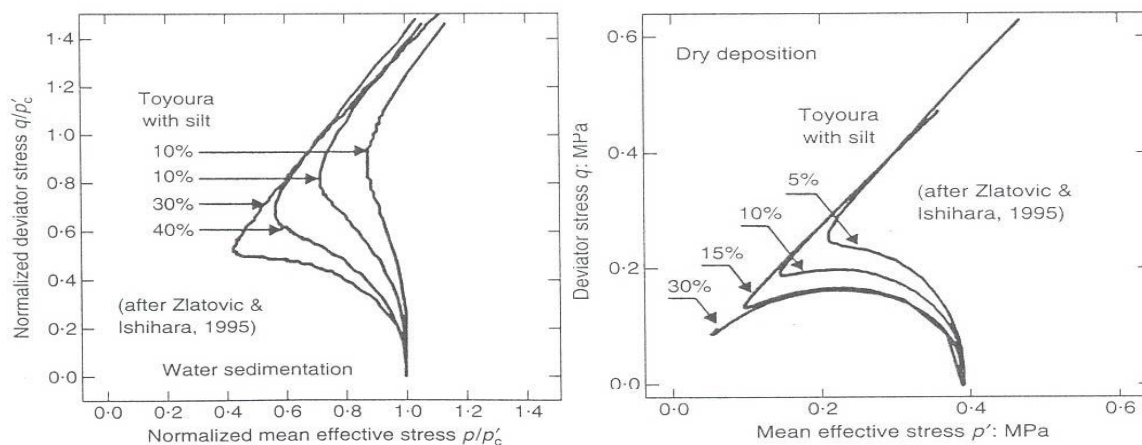


Figure 1.36 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (a) diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines. (b) diminution de la résistance puis ré-augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines. (Zlatovic et Ishihara, 1995).

(Vaid et al. 1999) ont mis en évidence une différence de comportement pour trois modes de préparation différents ; le damage humide, la pluviation sous air et la pluviation sous eau (Figure 1.37). Ils 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.

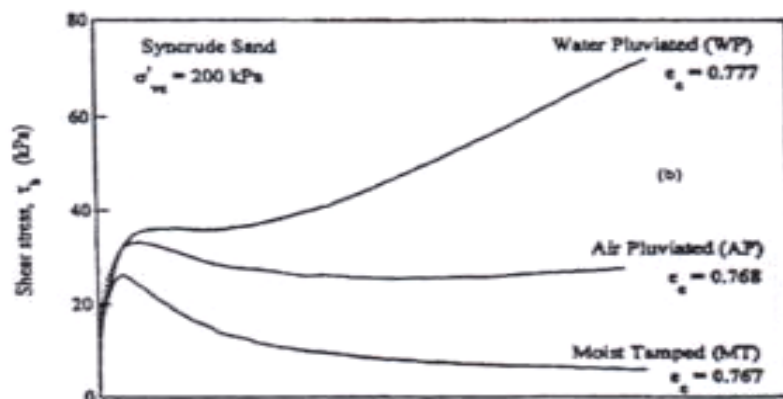


Figure 1.37 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables (Vaid et al., 1999).

(Nadia Benahmed et al. 2004) n'ont constaté qu'une structure en agrégats et macro-pores, obtenue par damage humide, favorisant l'initiation de l'instabilité de liquéfaction, et une structure plus régulière, obtenue par pluviation, favorisant un comportement dilatat.

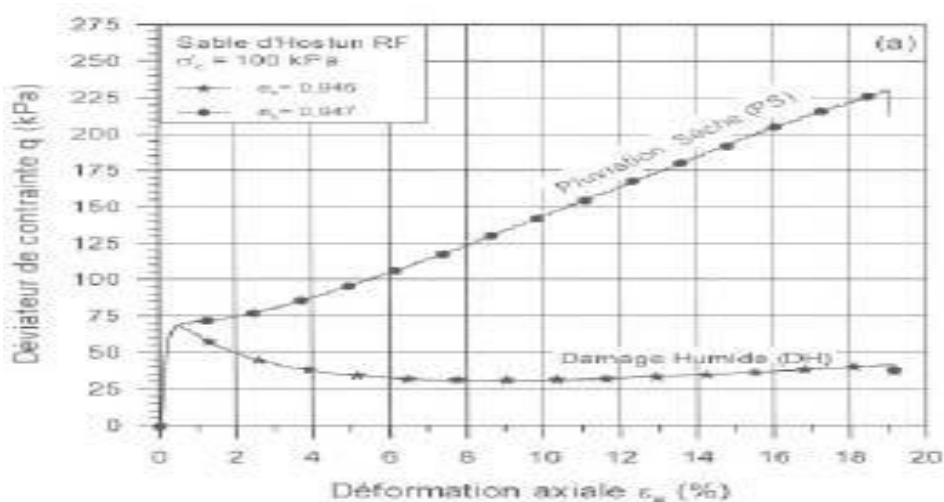


Figure 1.38 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004).

(Della et al., 2011a) trouvent que la méthode de pluviation à sec donne des échantillons plus dilatat que la méthode de déposition humide qui donne des échantillons plus contractant ; et qui sont très vulnérable à la liquéfaction. (Figure 1.39).

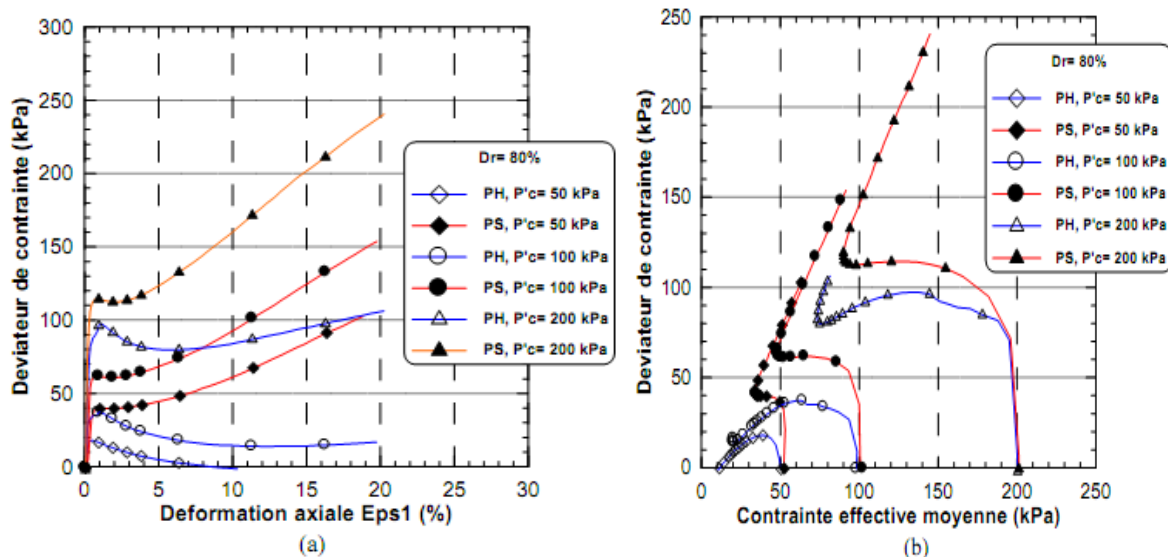


Figure I.39: Influence de la méthode de déposition sur la réponse non drainée du sol de Chlef (Della et al., 2011a)

(Sze et al 2014) ont réalisé des essais cycliques sur des échantillons de sable de Toyoura reconstitués par deux méthodes tels pluviation à sec et damage humide et deux densités différentes tels que ($D_r=20\%$ et $D_r=50\%$) a pour but d'étudier l'influence de méthode de déposition sur le comportement cyclique de sable de Toyoura, ils ont montré que la résistance cyclique des échantillons préparé par damage humide est plus grande par rapport au échantillons préparé par pluviation à sec.

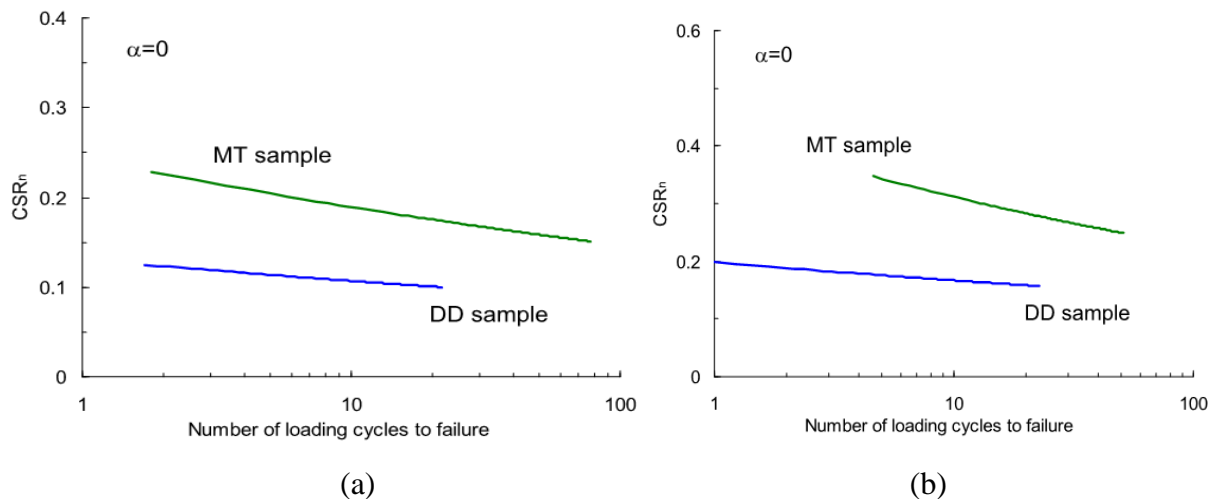


Figure 1.40: Influence de la méthode de déposition sur la réponse cyclique non drainée du sol de Toyoura (a) $D_r=20\%$, (b) $D_r=50\%$ (Sze et al., 2014)

1.6. Influence de quelques paramètres sur le comportement mécanique

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sables. La densité relative, la pression de confinement, la présence de fines, le degré de saturation, influence de l'indice de plasticité, influence des différents indices des vides et influence de la granulométrie.

1.6.1. Influence de la densité relative

La densité relative affecte d'une manière très sensible sur le potentiel de la liquéfaction des sols. La figure 1.41 donne les résultats obtenus par (Tatsuoka et al. 1986b) sur le sable de Toyoura. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative $D_r = 0,70$. Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

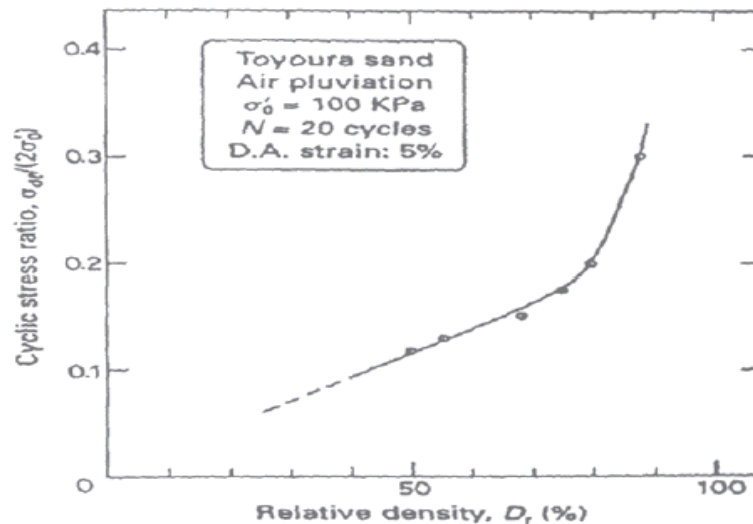


Figure 1.41: Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction
(Tatsuoka et al., 1986b)

En 1969, Castro a reproduit le phénomène de liquéfaction au laboratoire et il a illustré les différents comportements typiques des sables en fonction de leur densité, en réalisant des essais non drainés pilotés en contrainte sur des échantillons de sable consolidé d'une manière isotrope ou anisotrope.

Il a distingué trois types de comportement : liquéfaction, "liquéfaction limite" ou comportement dilatant suivant que l'échantillon de sable est lâche, moyennement dense, ou dense. La Figure 1.42 montre les résultats des essais sur le sable de Banding consolidé à 400 kPa à différentes densités relatives initiales.

L'échantillon lâche ($D_r = 27\%$) présente un pic du déviateur de contrainte à 1% de déformation axiale. Ensuite, la résistance de l'échantillon chute brusquement vers une valeur résiduelle qui reste constante pour des grandes déformations axiales. Après cette chute, la pression interstitielle se stabilise à un maximum, presque 95% de la pression de confinement, après un taux de génération très élevé au début de l'essai. Le développement rapide de la

pression interstitielle est sans doute à l'origine de la chute de résistance, qui marque le déclenchement de la liquéfaction.

Pour l'échantillon dense ($D_r = 47\%$), la pression interstitielle atteint un maximum pour une déformation axiale de 2.5%, et puis commence à diminuer jusqu'à s'annuler à 14% de déformation axiale. Quant au déviateur de contrainte, il montre un point d'inflexion au moment où la pression interstitielle passe par un maximum, pour augmenter ensuite avec la diminution de la pression interstitielle.

Enfin, pour un échantillon de densité moyenne ($D_r = 44\%$), on aperçoit un comportement moyen entre "liquéfaction limite" et la liquéfaction. La résistance au cisaillement atteint d'abord un pic suivi d'une chute rapide mais assez faible, et se stabilise pour une plage limitée de déformation, avant de remonter vers 10% de déformation axiale où l'échantillon présente une tendance à la dilatation. Cette dilatation se traduit par une augmentation de la résistance et une diminution de la pression interstitielle avec la déformation. Malgré cette partie de dilatation, ce comportement est considéré comme similaire au phénomène de liquéfaction.

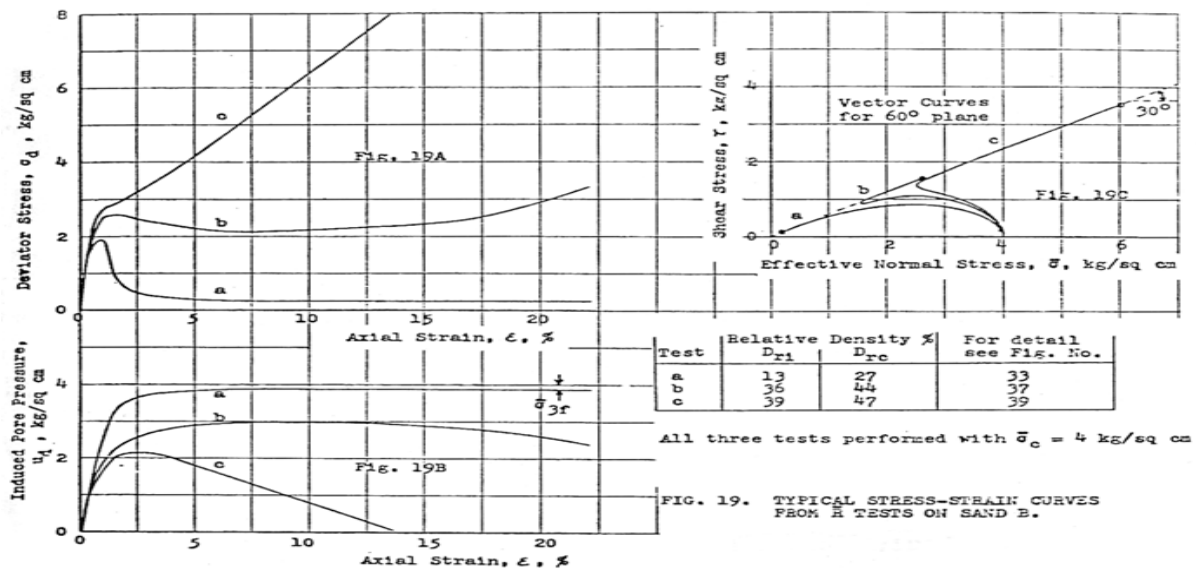


Figure 1.42 : Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro, 1969).

(Arab A., Shahrour I. 2010) ont réalisé des essais en laboratoire pour étudier l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des trois sables (Hostun Rf, Chlef et Rass). L'étude est basée sur des essais triaxiaux non drainés qui ont été effectués sur des échantillons ayant une densité relative $I_d = 0,15, 0,5$ et $0,65$. Ces essais ont été réalisés sous un confinement initial de 100 kPa. Les résultats obtenus montrent d'une manière très claire que l'augmentation de la densité relative conduit à une importante amélioration de la résistance à la liquéfaction des sables. Ils ont constatés que la résistance à la liquéfaction du sable d'Hostun Rf est supérieure par rapport aux autres sables (Chlef et Rass) et qui peut être

expliquer par le faite que le sable d'Hsotun RF est de caractère dilatant que les autres sables de Chlef et Rass qui sont des sables à caractère contractant .

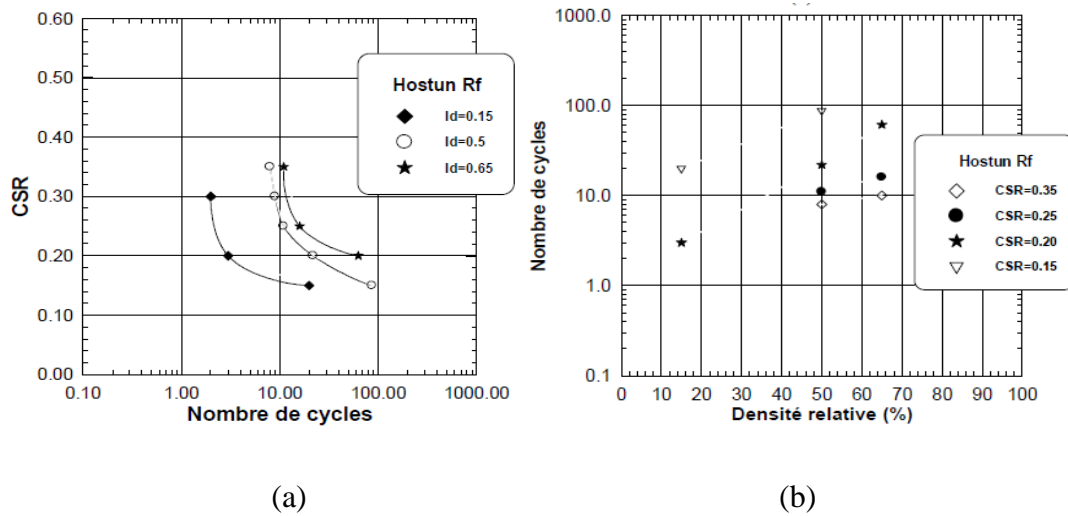


Figure 1.43 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction du sable d'Hostun Rf a) Sur le potentiel de liquéfaction, b) sur la résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)

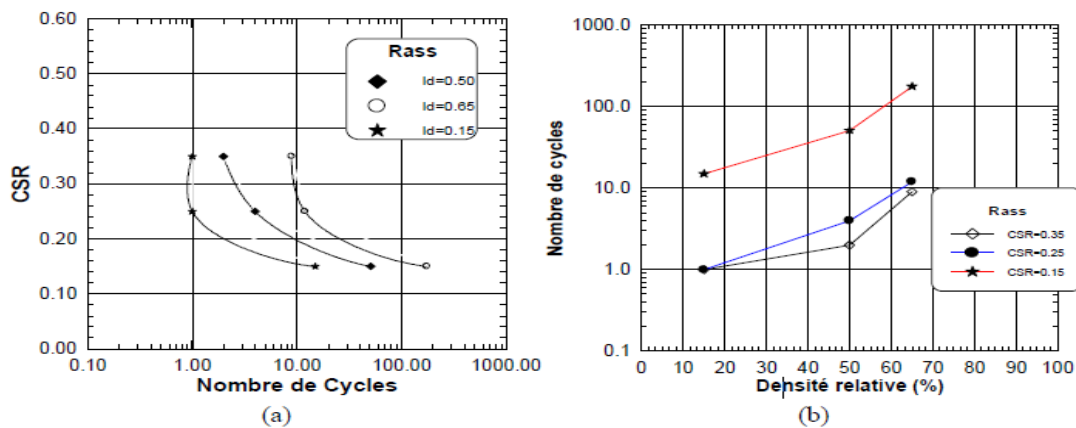


Figure 1.44 : Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass : a) Courbe de potentiel de liquéfaction b) Résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010)

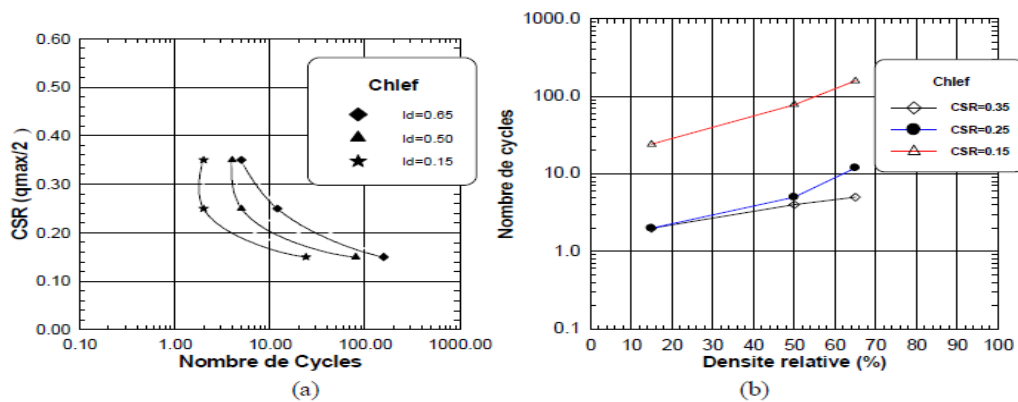


Figure 1.45 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab et Shahrour., 2010)

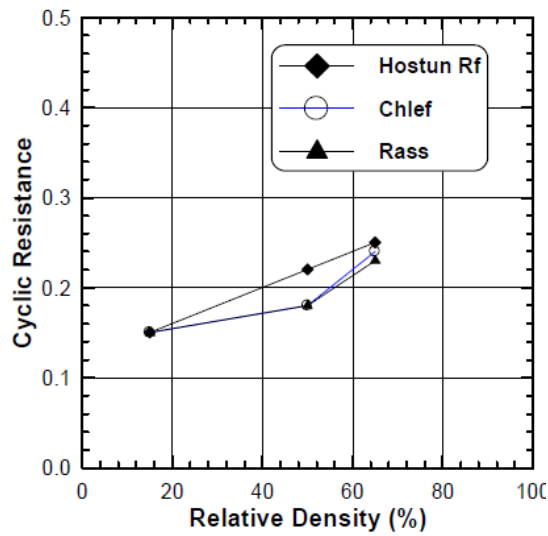


Figure 1.46 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun RF) (Arab et Shahrour., 2010)

1.6.2. Influence de la pression de confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par (Vaid et Sivathayalan 1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ($D_r = 0.31$); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (Figure 1.47). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

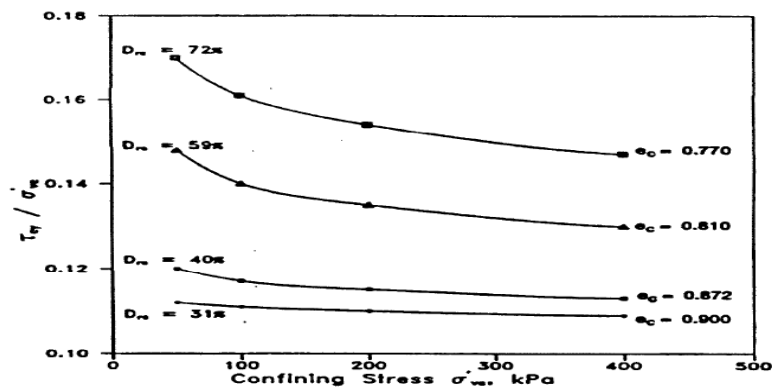


Figure 1.47: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

(Della et al., 2011a) ont réalisé une étude expérimentale en laboratoire à l'appareil triaxial pour évaluer l'influence du confinement sur le comportement non drainé du sable de Chlef sous des pressions de confinement initiales de 50, 100 et 200 kPa. Ils ont montré que l'augmentation de la résistance à liquéfaction de sable avec l'augmentation de la pression de confinement.

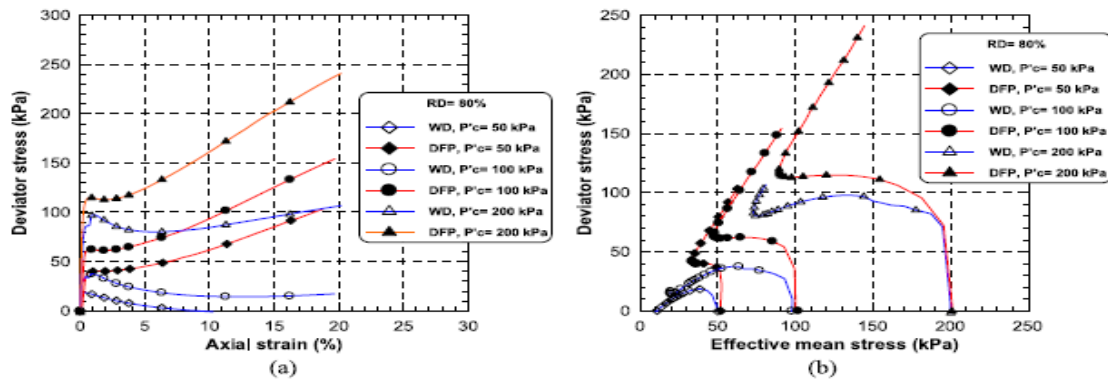


Figure 1. 48 : Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al., 2011a).

La Figure (1.49a) montre que le déviateur des contraintes atteint un pic en faibles déformations, puis il augmente continuellement jusqu'à une valeur stable. Le chemin de contraintes correspondant (Fig 1.49b) évolue à droite de la pression de consolidation. L'augmentation du niveau de contrainte a comme l'effet de l'augmentation du caractère contractant du matériau avec un pic plus élevé et plus marqué. Le déviateur chute temporairement puis rejoint la même résistance finale. Dans ce cas, le chemin de contraintes effectives montre une diminution de la pression effective jusqu'à de grandes déformations où un regain de résistance est observé. Tous les échantillons atteignent le même état de résistance finale ; c'est l'état stable de déformations "steady state".

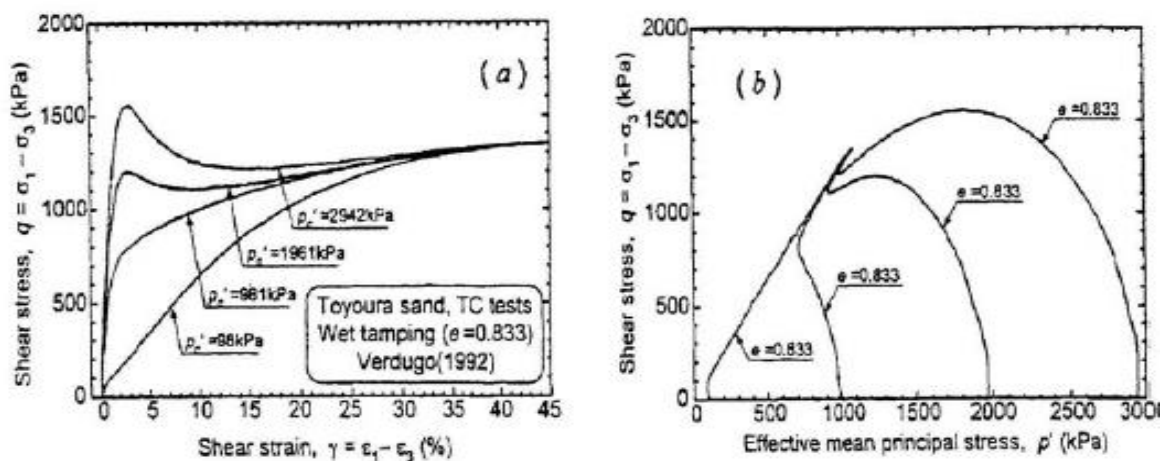


Figure 1. 49 : Effet de la pression de consolidation sur le comportement non drainé du sable de Toyoura (Yoshimine, Ishihara, 1998).

1.6.3. Influence de la présence des fines

Des nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de la liquéfaction des mélanges sable et sols fins. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. (Chang et al 1982 et Amini .F 2000) ont constaté l'augmentation de la fraction des fines peut conduire à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ces sols. Contrairement, d'autres études montrent que la résistance de liquéfaction diminue avec l'augmentation de fraction des fines. (Yamamuro et Covert 2001) ont conclu que la présence des petites quantités du limon semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité $D_r = 44\%$ ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû la présence de larges grains de sables ; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

(Arab., 2009) a étudié en laboratoire de l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude est basée sur des essais triaxiaux drainés et non drainés monotones qui ont été réalisés pour des fractions de fines variant entre 0 et 50% ; et des essais cycliques réalisés pour des fractions des fines variant entre 0 et 40%. Les essais montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement du sol limoneux (l'angle de frottement décroît de 31° à 27° quand la fraction des fines croît de 0 à 50%), mais affecte peu sur l'angle caractéristique. L'effort résiduel S_{us} diminue d'une manière linéaire et significative avec l'augmentation de la fraction des fines. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente. Cet effet est également important pour le comportement des sables-limoneux sur des chemins non drainés à cause du fort couplage entre le comportement déviatorique et volumique pour ce type de chemins.

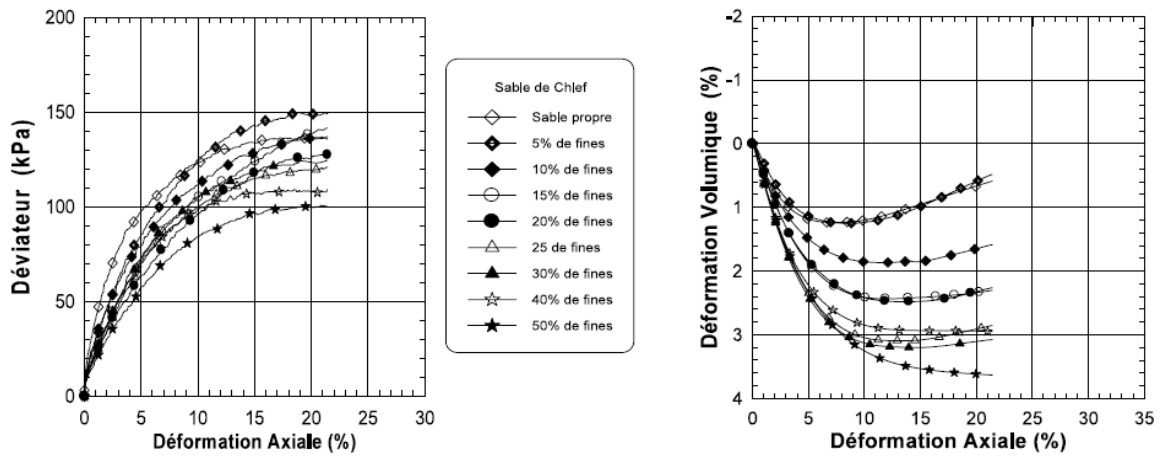


Figure 1.50 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)

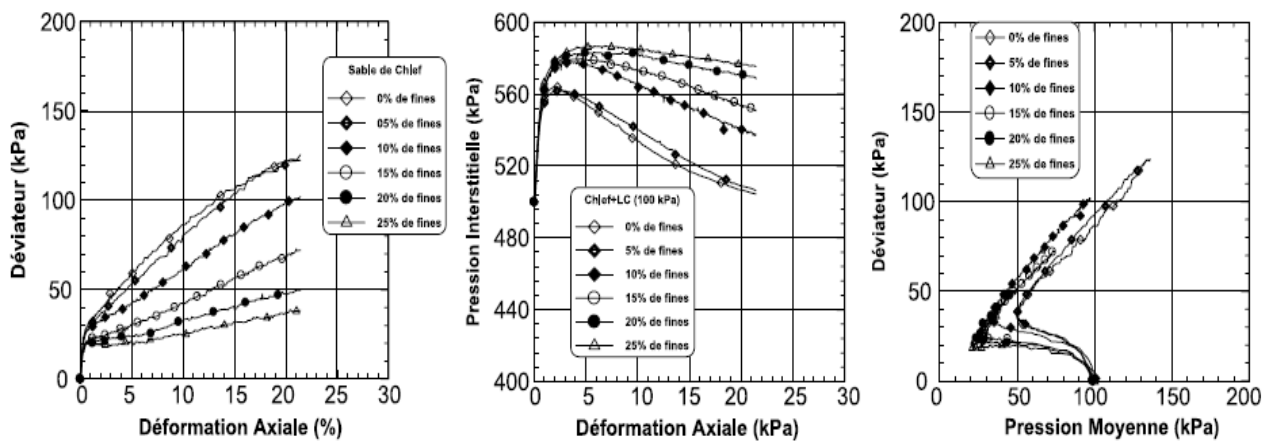


Figure 1.51 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009).

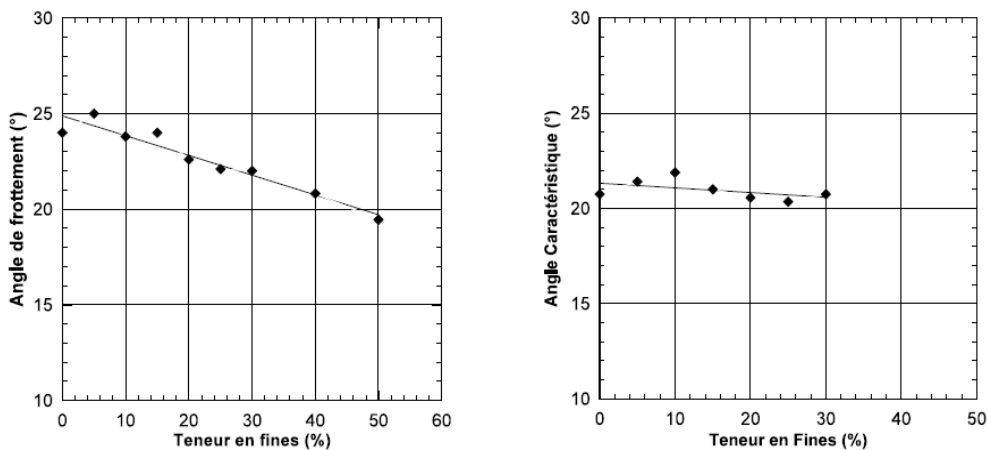


Figure 1.52 : Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab., 2009).

1.6.4. Influence de la saturation

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé (avec un degré de saturation S_r plus proche de 1), est plus élevée que celle de l'échantillon saturé. Le degré de saturation d'un échantillon peut-être déterminé expérimentalement à l'aide du coefficient de Skempton B qui

visé à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée. (Mullilis et al. 1978) et (Tatsuoka et al. 1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient (B. Shérif et al. 1977) ont montré qu'un sable fin ou argileux peut être considérés saturé si la valeur de B dépasse 0,8. (Chaney 1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, (P.Giroud et D.Cordary 1976) note que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1. (Martin et al. 1978) ont constaté que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.

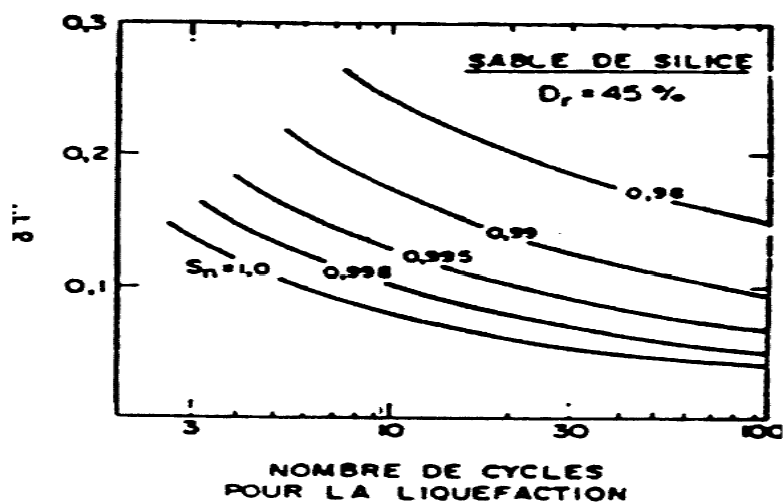


Figure 1.53 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al., 1978).

La Figure 1.54 élaborée par (Pecker 1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%.

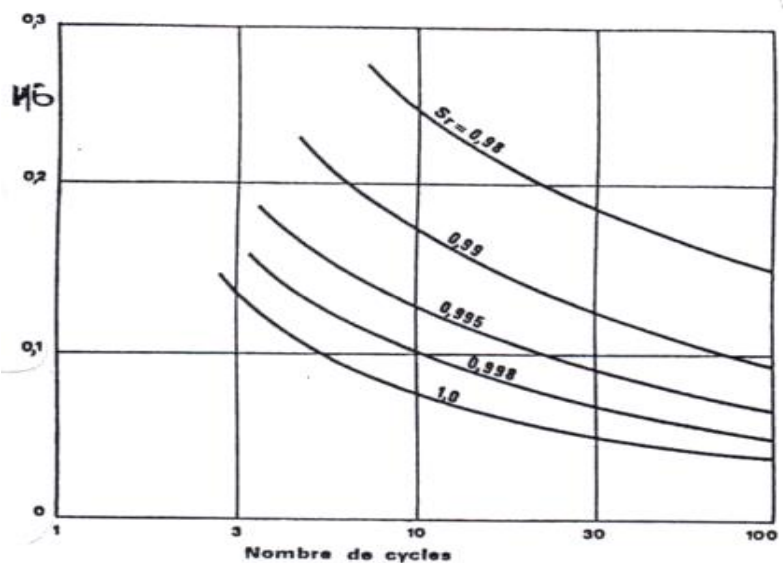


Figure 1.54 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984).

1.6.5. Influence de l'indice de plasticité

Des nombreuses études montrent que l'indice de plasticité a un effet significatif sur la résistance à liquéfaction. (Ishihara et al, 1980) ont montré que la résistance à la liquéfaction est constante jusqu'à une valeur inférieure à 10%, au-delà de cette valeur, la résistance augmente d'une manière significative avec l'indice de plasticité (Figure 1.55).

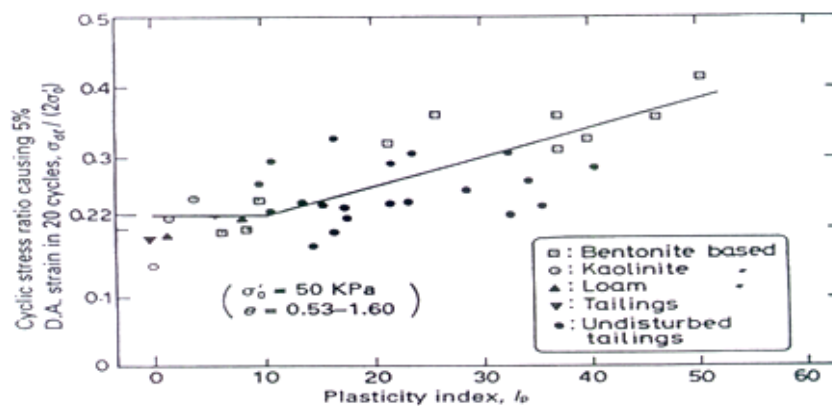


Figure 1.55 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et al., 1980).

(Puri 1984, 1990) a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons remaniés de limon et mélange argile-limon avec un indice de plasticité variant de 10 à 20 % (Figure 1.56). La principale conclusion de cette étude est que la résistance du mélange dans le domaine 10~20% augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité.

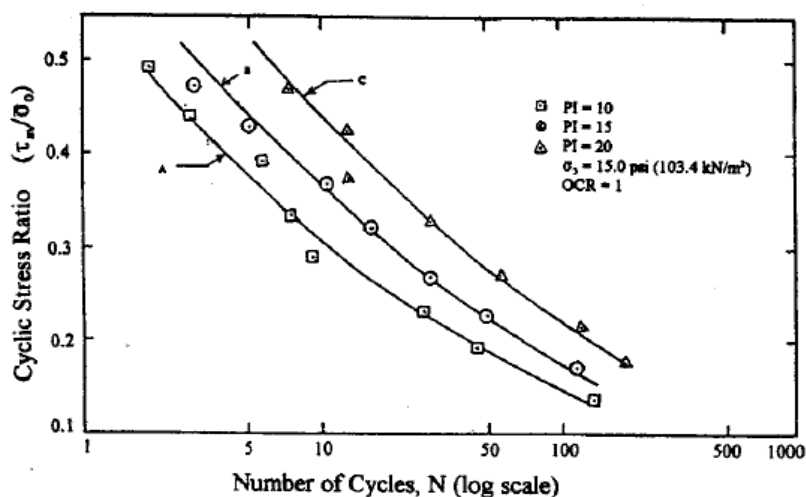


Figure 1.56 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).

1.6.6. Influence des différents indices des vides

Les différents paramètres, tels que l'indice des vides granulaires (Lupini et al, 1981. Georgiannou, 2006), indice des vides du Skelton (Kuerbis et al, 1988, Pitman et al. 1994.; Lade et Yamamuro, 1997), l'indice des vides de la phase granulaire (Mitchell, 1993), ou indice des vides intergranulaires (Thevanayagam, 1998; Monkul et Ozden 2007) ont un influence sur le potentiel de liquéfaction des sols sableux et surtout les sables limoneux. Donc l'évaluation de différents indices des vides des sables limoneux est très complexe à partir du mélange de deux différentes tailles des particules de sol. Thevanayagam a une équation pour calculer l'indice de vides intergranulaire : $e_s = (e + F_c/100)/(1 - F_c/100)$, il y a aussi deux équations pour l'indice des vides interfine et l'indice de vides équivalent : $e_f = e/(F_c/100)$, $e^* = [e + (1 - b)F_c/100] / [1 - (1 - b)F_c/100]$, tels que e : indice des vides global et F_c : la teneur en fines.

D'une part, (Belkhatir et al., 2010) ont étudié effet de l'indice des vides intergranulaire sur la résistance au cisaillement de sable limoneux avec des différentes des densités relatives et d'autre paramètres tels que : teneur en fines F_c , coefficient d'uniformité C_u , coefficient de courbure C_c , diamètre minimum D_{10} et diamètre maximum D_{50} . Ils ont constaté que l'indice des vides intergranulaires augmente avec l'augmentation de la teneur en fines de façon hyperbolique.

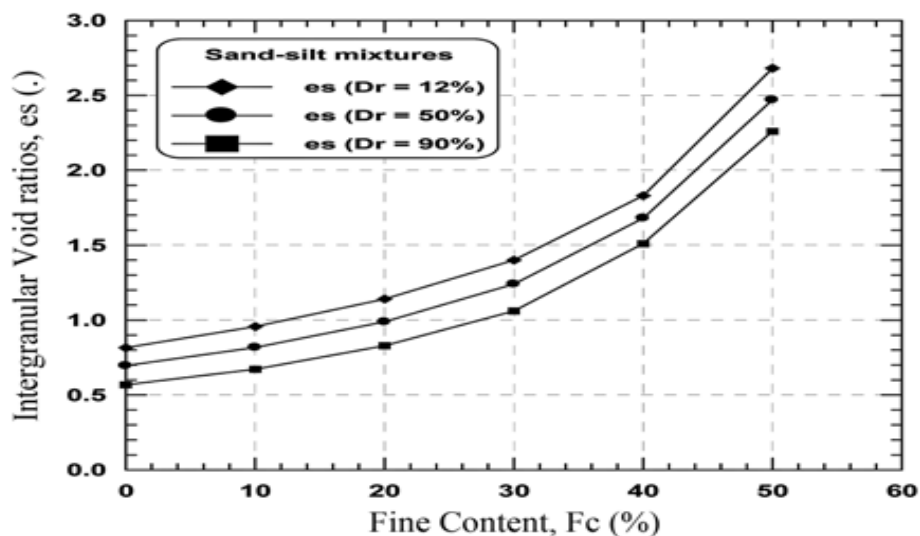


Figure 1.57 : Variation de l'indice des vides intergranulaire avec la teneur en fines et densité relative (Belkhatir et al., 2010).

Ils ont constaté aussi qu'il y a une augmentation de l'indice des vides intergranulaire avec la diminution de l'indice des vides global comme le montre dans la figure suivante :

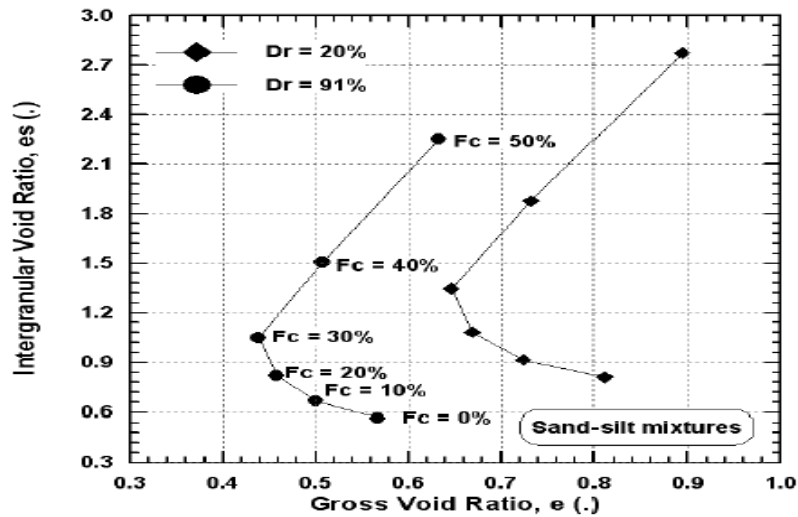


Figure 1.58 : Variation de l'indice des vides global en fonction de l'indice des vides intergranulaire (Belkhatir et al., 2011).

1.6.7. Influence de la granulométrie

La granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida 1970 ; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.59 montre des exemples de ces courbes. On note que les graviers et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

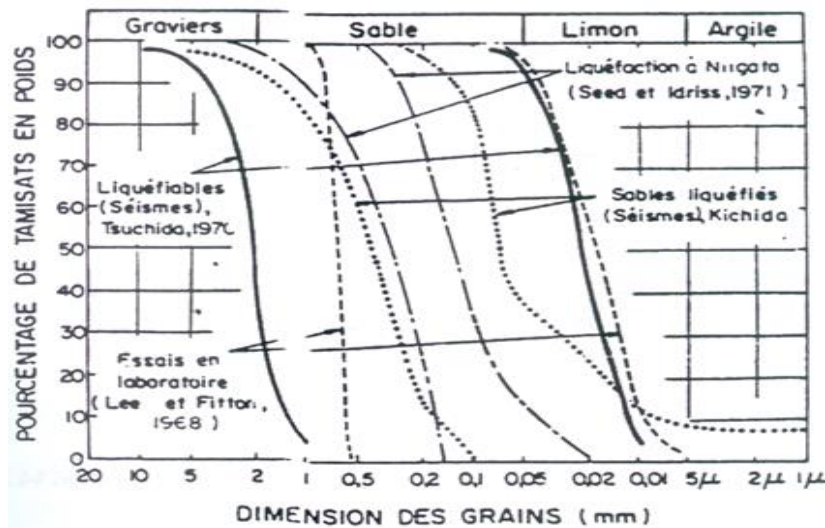


Figure 1.59 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Pecker, 1984)

1.7 Conclusion

L'étude du phénomène de la liquéfaction des sols reçoit un intérêt particulier dans le domaine de géotechnique sismique en raison de l'ampleur des dégâts et dommages occasionnés par les chargements sismique élevés. Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur le comportement mécanique en condition non drainée ayant trait aux sujets abordes dans cette thèse. Il dépend de nombreux paramètres, tels que le rapport de surconsolidation, les méthodes de déposition, la teneur en fines, la pression de confinement, la densité relative, la saturation, le préchargement et la granulométrie.

L'aperçu donné dans ce chapitre montre que les sols normalement consolidés ou surconsolidés manifestent des comportements différents. Les études recensées dans la littérature concernent souvent les sols normalement consolidés d'une façon isotrope ou anisotrope. L'étude du comportement à la liquéfaction des sables surconsolidés est également explorée mais se limitait souvent à des sols moyennement denses ou denses.

Les diverses méthodes de reconstitution créent différentes structures initiales, dans le sens du réarrangement des grains du sol. La reconstitution des échantillons au laboratoire est une phase importante du fait qu'elle donne lieu à une structure particulière du squelette granulaire en termes de l'arrangement géométrique des grains.

Plusieurs paramètres peuvent avoir un effet remarquable sur le comportement mécanique des sables limoneux (résistance à liquéfaction). Entre autre, la densité relative, la pression de confinement, la présence de fines, le degré de saturation, l'indice de plasticité, les indices des vides (e , e_g et e^*) et la granulométrie.

CHAPITRE 2 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons le déroulement de la procédure expérimentale de notre étude. Nous présentons en détail tout d'abord le dispositif expérimental (Appareil triaxial) mis au point, utilisé afin de réaliser notre programme d'essais de cisaillement triaxial, pour étudier le comportement mécanique non drainé (la résistance à liquéfaction) du mélange sable-limon normalement consolidé et surconsolidé. Nous présentons ensuite les techniques de préparation de nos échantillons (pluviation à sec et damage humide) et les différentes étapes et procédures liées à la réalisation de nos essais. La saturation des échantillons est faite en utilisant le gaz du dioxyde de carbone, puis de l'eau désaérée. Enfin, on présente les caractéristiques physiques des matériaux testés (mélange sable-limon de Chlef).

2.2. Présentation d'un essai triaxial

Pour étudier le comportement mécanique d'un matériau granulaire, plusieurs types d'essais peuvent être réalisés dans le laboratoire. Nous pouvons citer entre autres : l'essai triaxial, l'essai œdométrique, et l'essai de cisaillement (direct, annulaire,...etc.). Pour cette raison l'essai triaxial est souvent utilisé pour étudier le comportement mécanique et pour déterminer les différentes caractéristiques liées au comportement mécanique d'un sol dans des conditions voisines de celles observées dans la pratique.

2.2.1. Principe de l'essai

Le principe de cet essai est de placer une éprouvette de sol, de forme cylindrique, dans une cellule pleine de liquide (Figure 2.1). L'échantillon à tester est placé dans une enveloppe (normalement dilatable), elle-même introduite dans la cellule. Cet échantillon est donc soumis à :

- Une pression hydrostatique de confinement σ_3 appliquée par l'intermédiaire du liquide remplissant la cellule (en général ce liquide est l'eau).
- Un déviateur de contraintes appliqué par un piston chargé au moyen d'une presse (ou d'un vérin, etc.)

L'état de l'éprouvette (état de contraintes) dans l'appareil triaxial est montré dans la figure 2.2



Figure 2.1 : Appareil triaxial

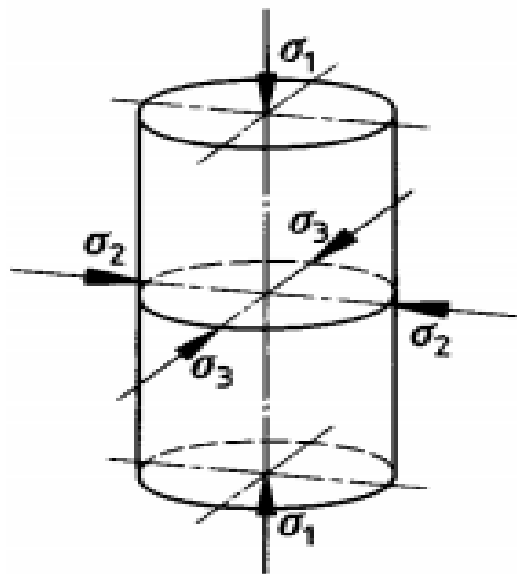


Figure 2.2: Etat de contraintes dans l'échantillon à l'appareil triaxial

L'éprouvette de forme cylindrique et de section droite circulaire est placée sur une embase rigide, à l'intérieur d'une enceinte étanche. La surface latérale de l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable. A la partie supérieure de l'éprouvette est placée une embase rigide, sur laquelle vient en général s'appliquer un piston. Les embases sont reliées aux circuits extérieurs pour empêcher tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur. Au cours de l'essai et selon le type d'essai, sont mesurées :

- La force axiale F ;
- La surface corrigée S_c ;
- La hauteur corrigée H_0 ;
- La variation de hauteur de l'éprouvette ΔH ;
- La variation du volume d'eau ΔV ;
- La déformation axiale ϵ ;
- La pression interstitielle u ;

L'appareil triaxial est un ensemble d'éléments qui doivent assurer les fonctions suivantes :

- Appliquer à une éprouvette cylindrique de section droite circulaire des sollicitations axiales et radiale
- Déterminer les déformations axiales, radiales et les volumes d'eau absorbés ou expulsés par l'éprouvette ;
- Mesurer l'effort verticale et la pression radiale ;
- Mesurer les pressions de l'eau interstitielle régnant dans l'éprouvette.

2.2.2. Types d'essais triaxiaux

Selon les conditions de drainage de l'eau interstitielle, et la consolidation de l'échantillon on peut distinguer :

- essai non consolidé - non drainé UU : dans cet essai l'eau interstitielle est bloquée dans l'échantillon, et par conséquent la pression interstitielle est libre d'évoluer. Pendant cet essai le volume reste constant.
- essai consolidé - drainé CD : dans cet essai, après avoir consolidé l'échantillon, on le cisaille avec le drainage ouvert, on permet donc un changement de volume. La surpression interstitielle est donc à tout instant nulle ($\Delta u = 0$).
- essai consolidé - non drainé CU : dans cet essai l'échantillon est consolidé sous une contrainte isotrope ; puis on cisaille avec le drainage fermé.

2.3. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental comporte un dispositif de chargement et les différents moyens de mises en pression. Une cellule triaxiale de dimensions appropriées à celle de l'éprouvette.

2.3.1. Cellule triaxiale

La cellule triaxiale comporte une base, une enceinte cylindrique et un couvercle. Ses dimensions sont telles que l'éprouvette de sol peut être placée entre l'embase inférieure solidaire de la base et l'embase supérieure. Elle comporte aussi (Figure 2.3 et 2.4):

- | | |
|---|---|
| 1- Purge | 10- Plaques de base |
| 2- Piston | 11- Enceinte cylindrique |
| 3- Plaques d'extrémité principale | 12- Liquide cellulaire |
| 4- Chapeau d'impression | 13- Embase inférieure et supérieure |
| 5- Bandes élastiques (Bracelets élastiques) | 14- Lubrification |
| 6- Membrane | 15- Couverture |
| 7- Echantillon | 16- Papier filtre |
| 8- Pierres poreuses | 17- Drainage de papier filtre |
| 9- Joints | 18- Forage pour l'équilibre des pressions |

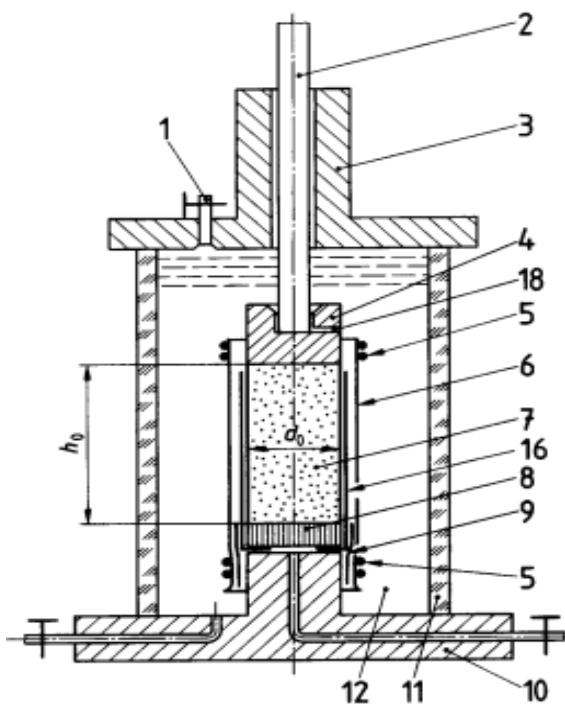


Figure 2.3 : Schémas de la cellule triaxiale utilisée

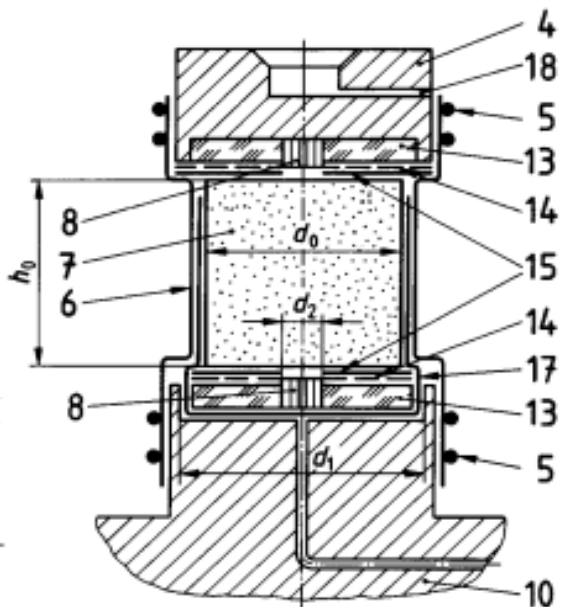


Figure 2.4: Detail de cellule triaxiale

a. Embase inférieure : L'embase inférieure est d'un diamètre sensiblement égal à celui de l'éprouvette et des sorties hydrauliques. Sur ces sorties se placent des vannes à volume constant, solidaires de la base, permettant d'isoler l'éprouvette des circuits extérieurs.

b. Embase supérieure : est d'un diamètre sensiblement égal à celui de l'éprouvette, l'embase supérieure comporte des circuits de drainage et est indéformable sous les contraintes.

c. Enceinte cylindrique : L'enceinte est transparente et elle peut résister à une pression de 1.7 MPa. Elle a un diamètre permettant la déformation de l'éprouvette au cours du cisaillement.

d. Couvercle et piston : Le couvercle comporte un dispositif de purge utile pour le remplissage. Le piston doit pouvoir glisser avec un frottement minimum et sans fuites excessives du liquide cellulaire tout en étant propre et lubrifié.

e. Liquide cellulaire : Le liquide utilisé doit être inoffensif vis-à-vis de la membrane. L'eau désaérée est utilisée en général. La température du liquide doit être sensiblement égale à celle de la salle d'essai.

f. Membrane : La membrane est utilisée afin de séparer l'éprouvette du liquide cellulaire. Elle doit être étanche, souple, élastique et offrir un peu de résistance au déplacement, généralement en caoutchouc, leur épaisseur est au plus un centième du diamètre de l'éprouvette. Elle doit être neuve pour chaque essai.

2.3.2. Contre pression d'eau interstitielle

Le système de contre pression permet de transmettre une pression à l'eau interstitielle contenue dans l'éprouvette.

2.3.3. Capteurs de déplacement et de force

Les pressions et le déplacement axial sont mesurés par des capteurs de déplacement analogiques extérieurs. Ces capteurs sont fixés sur le couvercle de cellule. (LDVT : Linear Variable Differential Transformer).

2.3.4. Mesure des paramètres de l'essai

La mesure de l'effort axial s'effectue au moyen d'un capteur placé à l'intérieur de la cellule, qui mesure la force axiale, la déformation axiale et la pression interstitielle en (millivolt).

2.4. Mode opératoire

Contrôle de l'appareillage et préparation du local d'essai : la teneur en eau des éprouvettes ne doit pas varier de manière sensible pendant la préparation et le montage des éprouvettes.

Pour cela, il est nécessaire que les éprouvettes ne soient pas placées directement au rayon de soleil et au courant d'air.

2.4.1. Préparation d'échantillons

Les éprouvettes sont cylindriques à section droite circulaire de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur avec une membrane de 0,45 mm d'épaisseur qui est placée dans un moule directement sur l'embase inférieure de la cellule de l'appareil triaxial. Une dépression de 10 kPa à 20 kPa est appliquée à l'intérieure de l'éprouvette. Les diverses méthodes de reconstitution créent différentes structures initiales, dans le sens du réarrangement des grains de sol. Les études ont montré le rôle important des formes de grains dans le contrôle de leur arrangement spatial. Ces différentes structures ont sans doute un effet sur la réponse du sol

a) Pluviation à sec

La pluviation est un processus de reconstitution assez proche du mode de dépôt géologique naturel et qui permet de reconstituer des structures granulaires homogènes, à densité ou indice de densité donné, que l'on peut cibler à priori, en fonction des deux paramètres principaux du processus que sont l'intensité de déposition (ou débit massique) et la hauteur de pluviation. Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir dont on contrôle la hauteur de chute (Figure 2.5). Pour obtenir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle. Pour les échantillons moyennement denses et denses on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame.

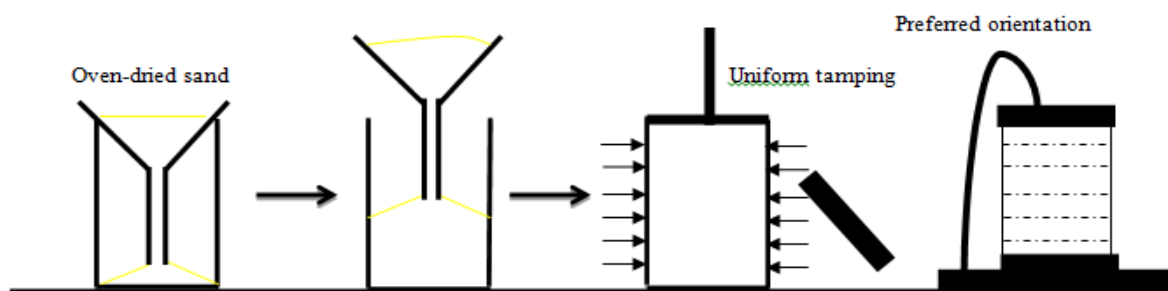


Figure 2.5: Préparation par pluviation à sec

b) Damage humide

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule préparé avec une teneur en eau initiale. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope (Figure 2.6). La teneur en eau de notre étude égale à 3%. La teneur en eau optimale (ω_{opt}) est déterminée au moyen de l'essai Proctor correspondant à la densité maximale (γ_{dmax}). Cette méthode est très

commode pour la préparation des échantillons de sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

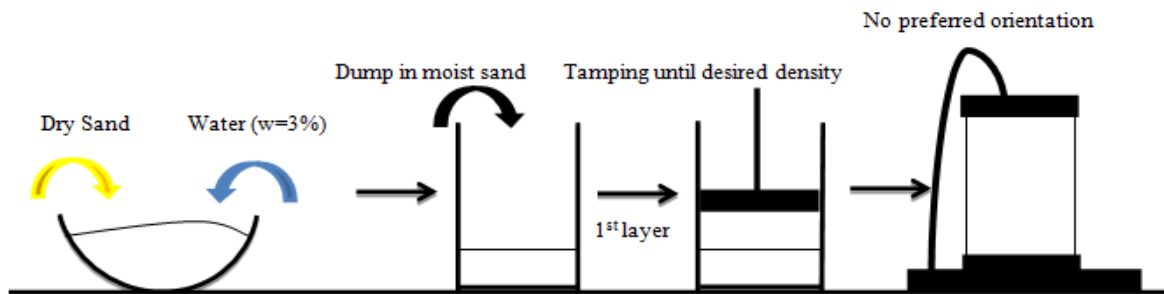


Figure 2.6: Préparation par damage humide

2.4.2. Calcul de la masse d'échantillon

Pour s'assurer que des résultats représentatifs et précis ont été obtenus à partir de l'essai triaxial, un procédé spécifique était déterminé et suivi.

Densité relative : $D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}} * 100\%$

Ou :

D_r : Densité relative en pourcentage

γ_d : Poids volumique sec du sol

γ_{dmax} : Poids volumique sec maximal du sol

γ_{dmin} : Poids volumique sec minimal du sol

Pour déterminer le poids volumique sec du sol pour fabriquer l'échantillon, On utilise l'équation suivante :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{\pi (D_s)^2 * (H_s) / 4}$$

Ou :

γ_d : Poids volumique sec du sol

W : Masse sèche d'échantillon

D : Diamètre d'échantillon

H : Hauteur d'échantillon

2.4.3. Montage d'éprouvette dans la cellule

Le montage de l'éprouvette dans la cellule est effectué comme suit :

1- Contrôler la qualité de membrane avant l'utilisation par voir s'il y a des trous au niveau des membranes.

- 2- Placer la membrane sur l'embase inférieure de la cellule triaxiale et fixer avec des bracelets élastiques pour éliminer l'entrée de l'eau et l'air.
- 3- Grouper les deux côtés de moule autour de la membrane par des vices et ajuster ensuite la membrane sur le moule de façon à ne pas avoir des torsions dans la membrane puis relier le moule avec une pompe à vide pour donner une pression au membrane ;
- 4- Verser le matériau utilisé (sable) en utilisant un entonnoir qui est un diamètre spécifique qui donne la possibilité de mesurer la densité demandé ;
- 5 - Après le remplissage de moule, poser l'embase supérieure sur la membrane.
- 6- Utiliser le niveau sur l'embase supérieur dans les deux directions et fixer aussi la membrane par des bracelets élastiques et appliquer une contre pression à l'intérieur de l'échantillon pour qu'il puisse se maintenir et démouler ;
- 7- Après le démoulage, les dimensions de l'éprouvette après préparation sont déterminées à partir d'un pied à coulisse pour le diamètre D_0 à partir de la moyenne de cinq mesures faites suivant au trois axes perpendiculaires dans un plan diamétral situé vers la base de l'éprouvette et pour la hauteur H_0 à partir de la moyenne de mesures effectuées selon au trois plans perpendiculaires ;
- 8- Mettre en place l'enceinte cylindrique et vérifier le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase et du piston, le libre coulissement du piston ;
- 9- Placer la cellule dans la presse triaxiale en assurant le contact entre le piston de la cellule et la tête de l'échantillon ainsi que le contact entre le piston et celui de la presse ;
- 10- Remplir la cellule par l'eau désaérée en laissant s'échapper l'air par le système de purge placé sur le couvercle ;
- 11- Appliquer le premier palier de pression (40 kPa) dans la cellule le plus rapidement afin de commencer la phase de saturation.

2.4.4. Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement monotone ou cyclique non drainé, pour cette raison-là, on consiste deux étapes de saturation :

- Pour obtenir une bonne 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 à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans

l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO₂ muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 30 minutes.

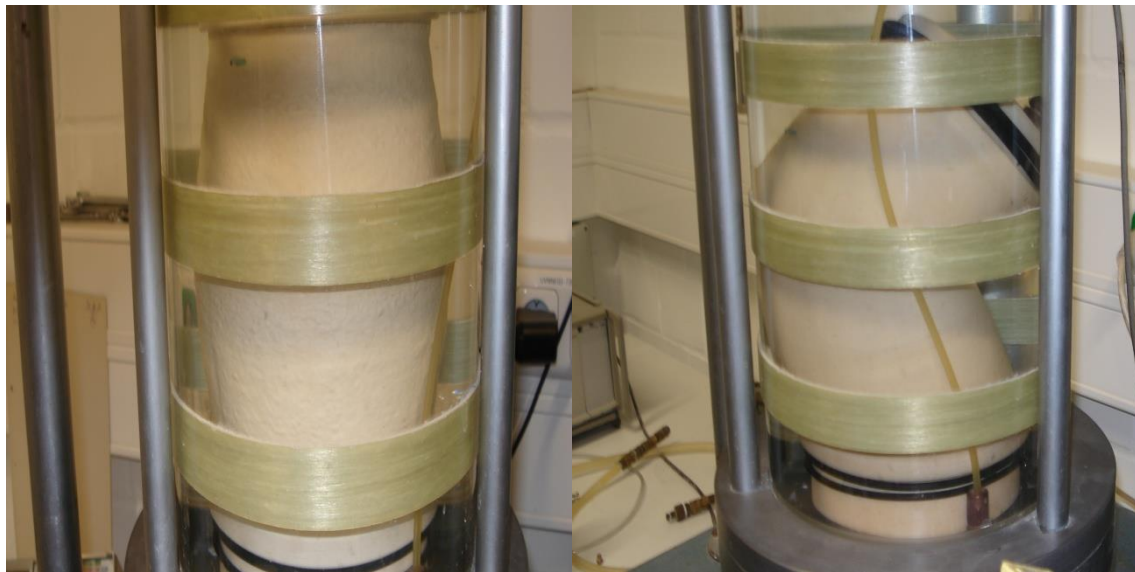
- On fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. Cette étape est terminée à partir de calcul de coefficient de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma$ qui traduit le niveau du degré de saturation dont la valeur $B = 98\%$ correspondant à une bonne saturation des échantillons testés.

2.4.5. Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule et à l'intérieur de l'échantillon par les régulateurs de pression. L'application d'une contre pression à l'échantillon 15 kPa améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon) sur l'amplificateur de volume. La contre pression utilisée pour les essais est de 200 kPa. Les échantillons des mélanges ont été consolidés avec les pressions de consolidation effectives isotropes de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa et 800 kPa ; puis cisailés à une pression effective finale de 100 kPa correspondant aux OCR=1, 2, 4 et 8 respectivement pour $P'_c = 100$ kPa. Il est à signaler que pour les pressions de confinement à 200 kPa et 300 kPa, la même procédure du mode opératoire de l'OCR cité ci-haut sera appliquée.

2.4.6. Cisaillement

Après avoir consolidé l'échantillon, on le cisaille en appliquant un chargement axial F (kN) tout en gardant la pression latérale totale σ_3 constante. Le cisaillement commence aussitôt avec une vitesse de déplacement calculée. Tous les essais sont cisailés à la même vitesse (0.2 mm/min) et ils sont continués à une déformation axiale de 25%. Les pressions et les déformations appliquées et produites durant l'essai sont mesurées à l'aide des capteurs et contrôleurs. Toutes ces données sont enregistrées par un graphtec. La figure suivante (Figure 2.7) présente deux échantillons à la fin de la phase de cisaillement pour les deux méthodes de préparation considérées (pluviation à sec et damage humide) ;



(a)

(b)

Figure 2.7: Les échantillons après cisaillement pour les deux méthodes de préparation utilisées

(a) Echantillon préparé par pluviation à sec ($e = 0.668$, $F_c=0\%$, $P'_c=100$ kPa, $\epsilon_{max} = 23\%$)

(b) Echantillon préparé par damage humide ($e = 0.708$, $F_c=0\%$, $P'_c=100$ kPa, $\epsilon_{max} = 2\%$)

2.4.7. Démontage d'échantillon :

A la fin d'essai, les pressions appliquées sont enlevées par palier (en gardant toujours la pression latérale plus élevée que la pression interstitielle u). La cellule est puis vidée et démontée. L'échantillon est enlevé, et la quantité de sable avec l'eau est précisément versée dans un récipient (les différents composants de la cellule, ainsi que la membrane doivent être bien nettoyés des grains de sable), puis elle a été pesée avant de la mettre dans une étuve à 105°C . Enfin, après 24 heures la quantité de sable sec est pesée afin d'avoir la masse sèche (masse des solides).

2.5. Matériaux utilisés

Le matériau que nous avons utilisé pour fabriquer nos échantillons est le mélange du sable de Chlef avec des fractions des fines (limon de Chlef) peu plastiques varié entre 0% à 40%. La vue microscopique des matériaux examinés est montrée sur les figures 2.8 et 2.9. Les propriétés des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau 2.1. Les courbes granulométriques des échantillons examinés sont montrées sur la figure 2.10. Car il peut voir, les courbes granulométrique des mélanges entre ceux a proposé par Tsuchida (1970) classifié en tant que des sols liquéfiabiles.

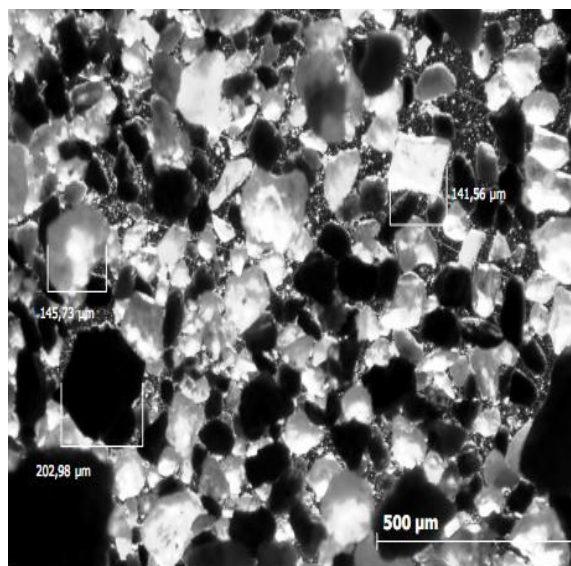


Figure 2.8: Vue microscopique du sable de Chlef

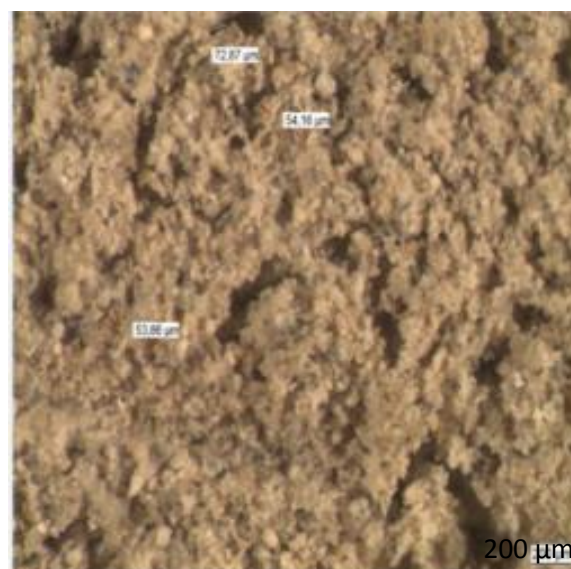


Figure 2.9: Vue microscopique de limon de Chlef

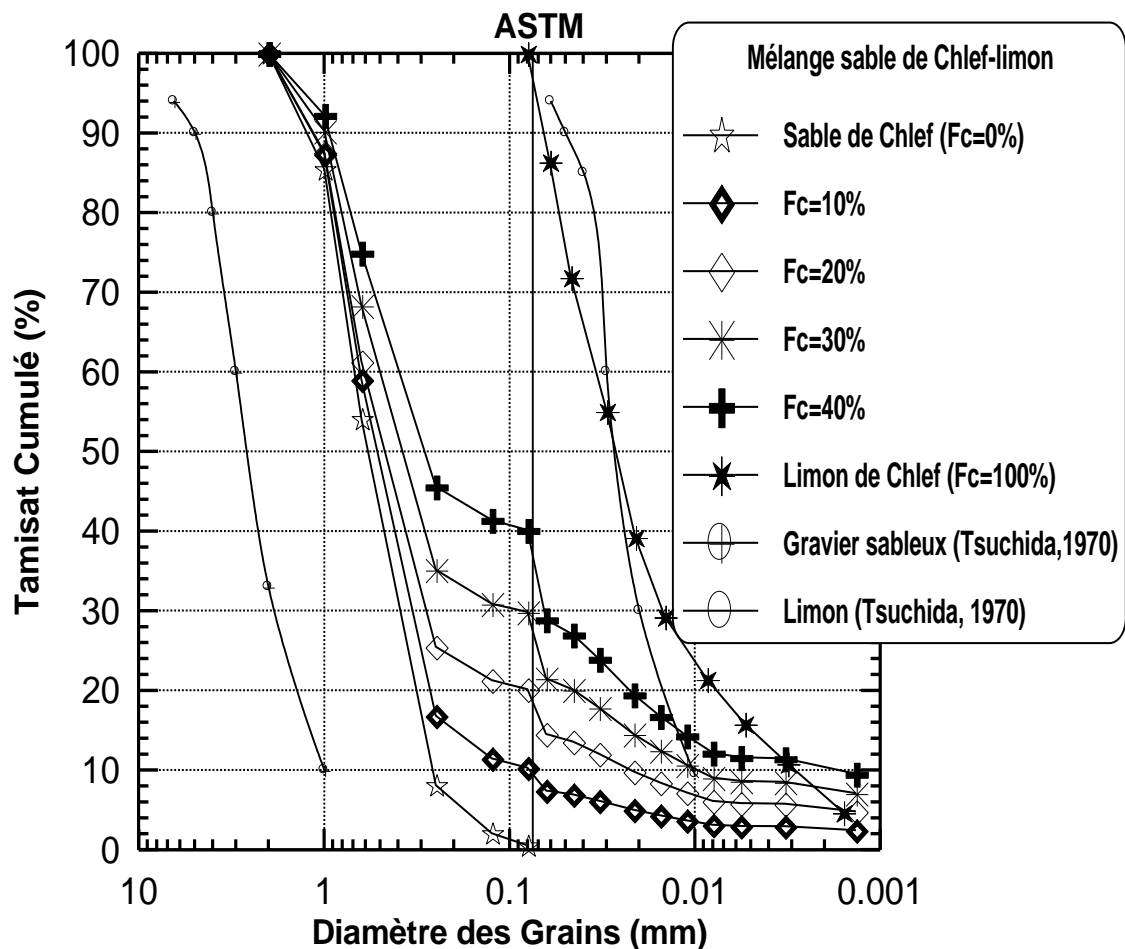


Figure 2.10: Courbes granulométriques des mélanges sable-limon

Tableau 2.1: Propriétés physiques des mélanges sable-limon de Chlef

Matériaux	G_s	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	Cu (-)	e_{max} (-)	e_{min} (-)	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	USCS	Forme des grains
Sable (Fc=0%)	2,652	0,266	0,431	0,596	0,70	2,63	0,795	0,632	-	-	-	SP	Arrondi
Fc=10%	2,654	0,078	0,369	0,549	0,643	8,20	0,704	0,536	-	-	-	-	-
Fc=20%	2,655	0,023	0,235	0,488	0,614	27,2	0,697	0,458	-	-	-	-	-
Fc=30%	2,657	0,01	0,087	0,42	0,535	54,3	0,687	0,449	-	-	-	-	-
Fc=40%	2,658	0,003	0,065	0,236	0,394	120,5	0,759	0,505	-	-	-	-	-
Limon (Fc=100%)	2,667	-	0,007	0,023	0,03	-	1,563	0,993	31,7	26,7	5	ML	Arrondi

L'indice des vides maximal (e_{max}) correspondant à l'état de plus lâche d'échantillon et l'indice des vides minimal de sol (e_{min}) correspondant à l'état de plus dense d'échantillon de sol. La variation des indices des vides (e_{max} et e_{min}) avec la teneur fines est présentée dans la Figure 2.11. Selon cette Figure, les indices des vides (e_{max} et e_{min}) diminuent avec l'augmentation de teneur en fines jusqu'à un seuil de $F_c = 30\%$. Cette diminution pourrait être expliquée par le fait que les grains de limon (fines peu plastiques) agissent en tant que des vides et par conséquent les indices des vides des mélanges diminuent. Au delà de ce seuil, ils augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines. L'augmentation de l'indice des vides des mélanges indique clairement que les fines peu plastiques participent effectivement à la structure du mélange sable-limon. Les données liées aux indices des vides globaux sont illustrées sur la figure 2.12 afin de déterminer l'influence des fines peu plastiques. On remarque que l'indice des vides maximal (e_{max}) augmente avec l'augmentation de l'indice des vides minimal (e_{min}) pour l'ensemble des fractions des fines (0 % - 100 %) considérées et une fonction linéaire peut être utilisée pour exprimer cette variation.

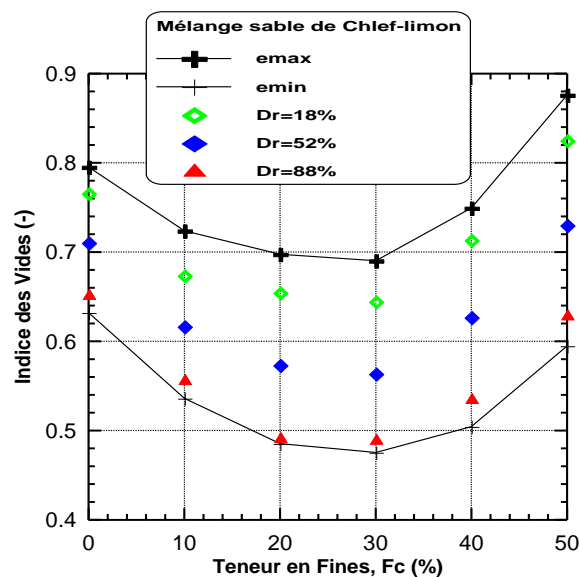


Figure 2.11: Variation d'indice des vides avec la teneur en fines

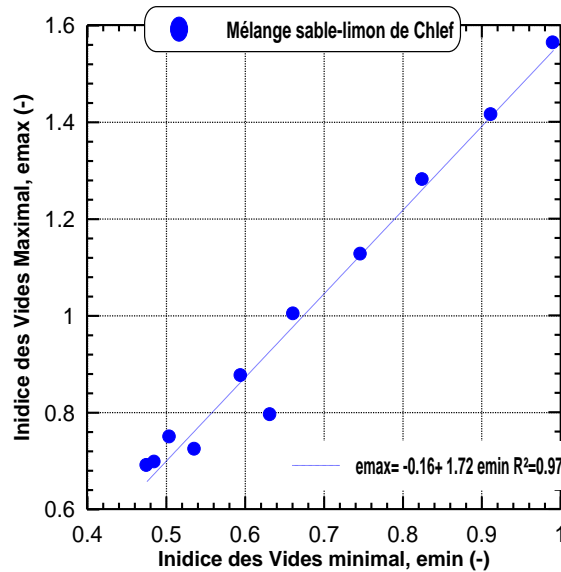


Figure 2.12 : Relation entre les indices des vides maximal et minimal

2.6. Essai de répétabilité

Avant toute étude expérimentale, il est nécessaire de réaliser une étude de répétabilité des essais. Cette dernière a pour but de vérifier les paramètres qui peuvent influencer les essais tels que la température, le matériau et les instruments utilisés, et notamment la procédure suivie par l'expérimentateur. La fiabilité des résultats expérimentaux dépend alors essentiellement de la bonne répétabilité des résultats.

Nous avons réalisé quatre essais triaxiaux monotones non drainés sur le sable propre de O/Chlef à un confinement de 100 kPa et à une densité relative de $D_r = 52\%$ (deux essais normalement consolidés ($OCR=1$) et deux essais surconsolidés ($OCR=8$)). Les résultats de ces essais sont présentés dans les Figures 2.13 et 2.14. On note une très bonne répétabilité des deux essais (normalement consolidés et surconsolidés), ce qui confirme la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

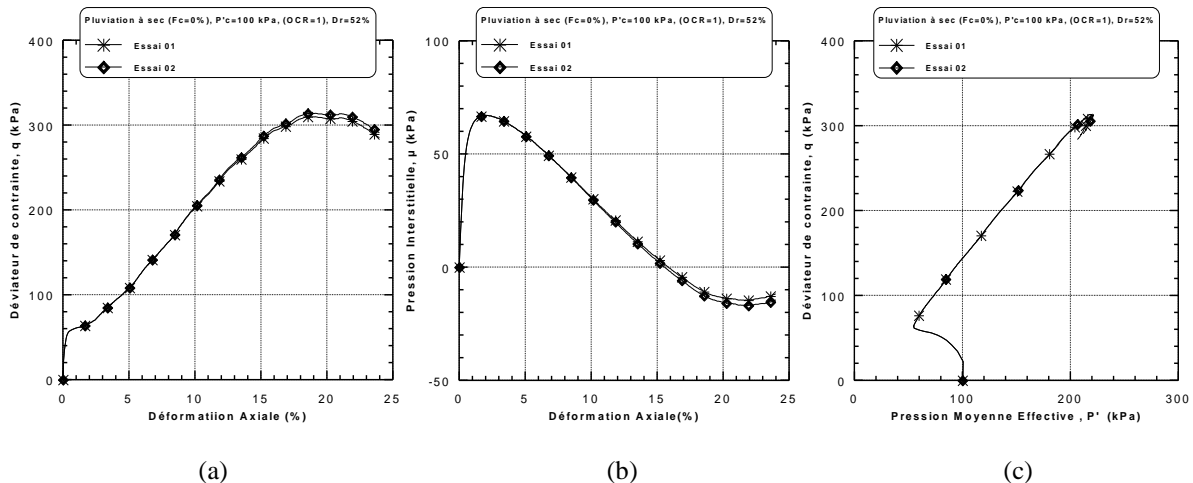


Figure 2.13: Essais de répétabilité sur le sable de Chlef (OCR=1, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

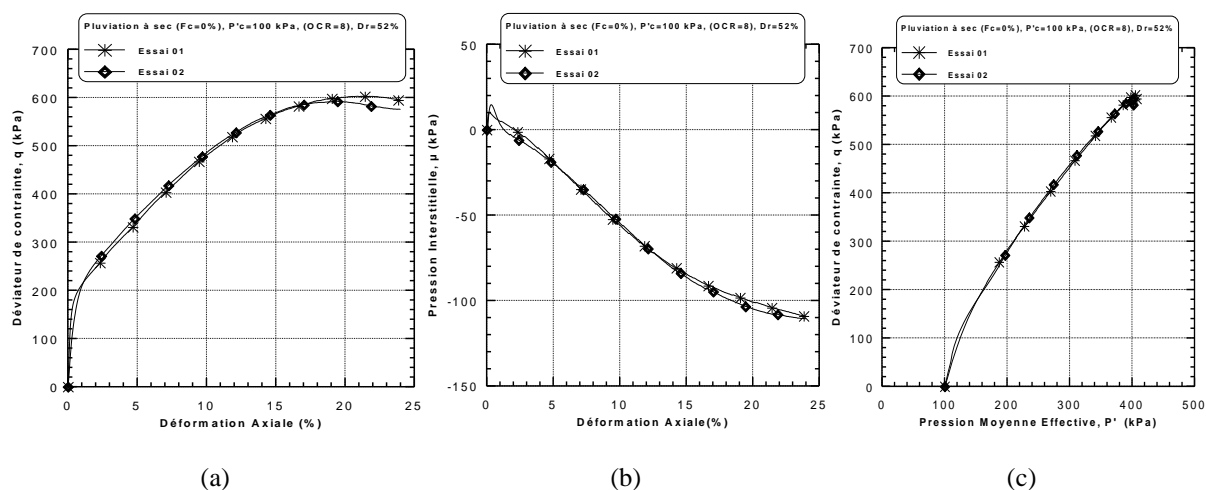


Figure 2.14: Essais de répétabilité sur le sable de Chlef (OCR=8, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

2.7. Conclusion

Dans ce chapitre, dispositif expérimental et méthodologie suivie pour la réalisation de cette recherche ont été discutés. Tout d'abord, nous avons présenté l'équipement triaxial monotone utilisé pour l'étude du comportement mécanique non drainé des mélanges sables-limons normalement consolidés et surconsolidés. 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. Nous présentons ensuite les méthodes adoptées pour la reconstitution de nos échantillons (la pluviation à sec et le damage humide) ainsi les matériaux utilisés (mélanges sable-limon de Chlef) et leurs propriétés physiques ont été présentées en détail.

Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité. Les résultats des essais de répétabilité confirment la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

Dans les chapitres suivants, on présente les essais mécaniques monotones réalisés à l'aide d'un appareil triaxial concernant les paramètres suivants : rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 8$), méthode de préparation des échantillons (PS et DH), teneur en fines ($0\% \leq F_c \leq 40\%$), densité relative ($18\% \leq D_r \leq 88\%$) et pression de confinement ($100 \text{ kPa} \leq P'_c \leq 300 \text{ kPa}$).

**CHAPITRE 3 : INFLUENCE DE LA SURCONSOLIDATION
SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES MELANGES
SABLE-LIMON SATURES EN CONDITION NON DRAINEE**

3.1. Introduction

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique des sols surconsolidés et ils ont constaté que la surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takatsu., 1979, Seed et al., 1975, Di Prisco et al., 1995 et Della et al., 2010). (Ishihara et Takatsu., 1979) ont défini le rapport de surconsolidation (OCR) comme étant la relation entre la pression verticale maximale et celle atteinte à la fin de la surconsolidation. (Biarez et Hitcher., 1994) définissent le paramètre OCR comme étant le rapport entre la pression effective maximale à la fin de consolidation à la pression finale à la décharge. Les résultats obtenus par (Ishihara et al., 1978) et (Seed et al., 1975) ont montré que la résistance à la liquéfaction des sols ayant diverses teneurs en fines augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. Cet effet est accentué avec l'augmentation du pourcentage de fraction des fines. (Khin Swe Tint et al., 2007, 2009), en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur le sable de Nakdong River, ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction diminue progressivement lorsque OCR augmente. Des résultats de surconsolidation isotrope ont été reportés par (Di Prisco et al., 1995) sur un échantillon consolidé isotropiquement jusqu'à 200 kPa et puis déchargé jusqu'à 100 kPa ($OCR=2$). Ils ont constaté un comportement qualitativement identique à celui de l'essai isotrope, avec la seule différence que le pic de résistance est atteint bien au-dessus de la ligne d'instabilité de Lade (1992) définie pour l'essai isotrope, indiquant que la surconsolidation isotrope augmente sensiblement la résistance non drainée. (Bouferra, 2000) en réalisant des essais cycliques non drainés sur le sable d'Hostun, a remarqué qu'avec un rapport de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, par contre pour un rapport de surconsolidation $OCR=1$ (normalement consolidé), la liquéfaction est atteinte après 6 cycles.

Nous présentons dans ce chapitre les résultats expérimentaux obtenus en étudiant l'influence du rapport de surconsolidation ($OCR=1, 2, 4$ et 8) sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon de Chlef ($F_c=0\%, 20\%$ et 40%). Les échantillons ont été reconstitués par les deux méthodes (pluviation à sec et damage humide) avec trois pressions de confinement initiales ($P'_c= 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa), en utilisant la cellule triaxiale sous cisaillement monotone en condition non drainée à l'appareil triaxial.

3.2. Résultats des essais réalisés

3.2.1 Pluviation à sec (PS)

3.2.1.1. Pression de confinement, $P'_c=100$ kPa

Les figures 3.1, 3.2 et 3.3 présentent la réponse de la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon. Les échantillons sont reconstitués avec des fines peu plastiques ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) et soumis à une pression de confinement constante ($P'_c = 100$ kPa). Les échantillons surconsolidés ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sont préparés avec la méthode de la pluviation à sec avec une densité relative initiale (moyennement dense, $Dr = 52\%$). En général, le paramètre du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) a une influence significative sur la variation de la résistance au cisaillement non drainée. Les échantillons mélange sable-limon avec un $OCR = 8$ indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée 49% , 80% et 85% pour les fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) respectivement par-rapport des échantillons du sable-limon avec un $OCR = 1$ pour la densité relative initiale ($Dr = 52\%$). Cette augmentation peut être attribuée au rôle de la surconsolidation dans l'augmentation de l'enchevêtrement (Interlocking) des particules en raison de l'existence des particules de limon plus petites entre les grosses particules du sable et de la phase de dilatance des mélanges du sable limoneux conduisant à une structure d'échantillon plus stable. Ainsi, la résistance au cisaillement des mélanges augmente comme illustré sur les figures 3.1a, 3.2a et 3.3a. L'influence du rapport de surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée est clairement observée pour 0% de fraction de fines ($q_{max} = 309,88$ kPa, $397,76$ kPa, $490,67$ kPa et $602,61$ kPa) et devient très prononcée pour $F_c = 40\%$ ($q_{max} = 55,55$ kPa, $89,96$ kPa, $187,65$ et $372,36$ kPa) pour les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8), respectivement à la densité relative initiale à l'étude ($Dr = 52\%$). Les résultats obtenus de la présente étude est en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par (Ishihara et al., 1978) et (Della et al., 2010). Les résultats indiquent que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) pour les teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). Ainsi, la pression interstitielle des mélanges diminue comme illustré sur les figures 3.1b, 3.2b et 3.3b. L'influence du rapport de surconsolidation ($OCR = 1 - 8$) sur la pression interstitielle est clairement observée pour $F_c=0\%$ ($\Delta u = 67,1$ kPa, $50,1$ kPa, $24,1$ kPa et 10 kPa) et devient très prononcé pour $F_c=40\%$ ($\Delta u = 85,4$ kPa, $70,2$ kPa, $42,5$ kPa et $10,8$ kPa) respectivement.

Le chemin de contrainte P', q montre clairement le rôle du rapport de surconsolidation dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent à l'augmentation du déviateur maximal de contrainte (figures 3.1c, 3.2c et 3.3c).

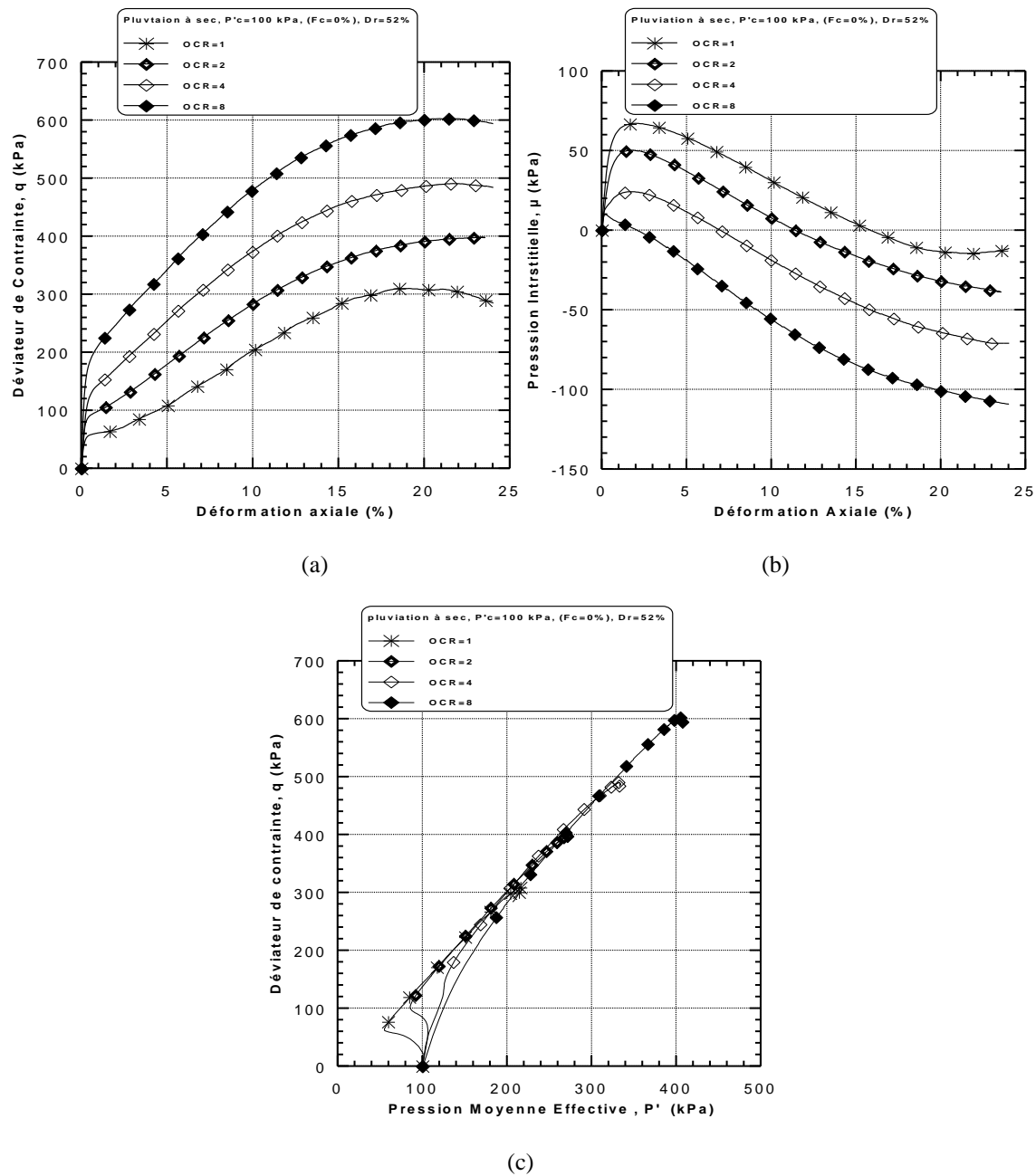
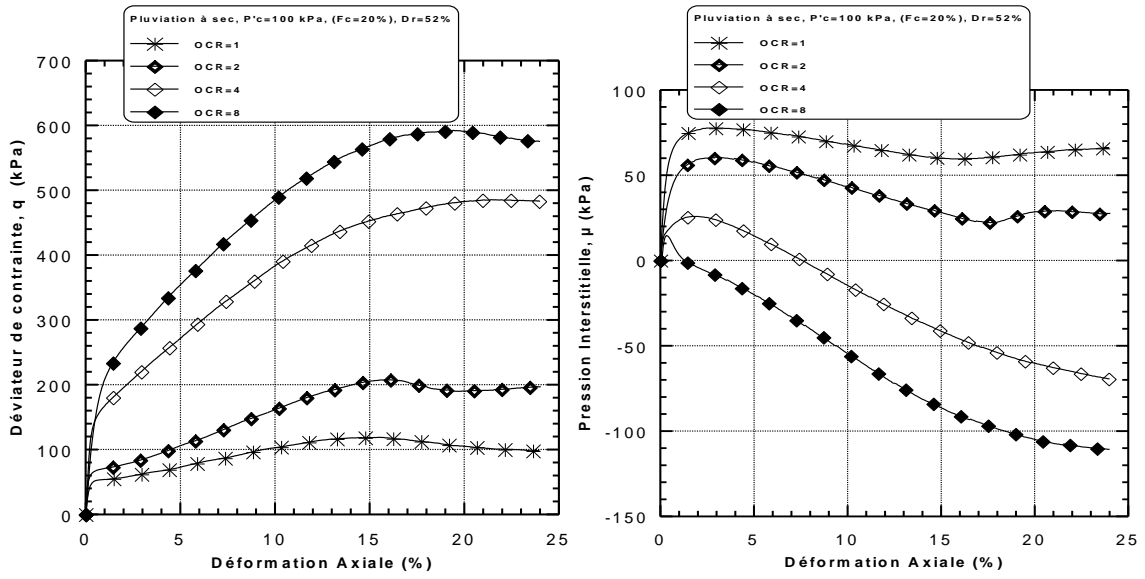
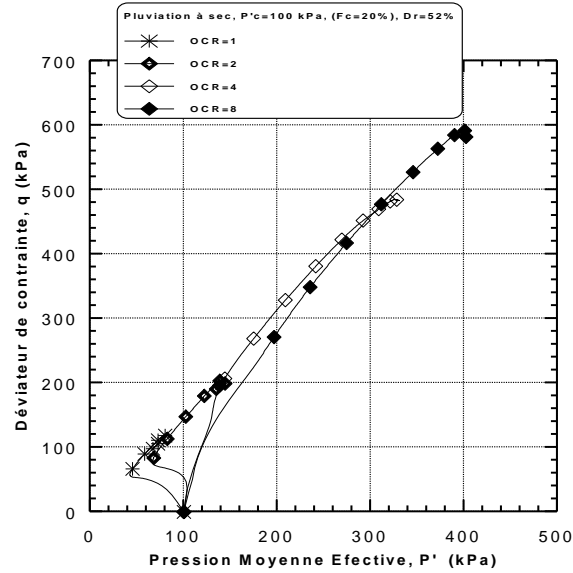


Figure 3.1 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte



(a)

(b)



(c)

Figure 3.2 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

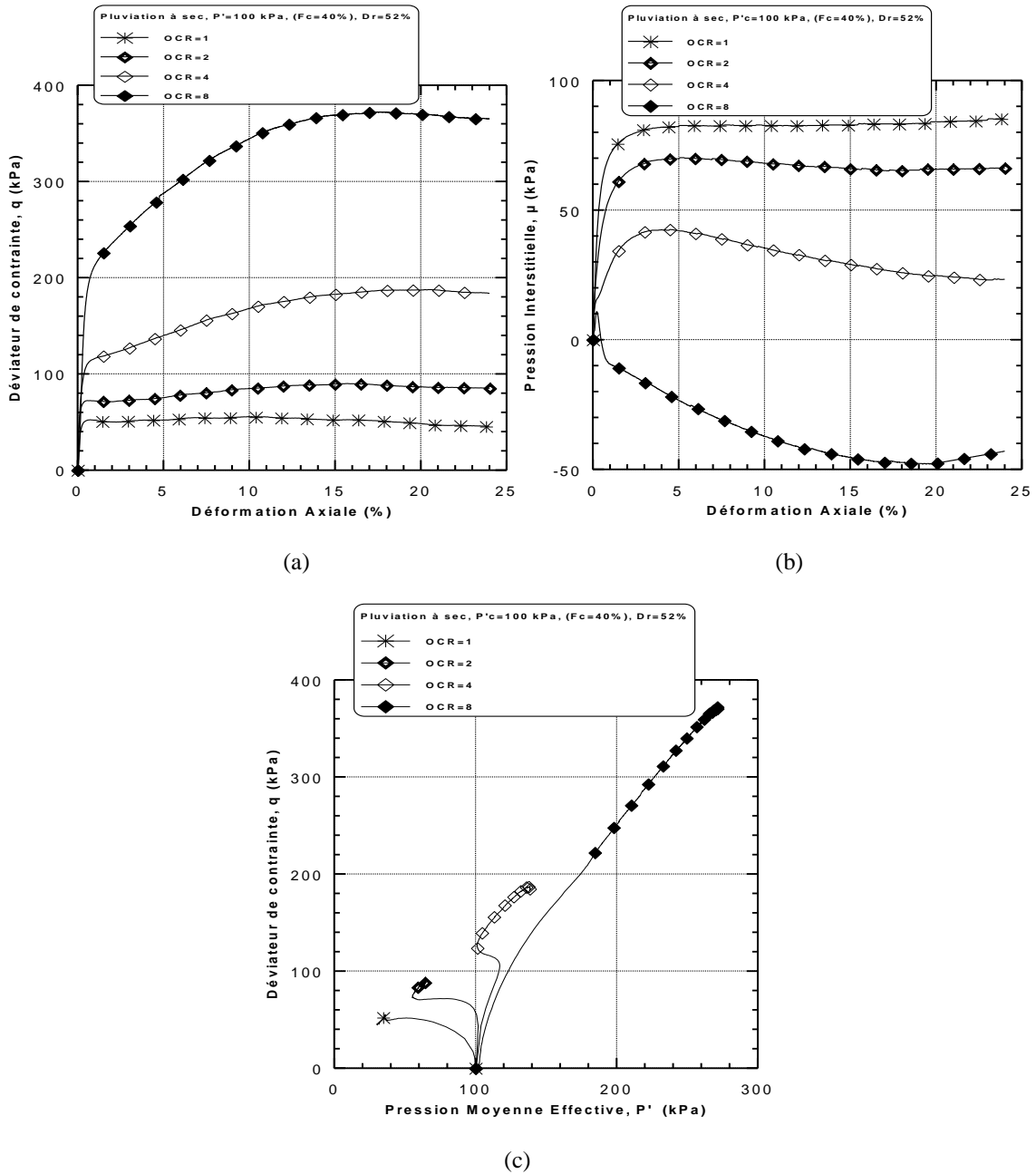


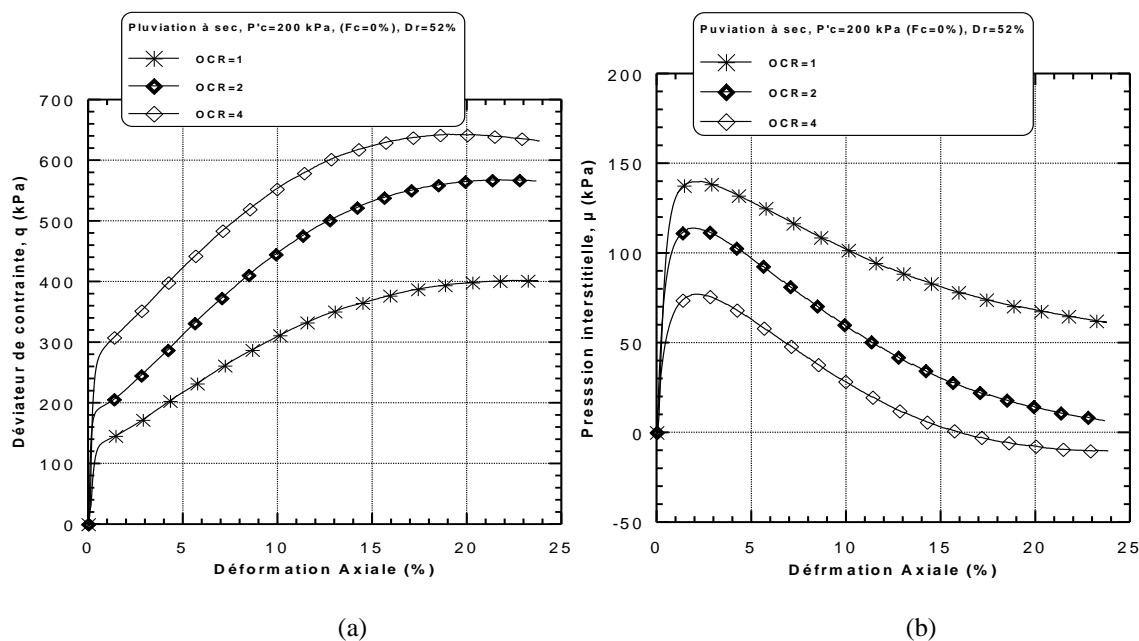
Figure 3.3 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

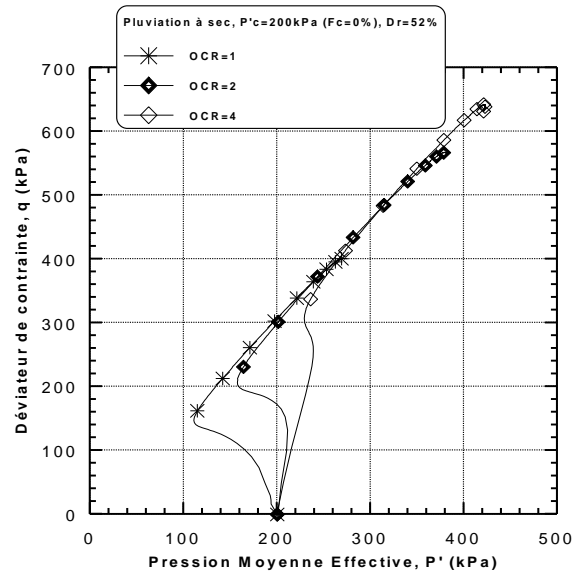
3.2.1.2. Pression de confinement, $P'_c = 200$ kPa

Pour analyser l'effet du rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 4$) sur la réponse au cisaillement non drainée du mélange sable-limon de Oued Chlef en considérant différentes fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). Les échantillons ont été reconstitués avec la méthode de pluviation à sec pour une densité relative initiale ($Dr = 52\%$) et soumis à une pression de

confinement initiale ($P'_c = 200$ kPa). Les figures 3.4, 3.5 et 3.6 reproduisent les résultats des essais obtenus à partir de la présente étude. On remarque que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) et a une influence significative sur la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction). Les échantillons du mélange sable-limon surconsolidés avec $OCR = 4$ indique 37%, 60% et 75% augmentation de la résistance à la liquéfaction pour les teneurs en fines $F_c = 0\%$, 20% et 40% respectivement, lorsque comparés à des échantillons du sable limoneux normalement consolidés ($OCR = 1$) pour la densité relative initiale à l'étude ($D_r = 52\%$). Ainsi, la résistance au cisaillement non drainée du mélange augmente comme le montre sur les figures 3.4a, 3.5a et 3.6a. L'influence du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) sur la résistance à la liquéfaction est clairement observé pour la teneur 0% de fines ($q_{max} = 401.79$ kPa, $567,99$ kPa et $642,83$ kPa) et devient très prononcé pour la fraction des fines $F_c=40\%$ ($q_{max} = 101.43$ kPa, $208,4$ kPa et $404,58$ kPa). Les figures 3.4b, 3.5b et 3.6b présentent l'influence du rapport de surconsolidation sur la variation de la pression interstitielle du mélange de sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). On constate que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) pour toutes les fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) sous considérées.

Le chemin de contrainte P', q montre clairement le rôle du rapport de surconsolidation dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent à l'augmentation du déviateur maximal de contrainte (figures 3.1c, 3.2c et 3.3c).





(c)

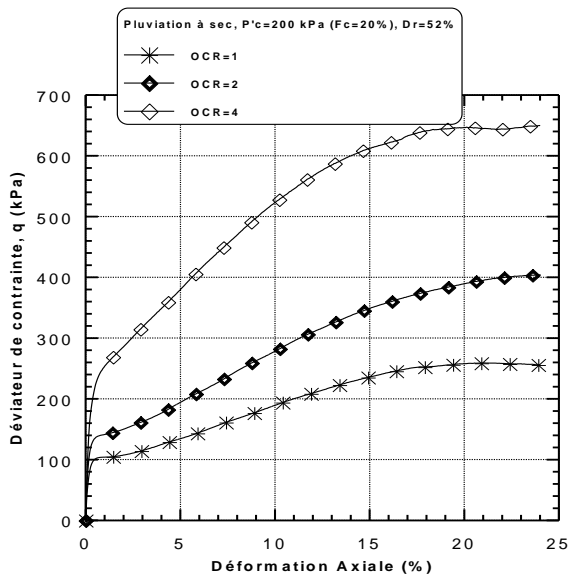
Figure 3.4 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 0\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, PS)

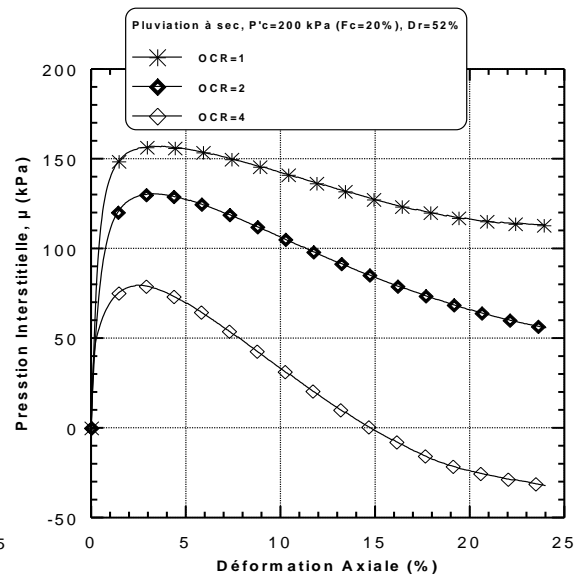
(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

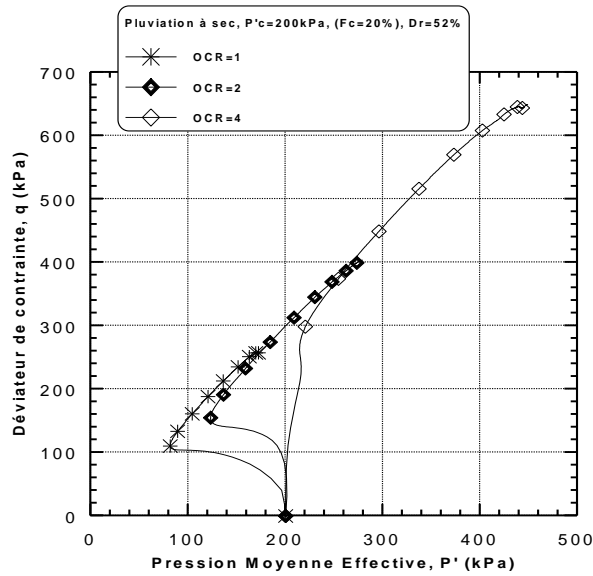
(c) - Chemin de contrainte



(a)



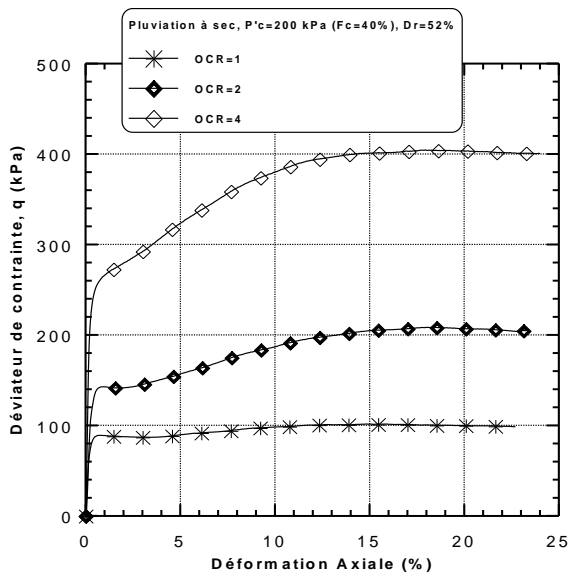
(b)



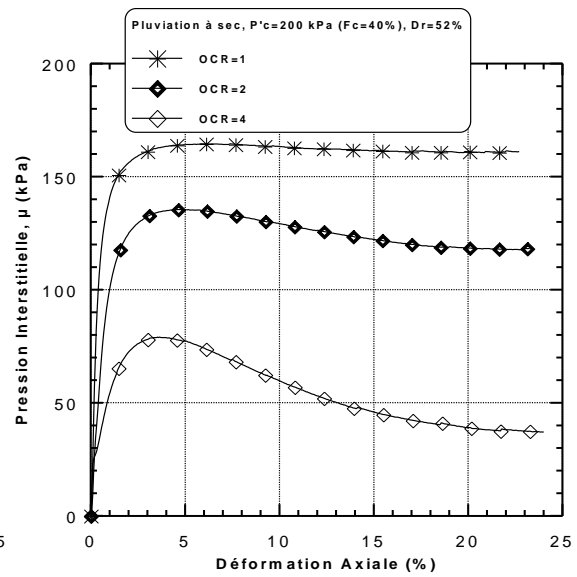
(c)

Figure 3.5 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (Fc = 20%, P'c = 200 kPa, Dr = 52% , PS)

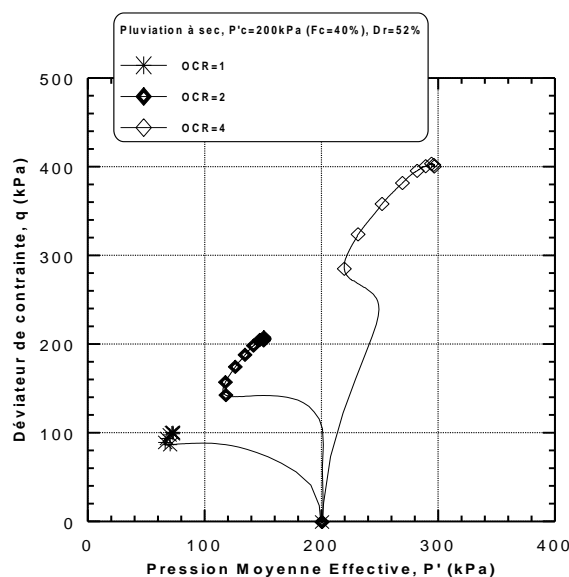
- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte



(a)



(b)



(c)

Figure 3.6 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 40\%$, $P'_c = 200$ kPa, $Dr = 52\%$, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

3.2.1.3. Pression de confinement, $P'_c=300$ kPa

Les figures 3.7, 3.8 et 3.9 montrent la réponse non drainée monotone des échantillons du mélange sable-limon reconstitués avec les fines peu plastiques de 0% à 40% et soumis à une pression de confinement $P'_c = 300$ kPa. Les échantillons normalement consolidés ($OCR = 1$) et surconsolidés ($OCR = 2$) ont été reconstitués avec la méthode de pluviation à sec à une densité relative initiale ($Dr = 52\%$). On observe que surgénération de la pression interstitielle (Δu) tend à diminuer avec l'augmentation du rapport de surconsolidation, qui devient plus évident au rapport de surconsolidation ($OCR=2$). La tendance générale de diminution de la pression interstitielle avec l'augmentation du rapport de surconsolidation exprimée par l'augmentation de la phase de dilatance des mélanges sable-limon. Ainsi, la pression interstitielle des mélanges diminuent comme illustré dans les figures 3.7b, 3.8b et 3.9b. Cependant, Les figures 3.7a, 3.8a et 3.9a présentent l'influence du rapport de surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée du mélange de sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). On remarque que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour ($OCR = 1$ et 2) pour toutes les fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). Le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) montre bien le rôle du rapport de

surconsolidation dans l'augmentation de la pression moyenne effective et du déviateur maximal de contrainte (figures 3.7c, 3.8c et 3.9c).

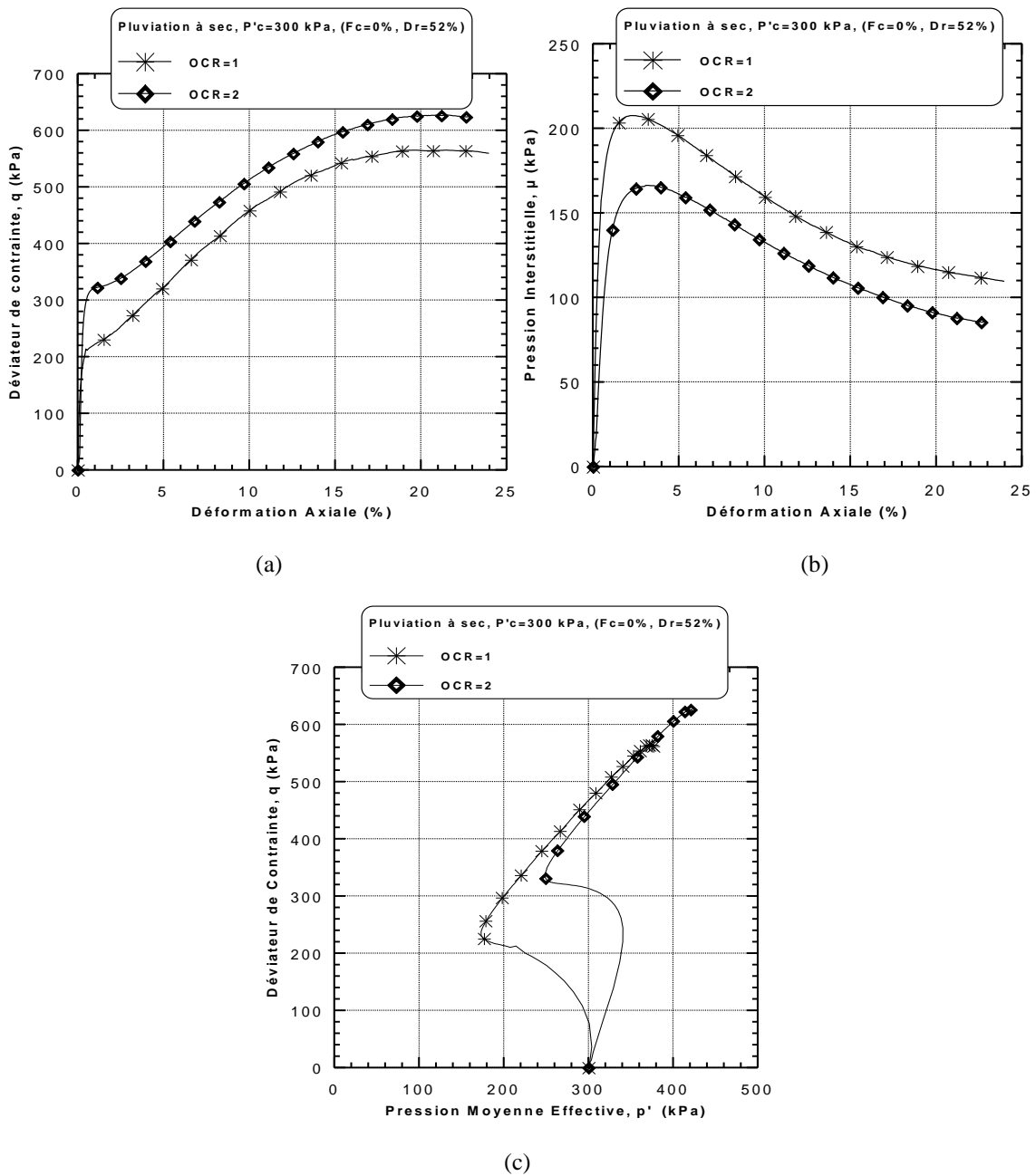


Figure 3.7 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 300$ kPa, $Dr = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

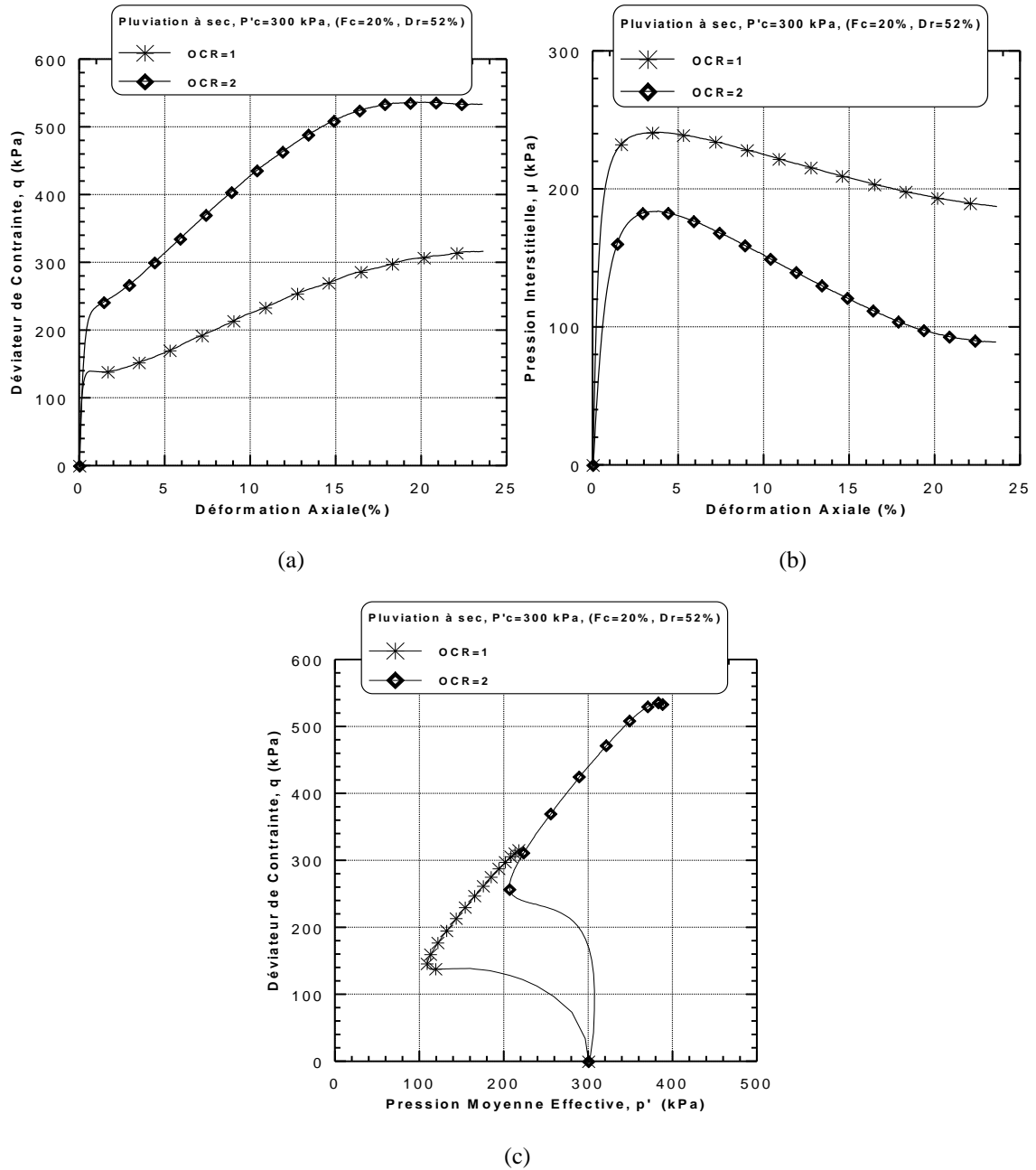


Figure 3.8 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

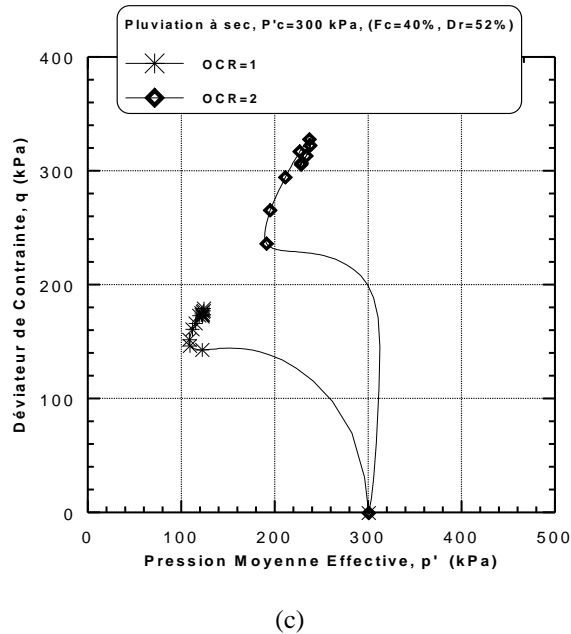
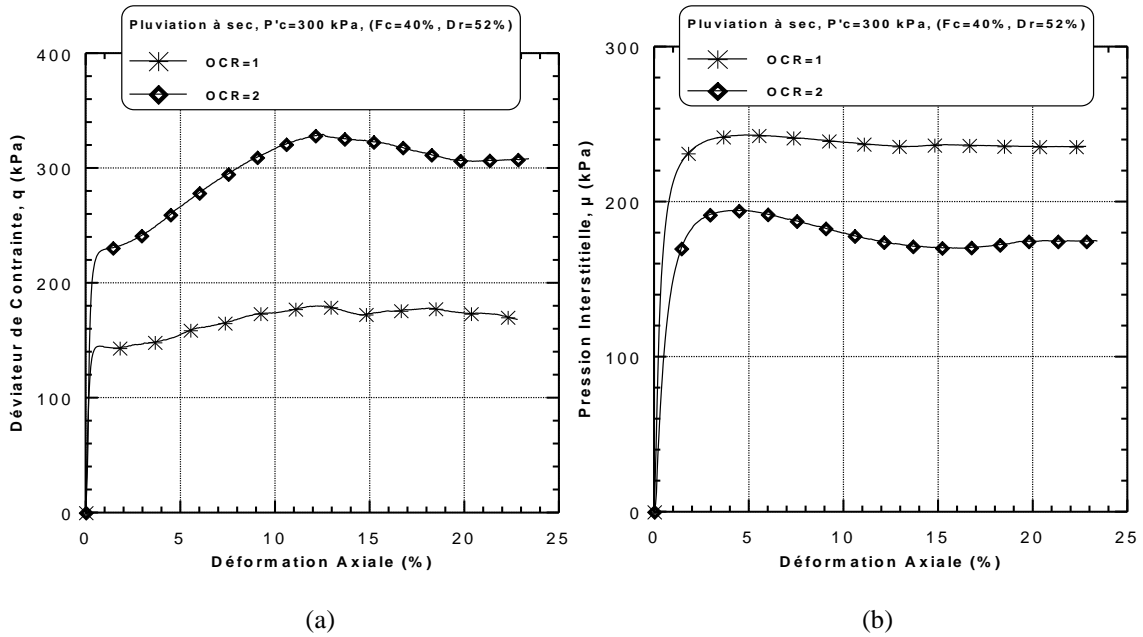


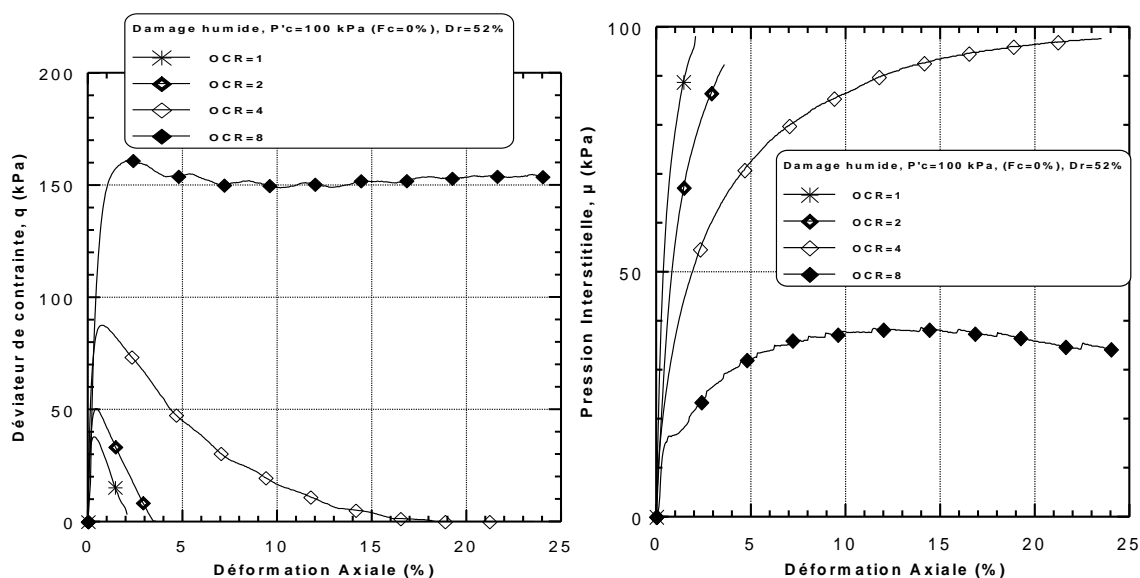
Figure 3.9 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

3.2.2. Damage humide (DH)

3.2.2.1. Pression de confinement, $P'_c=100$ kPa

Les figures 3.10, 3.11 et 3.12 montrent les résultats des essais non drainés en compression réalisés des mélanges sable-limon. Les échantillons normalement consolidés et surconsolidés

(OCR = 1, 2, 4 et 8) ont été reconstitués avec la méthode de damage humide (DH) avec une densité relative ($D_r = 52\%$). Les mélanges de sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) ont été soumis à une pression de confinement de $P'_c = 100$ kPa. On constate que la résistance au cisaillement non drainée tend à augmenter avec l'augmentation du rapport de surconsolidation, qui devient plus prononcée pour les plus grands niveaux de rapport de surconsolidation. Ainsi, la résistance non drainée au cisaillement du mélange augmente comme illustré sur les figures 3.10a, 3.11a et 3.12a. Les Figures 3.10b, 3.11b et 3.12b montrent l'influence du rapport de surconsolidation sur la variation de la pression interstitielle des échantillons du mélange sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) préparés par la technique de damage humide. On constate que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour (OCR = 1, 2, 4 et 8) pour toutes les fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). Cependant, les résultats obtenus illustrent clairement quelques cas de liquéfaction statique complète des mélanges du sable-limon, en particulier, pour les faibles rapports de surconsolidation (OCR = 1, 2, et 4). La tendance de la résistance au cisaillement non drainée observée est due fait que la méthode de damage humide induit un comportement contractant pour les mélanges sable-limon conduisant à une structure d'échantillons instables. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de (Della et al. 2011a, 2011b), (Benahmed et al. 2004), (Ishihara 1993), (Vaid et al. 1999). Le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) montre clairement le rôle du rapport de surconsolidation d'augmenter la pression moyenne effective et déviateur maximal (figures. 10c, 11c et 12c). Les cas de liquéfaction statique complète (la pression interstitielle devient égale à la pression de confinement initiale) sont enregistrés pour les mélanges ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) soumis à de faibles rapports de surconsolidation (OCR = 1, 2 et 4).



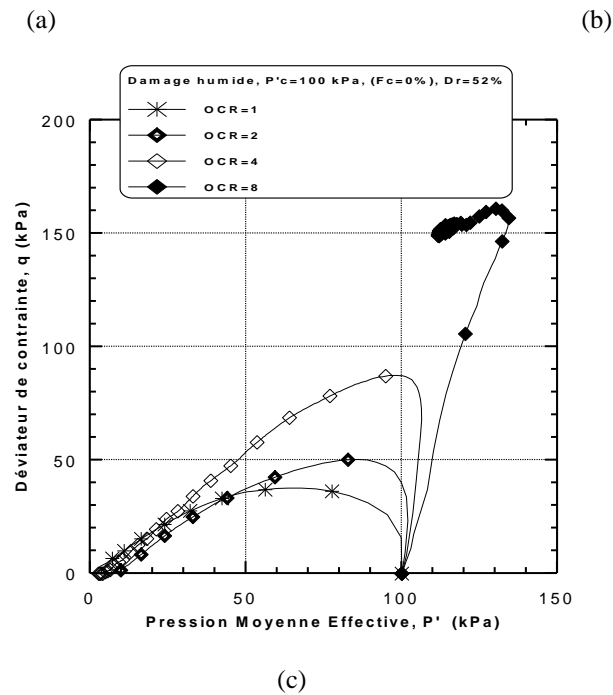


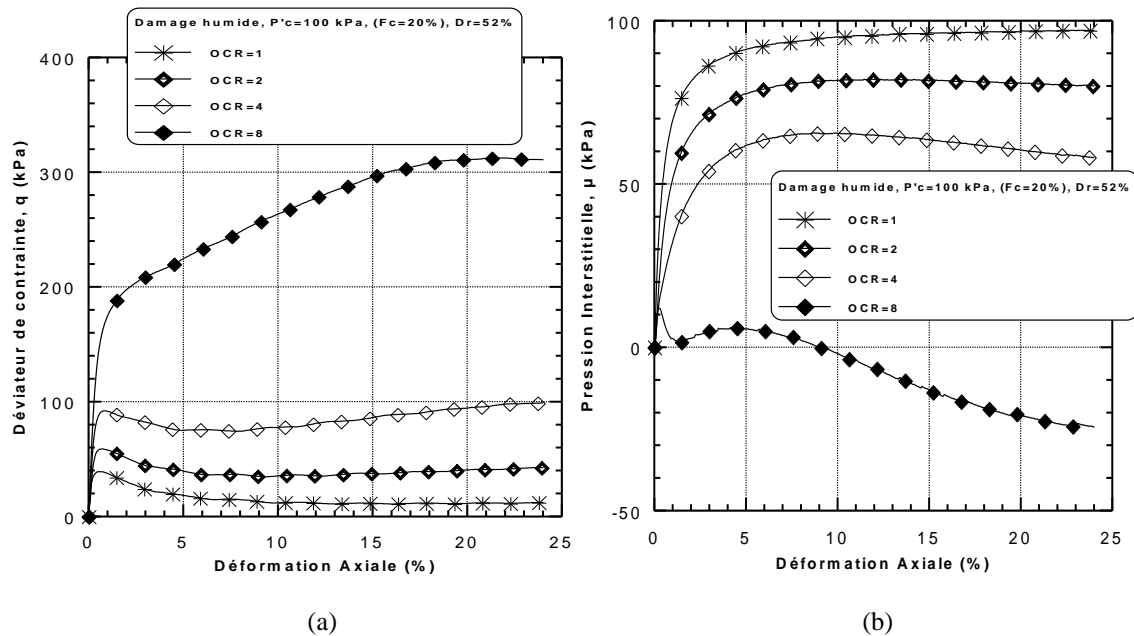
Figure 3.10 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

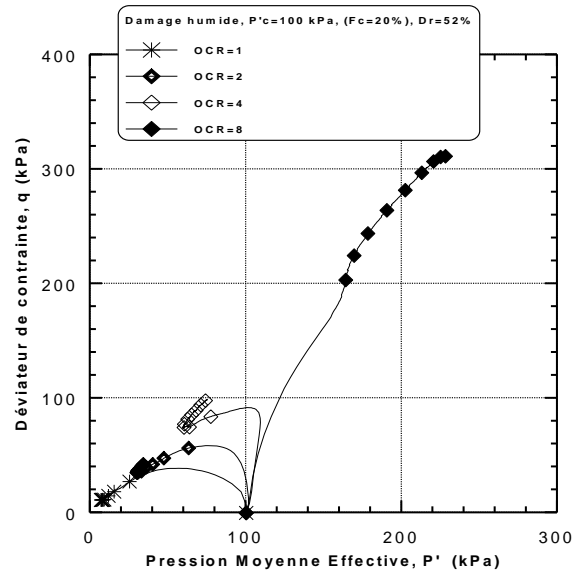
($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

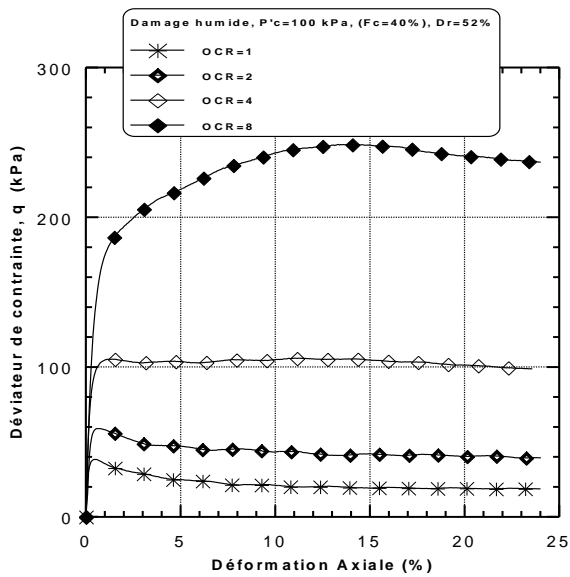




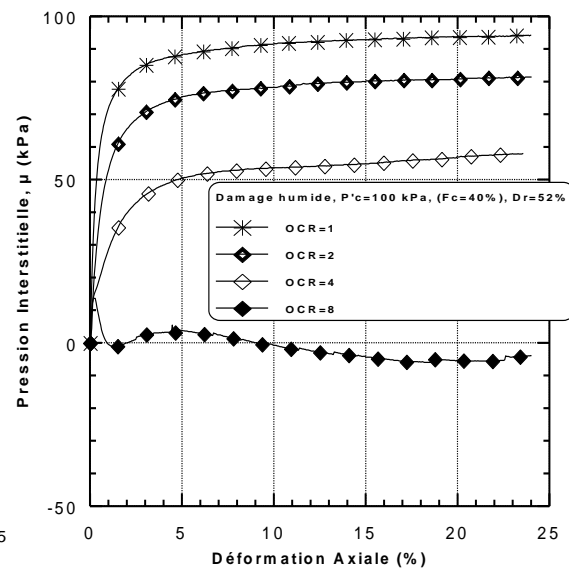
(c)

Figure 3.11 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

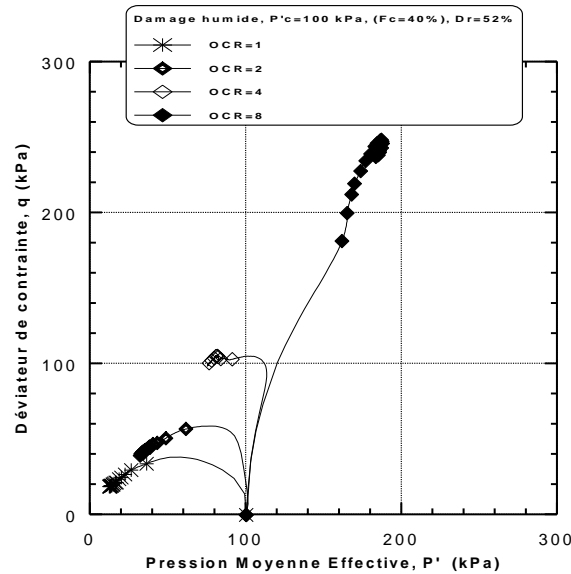
- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte



(a)



(b)



(c)

Figure 3.12 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 40\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

3.2.2.2. Pression de confinement, $P'_c=200$ kPa

Les figures 3.13, 3.14 et 3.15 présentent les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs des fractions de fines peu plastiques ($F_c=0\%$, 20% et 40%) avec une pression de confinement constant de $P'_c = 200$ kPa. Les échantillons normalement consolidés ($OCR = 1$) et surconsolidés ($OCR = 2$ et 4) ont été reconstitués avec la technique de damage humide à une densité relative initiale ($D_r = 52\%$). On note que la variation de la pression interstitielle (Δu) tend à diminuer avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. L'influence de la surconsolidation sur la surconsolidation est clairement observée pour les trois fractions de fines, $F_c = 0\%$ ($\Delta u = 199,8$ kPa, 193 kPa et $130,8$ kPa), $F_c = 20\%$ ($\Delta u = 181,2$ kPa, $151,1$ kPa et $92,8$ kPa) et $F_c = 40\%$ ($\Delta u = 176,6$ kPa, 145 kPa et $90,8$ kPa) pour les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4), respectivement. Le comportement du sol se traduit par une diminution de la pression interstitielle avec l'augmentation du rapport de surconsolidation, Cette diminution résulte du rôle de la surconsolidation d'amplifier la dilatance. Ainsi, la pression interstitielle des mélanges diminue comme illustré sur les figures 3.13b, 3.14b et 3.15b. Cependant, des cas de liquéfaction statique complète (la pression interstitielle devient égale à la pression moyenne effective) sont enregistrés pour le sable propre ($F_c = 0\%$) soumis à de faibles rapports de

surconsolidation ($OCR = 1, 2$). La tendance de la résistance au cisaillement non drainée observée résulte du fait que la méthode de damage humide favorise la reconstitution d'échantillons de sable-limon présentant une structure instable. Le déviateur de contrainte-déformation (Figure 3.13a, 3.14a et 3.15a) et le chemin de contrainte dans le plan (P', q) (Figures 3.13c, 3.14c et 3.15c) montrent clairement le rôle du rapport de surconsolidation à augmenter la pression moyenne effective et le déviateur maximum de contrainte.

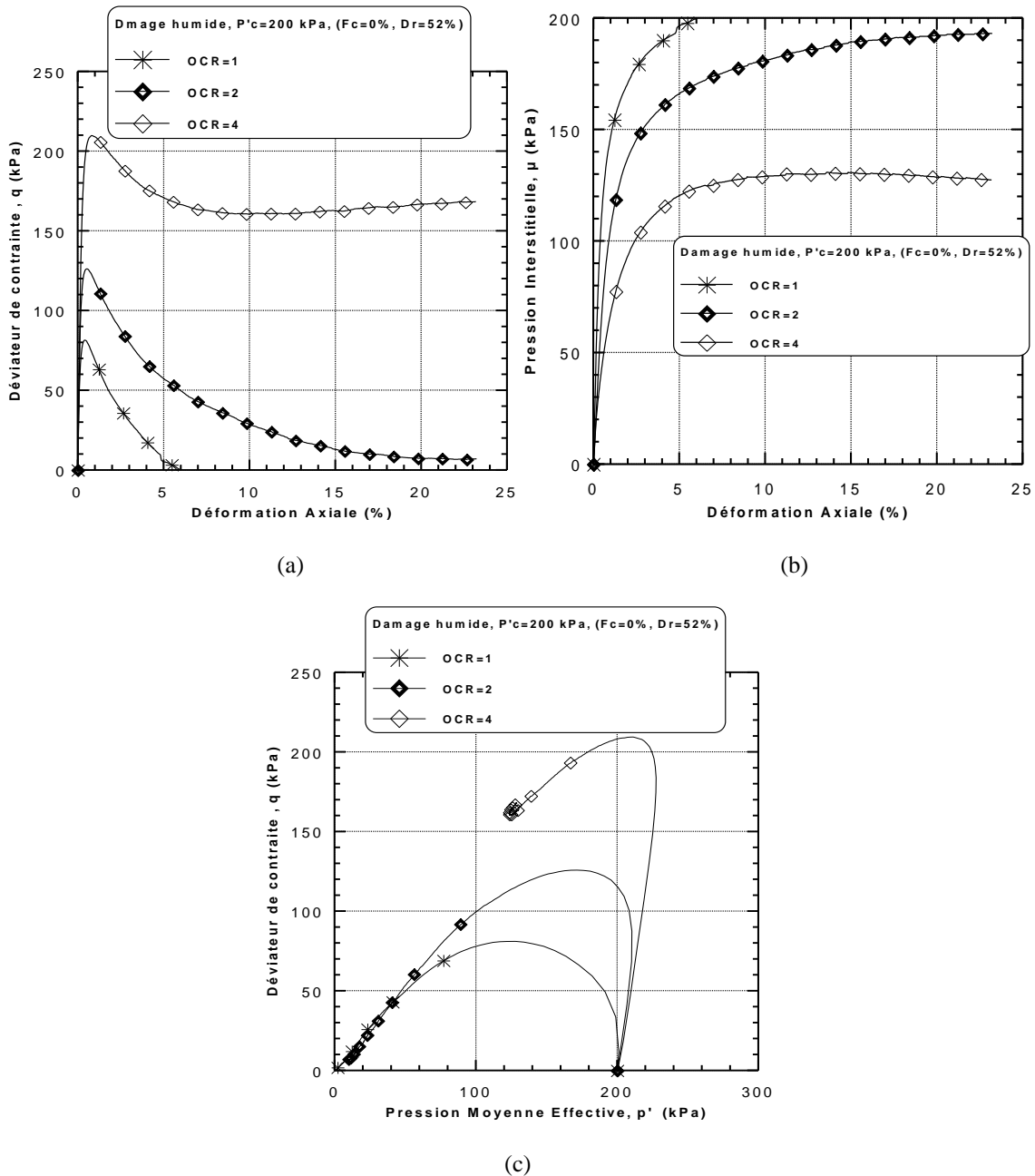


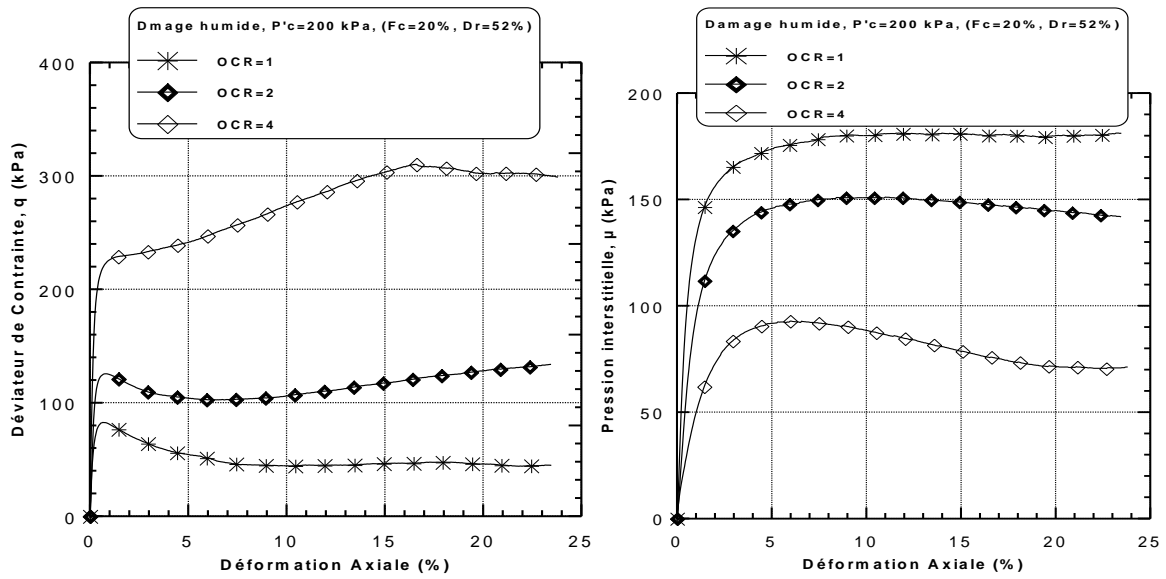
Figure 3.13 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 0\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

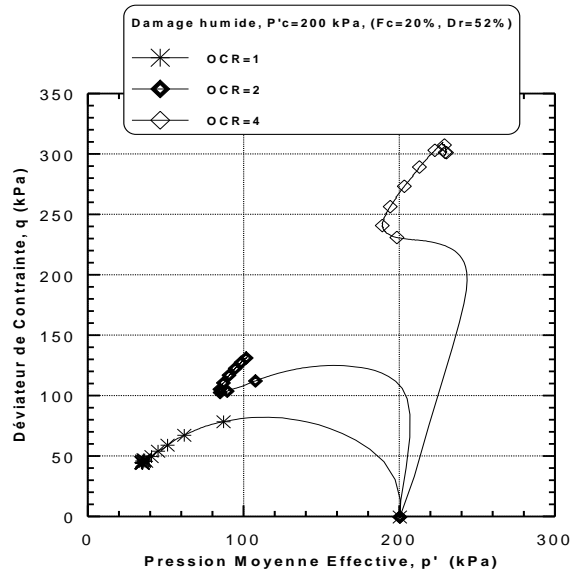
(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte



(a)

(b)



(c)

Figure 3.14 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 20\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

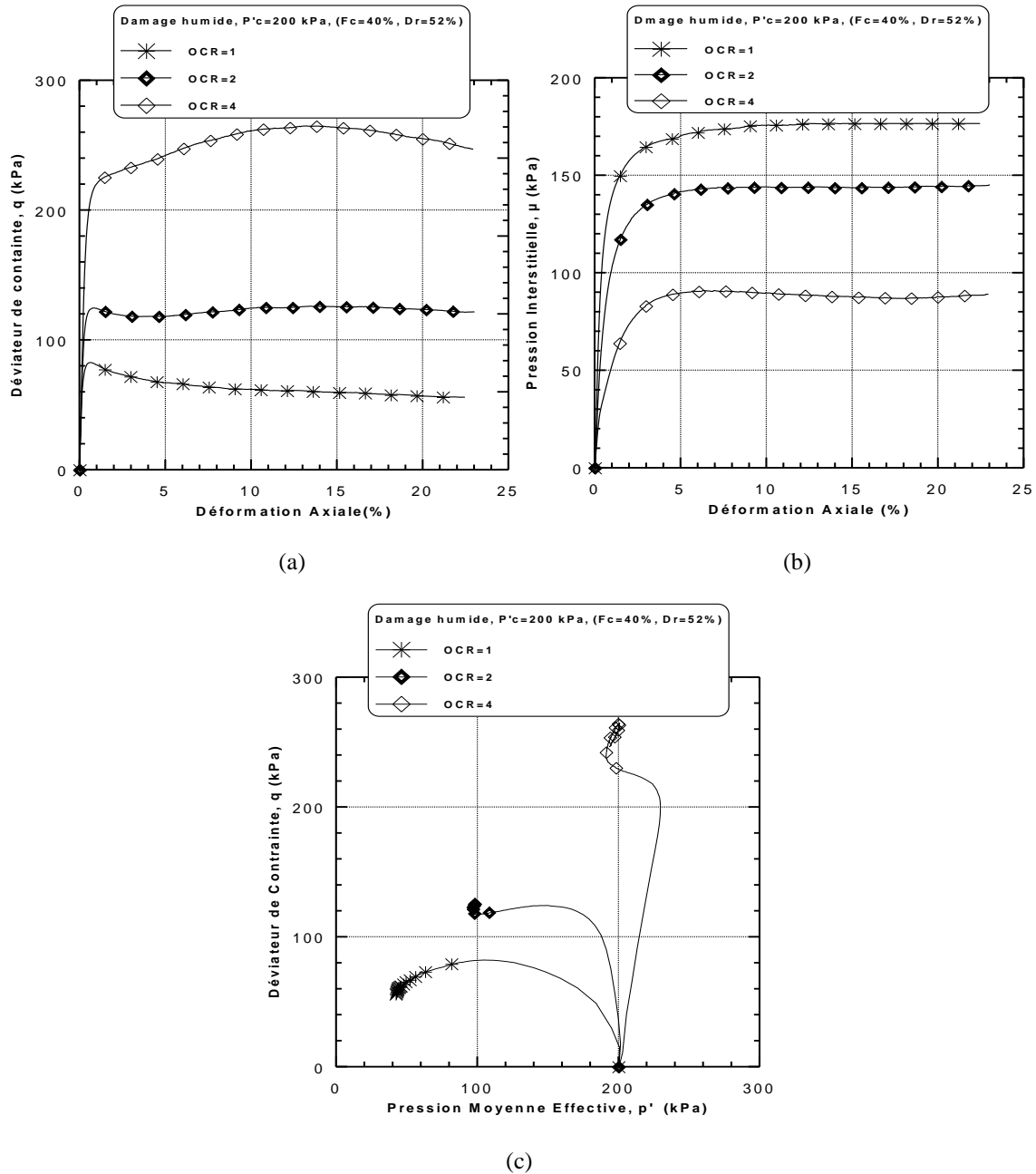
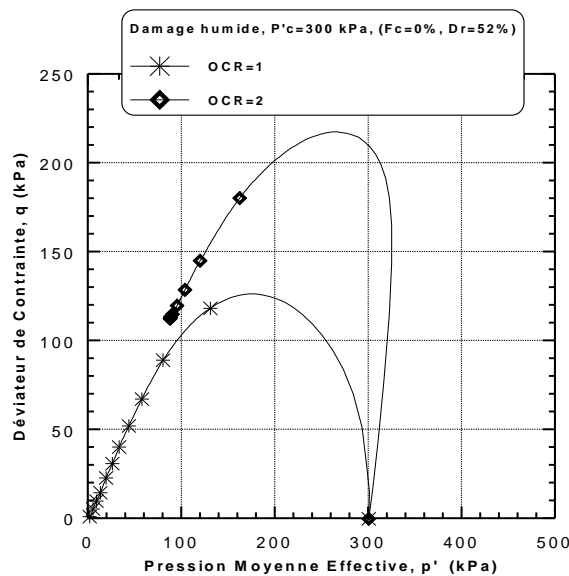
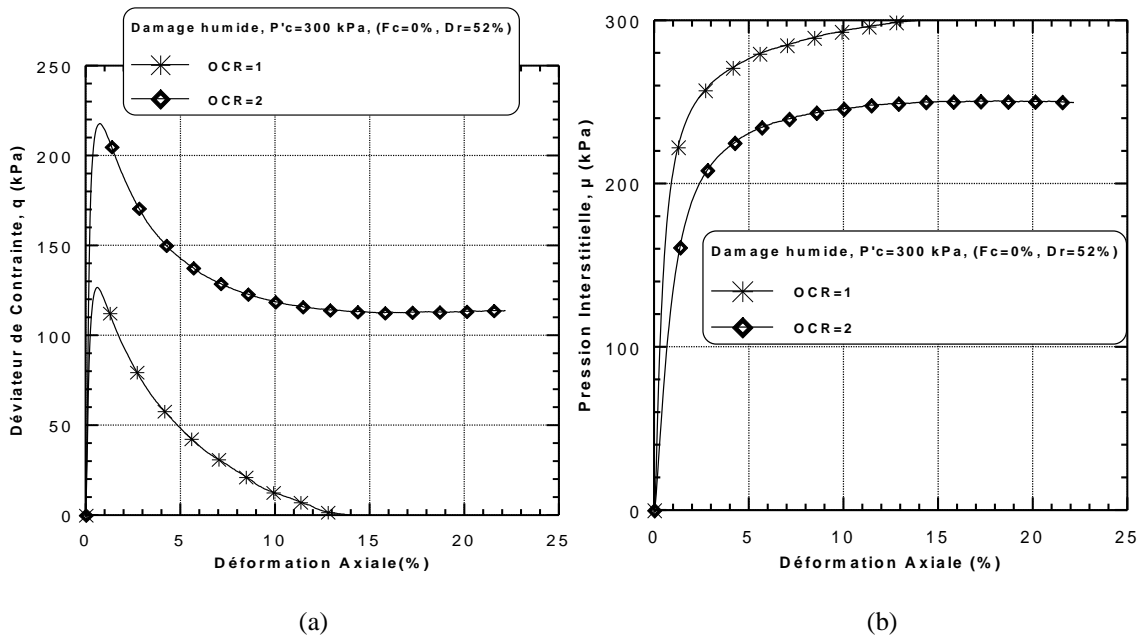


Figure 3.15 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 200$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

3.2.2.3. Pression de confinement, $P'_c = 300$ kPa

Les Figures 3.16, 3.17a et 3.18 montrent les résultats des essais en compression non drainée réalisés pour des fractions de fines comprises entre 0% (sable propre) et 40% pour une densité relative ($D_r = 52\%$). Les échantillons normalement consolidés ($OCR = 1$) et surconsolidés ($OCR = 2$) ont été reconstitués avec la méthode de damage humide et soumis à

une pression de confinement constant de $P'_c = 300$ kPa. En général, le paramètre du rapport de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2) a une influence significative sur la variation de la résistance au cisaillement non drainée. La réponse mécanique des échantillons du mélange sable-limon surconsolidés ($OCR = 2$) indique une 42%, 48% et 38% résistance au cisaillement augmente pour les trois fractions de fines $F_c = 0\%$, 20% et 40% respectivement par-rapport des échantillons du sable-limon normalement consolidés ($OCR = 1$) pour la densité relative initiale ($Dr = 52\%$) (Figures 3.16a, 3.17a et 3.18a. La pression interstitielle-déformation (Figure 3.16b, 3.17b et 3.18b) et le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) (Figures 3.16c, 3.17c et 3.18c) montrent bien le rôle du rapport de surconsolidation à augmenter la pression moyenne effective et diminuer la pression interstitielle pour toutes les fractions de fines peu plastiques.



(c)

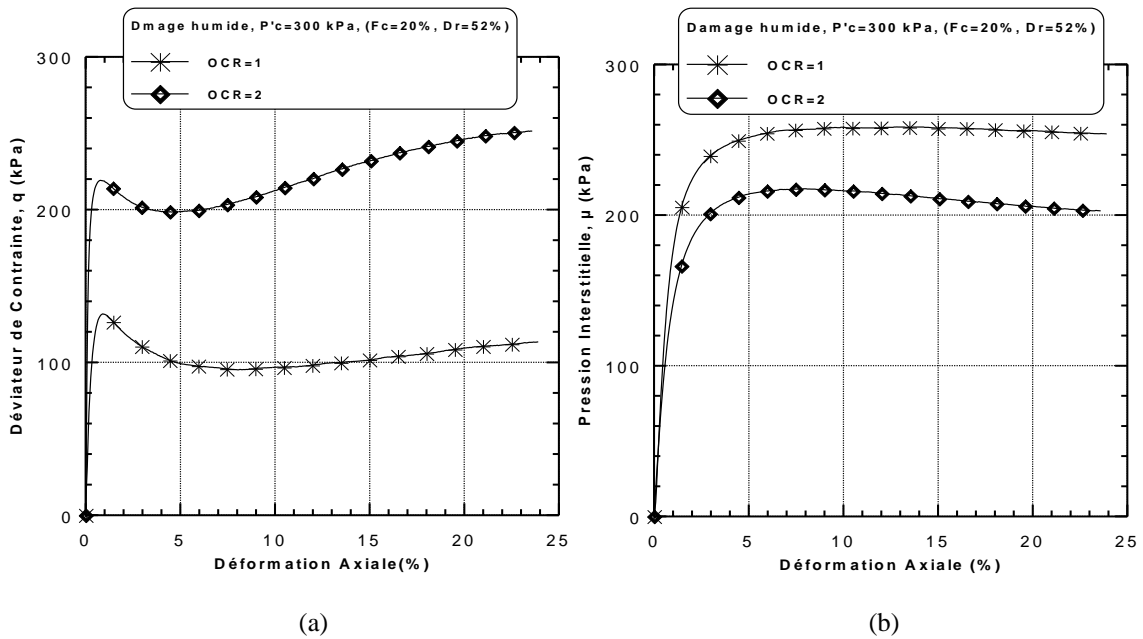
Figure 3.16 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 0\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

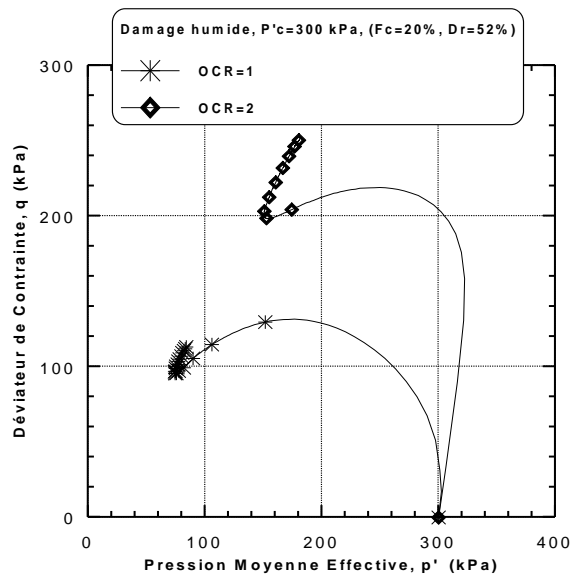
(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte



(a)

(b)



(c)

Figure 3.17 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c = 20\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

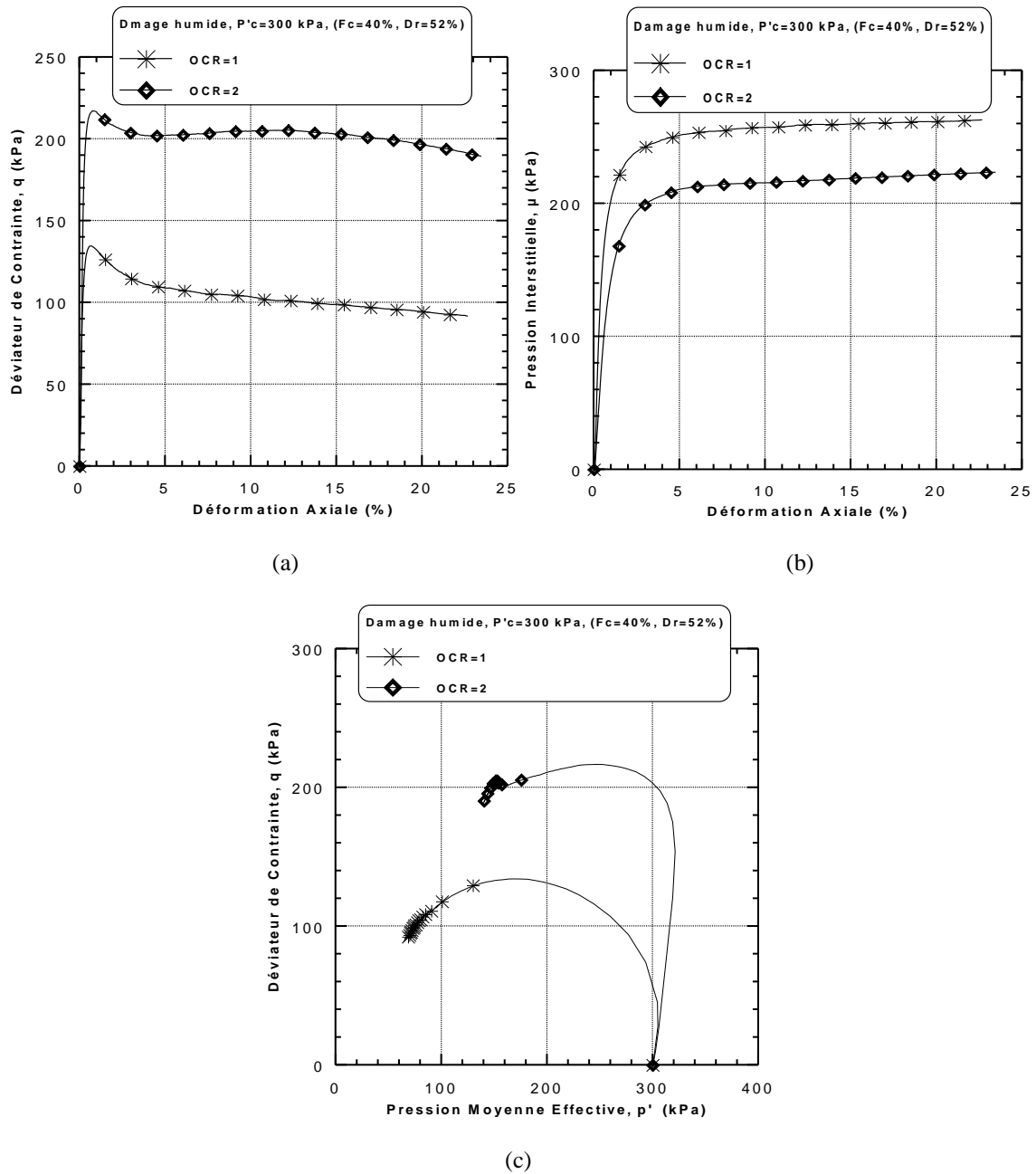


Figure 3.18 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 300$ kPa, $D_r = 52\%$, DH)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

3.3. Influence de la surconsolidation sur la réponse mécanique non drainée du mélange sable-limon

3.3.1. Résistance au cisaillement maximale

Les résultats obtenus dans la présente étude (figures 3.1, 3.2, 3.3, 3.10, 3.11 et 3.12) sont reproduits dans la Figure (3.19) en vue d'analyser l'effet du rapport de surconsolidation (OCR

= 1, 2, 4 et 8) considérant les deux méthodes de préparation d'échantillons (PS et DH) et la gamme des teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). A partir de cette figure, on observe que la résistance au cisaillement maximale non drainée (q_{max}) augmente généralement de façon linéaire avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour la gamme des teneurs en fines et les méthodes de préparation d'échantillons à l'étude. Les échantillons déposés avec la méthode de damage humide présentent une variation remarquable de la résistance au cisaillement maximale non drainée pour le rapport de surconsolidation plus élevé ($OCR = 8$) et une variation insignifiante de la résistance au cisaillement maximal non drainée pour les faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2). Cependant, la tendance inverse a été observée pour les échantillons déposés par pluviation à sec, en particulier pour les faibles teneurs en fines ($F_c = 0\%$ et 20%). La relation suivante est proposée pour exprimer la résistance au cisaillement maximale non drainée (q_{max}) des mélanges sable-limon en fonction du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) compte tenu de la gamme des teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) et les deux techniques de reconstitution d'échantillons (PS et DH):

$$q_{max} = C*(OCR) + A \quad (3.1)$$

Le tableau 3.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 3.1 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.1).

Fc (%)	0		20		40	
Méthodes	PS	DH	PS	DH	PS	DH
A	302,14	17,05	96,84	-21,85	4,30	-0,18
C	39,49	17,90	67,77	39,78	45,88	30,28
R^2	0,95	0,99	0,88	0,95	0,99	0,99

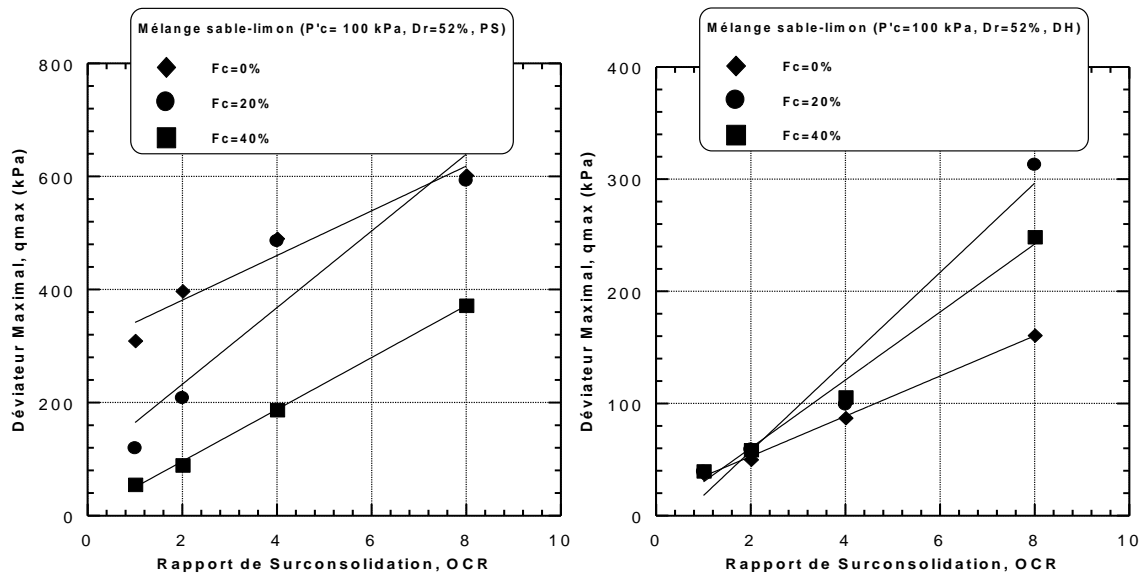


Figure 3.19 : Résistance au cisaillement maximale en fonction du rapport de surconsolidation du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$)
(a) - Pluviation à sec, (b) - Damage humide

3.3.2. Pression interstitielle maximale

La figure 3.20 présente l'influence du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur la pression interstitielle maximale des mélanges du sable limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) préparés pour les deux méthodes de reconstitution d'échantillons (PS et DH). On constate que la pression interstitielle maximale (u_{max}) généralement diminue linéairement avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour la gamme des fractions de fines et les méthodes de préparation d'échantillons. La tendance observée résulte du rôle de la surconsolidation d'augmenter l'enchevêtrement (Interlocking) des particules en raison de l'existence des particules de limon entre les particules de sable. Ceci induit le caractère dilatant au sable limoneux conduisant à une structure d'échantillons plus stable. L'influence du rapport de surconsolidation sur la pression interstitielle est clairement observée pour les échantillons surconsolidés reconstitués par le damage humide, $F_c = 0\%$ ($\Delta u_{max} = 98,1$ kPa, $97,3$ kPa, $96,8$ kPa et $38,6$ kPa), et devient très prononcé pour les échantillons surconsolidés reconstitués par pluviation à sec, $F_c = 0\%$ ($\Delta u_{max} = 67,1$ kPa, $50,1$ kPa, $24,1$ kPa et 10 kPa), pour les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8), respectivement. L'équation suivante est proposée pour exprimer la pression interstitielle maximale (u_{max}) en fonction du rapport de surconsolidation (OCR) :

$$u_{max} = C^*(OCR) + A \quad (3.2)$$

Le tableau 3.2 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour le matériau sélectionné à l'étude.

Tableau 3.2 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.2).

Fc (%)	0		20		40	
Méthodes	PS	DH	PS	DH	PS	DH
A	67	115,72	78,72	108,95	91,51	104,74
C	-7,78	-8,75	-9,38	-11,94	-10,47	-11,45
R^2	0,88	0,84	0,88	0,99	0,98	0,99

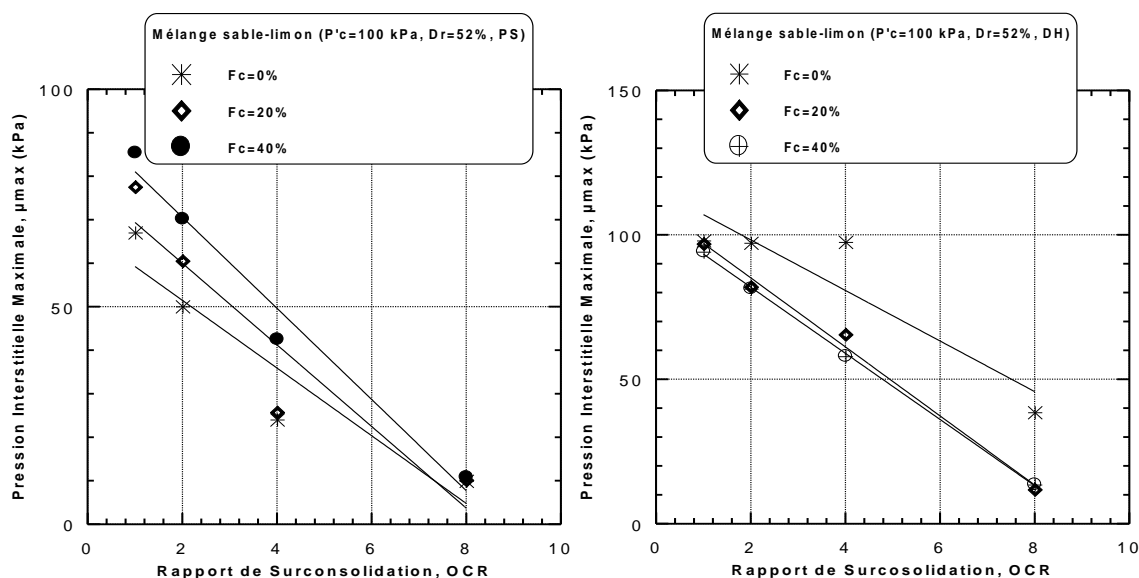


Figure 3.20 : Pression interstitielle maximale en fonction du rapport de surconsolidation du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$)

(a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide

3.3.3. La différence de résistance au cisaillement non drainée maximale

Les effets du rapport de surconsolidation et la pression de confinement sur la différence de résistance au cisaillement non drainée maximale : ($\Delta q_{max} = q_{max_SC} - q_{max_NC}$) des mélanges sable limoneux sont abordés dans cette section. Les données de la présente étude (figures 3.1-3.6) sont reproduits dans la (figure 3.21) en vue d'étudier l'influence de consolidation et la présence des fines peu plastiques sur la différence de résistance au cisaillement non drainée (Δq_{max}) des mélanges du sable limoneux de Chlef considérant l'effet combiné du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) et les fractions des fines ($Fc = 0\%, 20\%$ et 40%) pour

deux pressions de confinement à l'étude ($P'_c = 100$ kPa et 200 kPa). D'après la (figure 3.20), on constate que la différence de résistance au cisaillement non drainée maximale (Δq_{max}) augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation de 1 à 4 et une relation linéaire peut exprimer la corrélation entre la différence de résistance au cisaillement non drainée maximale et le rapport de surconsolidation pour la gamme des teneurs en fines ($0\% \leq F_c \leq 40\%$) en considérant les deux pressions de confinement à l'étude ($P'_c = 100$ kPa et 200 kPa). L'influence de la fraction des fines peu plastiques sur la différence de résistance au cisaillement non drainée maximale du sable-limon est clairement observée pour le rapport de surconsolidation élevé ($OCR = 4$) en comparaison aux faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2) pour les deux des pressions de confinement à l'étude. En outre, on peut voir d'après la figure (3.20) que la teneur en fine de 20% présente une pente plus prononcée (124,54 pour $P'_c = 100$ kPa et 129,15 pour $P'_c = 200$ kPa) par rapport à les fractions des fines (0% et de 40). L'expression suivante est suggéré d'établir une relation entre la différence de résistance au cisaillement non drainée maximale (Δq_{max}) des échantillons du sable limoneux avec le rapport de surconsolidation dans la gamme des teneurs en fines à l'étude ($0\% \leq F_c \leq 40\%$) en considérant les deux pressions de confinement ($P'_c = 100$ kPa et 200)

$$(\Delta q_{max})= C *(OCR) +A \quad (3.3)$$

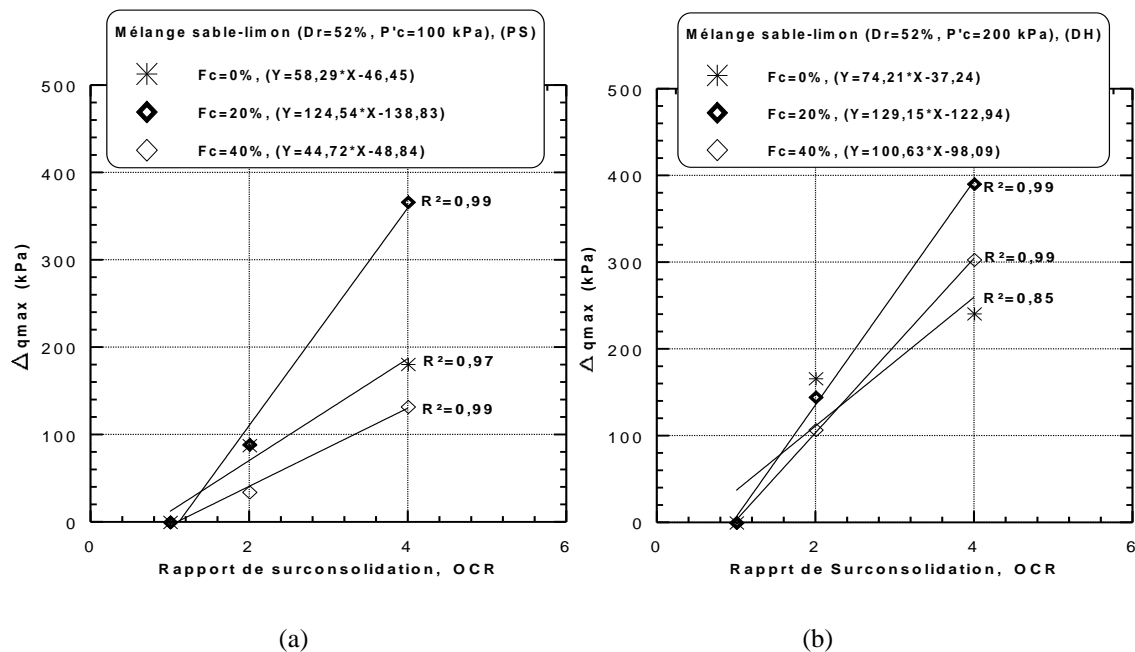


Figure 3.21 : Différence de résistance au cisaillement en fonction du rapport de surconsolidation des mélanges sable-limon ($Dr = 52\%$)

(a) - $P'_c = 100$ kPa, (b) - $P'_c = 200$ kPa

3.3.4. Effet de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée normalisée (q_{\max} / P'_c)

La figure 3.22 illustre les effets du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) et la teneur en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%) sur la résistance au cisaillement non drainée normalisée (q_{\max} / P'_c) des échantillons du mélange du sable-limon reconstitués par la méthode de pluviation à sec avec une densité relative initiale de 52% . On constate que la résistance au cisaillement normalisée non drainée (q_{\max} / P'_c) diminue d'une façon exponentielle avec l'augmentation de la teneur en fines (F_c) pour l'intervalle du rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 4$) considérée (Figure 3.21a). Les résultats obtenus montrent l'existence d'une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement normalisée non drainée (q_{\max} / P'_c) et la teneur en fines ($R^2 = 0,83$ pour $OCR = 1$, $R^2 = 0,95$ pour $OCR = 2$ et $R^2 = 0,60$ pour $OCR = 4$). Cependant, à partir la figure 3.22b on observe que la résistance au cisaillement normalisée non drainée peut être exprimée par une relation exponentielle unique ($R^2 = 0,77$) en considérant l'ensemble de la gamme des rapports de surconsolidation à l'étude ($1 \leq OCR \leq 4$) et les fractions de fines. En outre, la résistance au cisaillement normalisée non drainée diminue avec l'augmentation du rapport entre les teneurs en fines et le rapport de surconsolidation (F_c / OCR) pour les deux pressions de confinement initiales choisies ($P'_c = 100$ kPa et 200 kPa).

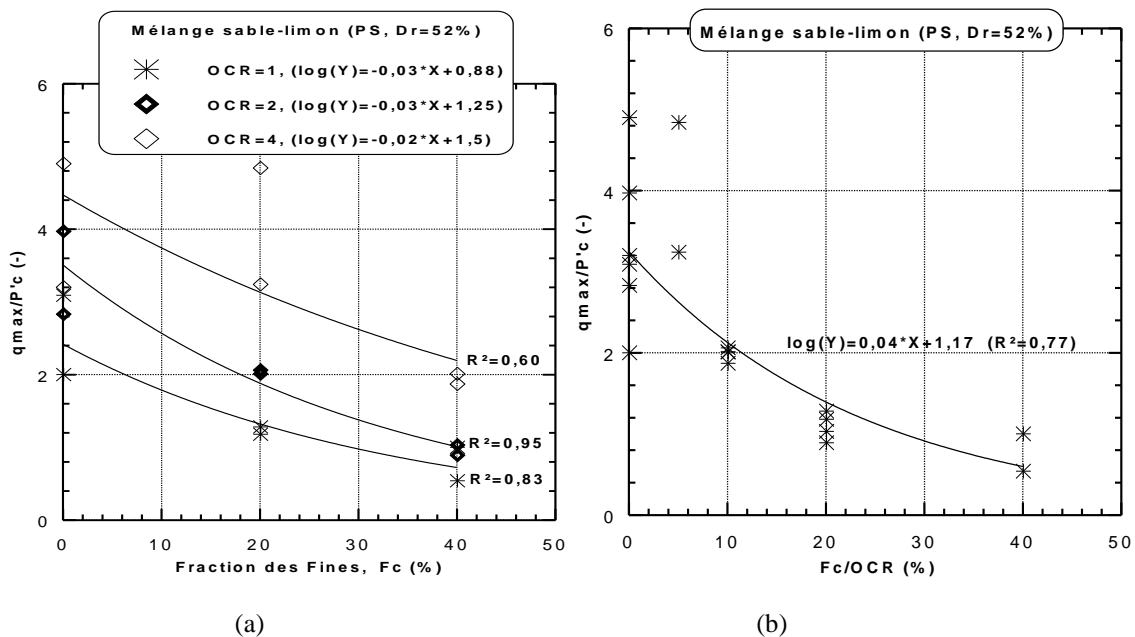


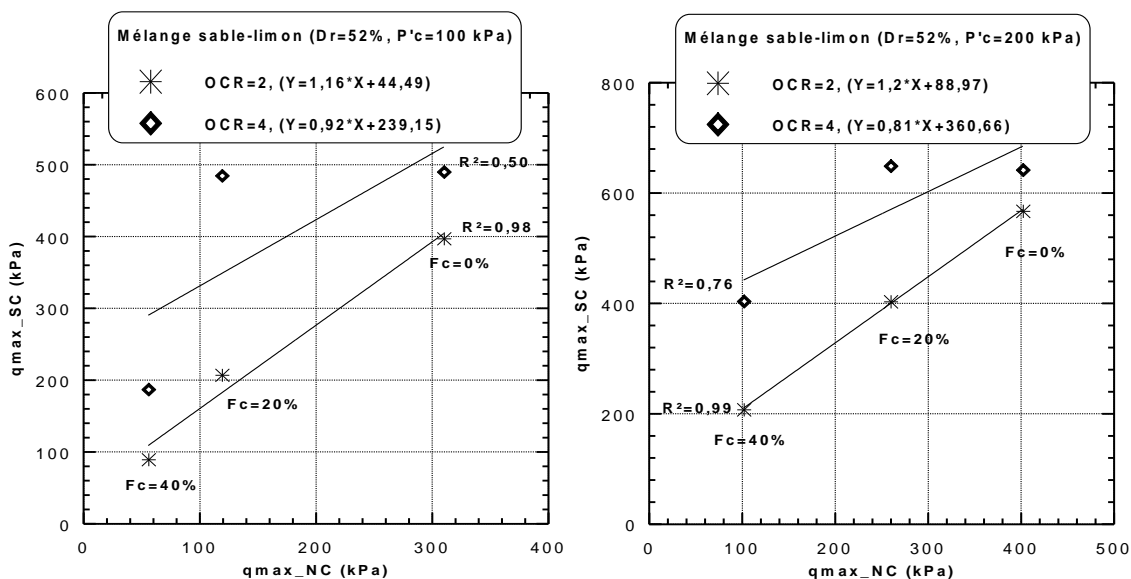
Figure 3.22 : Résistance au cisaillement non drainée normalisée des mélanges sable-limon (PS, $Dr = 52\%$)
 (a) - $q_{\max}/P'_c = f(F_c)$
 (b) - $q_{\max}/P'_c = f(F_c/OCR)$

3.4. Relation entre des sols surconsolidés et normalement consolidés sur la réponse non drainée

3.4.1. En terme de résistance au cisaillement maximale

La figure 3.23 montre l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée maximale surconsolidée (q_{\max_SC}) avec la résistance au cisaillement maximale normalement consolidée (q_{\max_NC}) des mélanges sable-limon pour deux pressions de confinement ($P'_c = 100$ kPa et 200 kPa). Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de la pluviométrie à sec avec une densité relative initiale de $Dr = 52\%$. On constate que la résistance au cisaillement non drainée maximale surconsolidée (q_{\max_SC}) peut être liée à la résistance au cisaillement non drainée maximale normalement consolidée (q_{\max_NC}) par une relation linéaire ($R^2 = 0,98$ pour $P'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0,99$ pour $P'_c = 200$ kPa), en particulier pour le rapport de surconsolidation ($OCR = 2$). La résistance au cisaillement non drainée maximale du sol surconsolidé en fonction de la résistance au cisaillement non drainée du sol normalement consolidé présente une pente supérieure ($C = 1,16$ pour PS et $C=1,2$ pour DH) pour le rapport de surconsolidation inférieur ($OCR = 2$) par rapport au plus haut rapport de surconsolidation ($OCR = 4$) ($C = 0,92$ pour PS et $C = 0,81$ pour DH). Le mécanisme observé peut être attribué à l'effet antagoniste de la surconsolidation (l'effet d'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée) et de la fraction des fines (l'effet de la diminution de la résistance au cisaillement non drainée). L'équation suivante est proposée pour exprimer la résistance au cisaillement non drainée maximale du sol surconsolidé (q_{\max_SC}) en fonction de la résistance au cisaillement maximale du sol normalement consolidé (q_{\max_NC}) pour les deux pressions de confinement à l'étude ($P'_c = 100$ kPa et 200 kPa) :

$$(q_{\max_SC})= C *(q_{\max_NC}) +A \quad (3.4)$$



(a) (b)
 Figure 3.23 : Résistance au cisaillement maximale du sol surconsolidé en fonction de la résistance au cisaillement maximale du sol normalement consolidé ($D_r = 52\%$)
 (a) - $P'_c = 100$ kPa, (b) - $P'_c = 200$ kPa

3.4.2. En terme de la pression interstitielle maximale

La figure 3.24 présente l'évolution de la pression interstitielle surconsolidée (u_{max_SC}) avec la pression interstitielle normalement consolidée (u_{max_NC}). Les échantillons du sable limoneux ont été reconstitués avec deux techniques de préparation, pluviation à sec et damage humide (PS et DH) à une densité relative initiale ($D_r = 52\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). On note que la pression interstitielle du sol surconsolidé augmente d'une façon linéaire avec l'augmentation de la pression interstitielle du sol normalement consolidé pour les échantillons préparés par pluviation à sec pour la gamme des teneurs en fines et les rapports de surconsolidation ($OCR = 2$ et 4) (figure 3.23a). Cependant, la variation de la pression interstitielle du sol surconsolidé avec la pression interstitielle du sol normalement consolidé reste insignifiante dans le cas du rapport de surconsolidation plus élevé ($OCR = 8$). La tendance inverse a été observée dans le cas des échantillons de sable-limon reconstitués par le damage humide. Cette technique favorise la production d'importante de la pression interstitielle pour les différents rapports de surconsolidation ($OCR = 2, 4$ et 8) et la gamme des teneurs en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%) en comparaison à la technique de pluviation à sec. L'équation suivante est suggérée pour exprimer la pression interstitielle du sol surconsolidé (u_{max_SC}) en fonction de la pression interstitielle du sol normalement consolidée (u_{max_NC}) pour les deux techniques de préparation des échantillons (PS et DH) :

$$(u_{max_SC}) = C*(u_{max_NC}) + A \quad (3.5)$$

Le tableau 3.3 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour le matériau sélectionné à l'étude.

Tableau 3.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (3.5).

Méthodes	PS			DH		
	2	4	8	2	4	8
A	-26,77	-46,20	6,94	-247,27	-769,76	-439,82
C	1,13	1,00	0,04	3,48	8,75	4,78
R^2	0,99	0,76	0,88	0,67	0,73	0,50

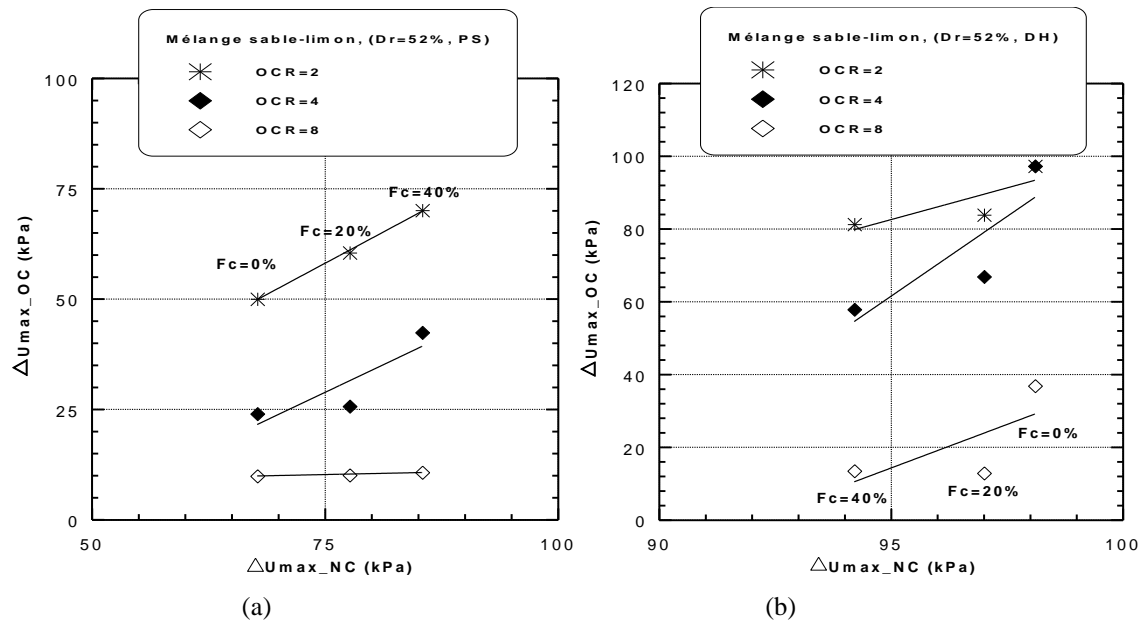


Figure 3.24 : Pression interstitielle du sol surconsolidé en fonction de la pression interstitielle du sol normalement consolidé des mélanges sable-limon ($P'_c=100$ kPa, $D_r=52\%$)
 (a) - Pluviation à sec (b) - Damage humide

3.5. Effet des indices des vides sur la pression interstitielle des mélanges sable-limon surconsolidés et normalement consolidés

3.5.1. L'indice des vides global

La figure 3.25 montre la pression interstitielle en fonction de l'indice des vides global à différentes fractions des fines des mélanges sable-limon surconsolidés et normalement consolidés reconstitués avec pluviation à sec et damage humide. On note que la pression interstitielle augmente avec la diminution de l'indice des vides global pour les faibles teneurs en fines ($F_c=0\%$ et 20%). Cependant pour les teneurs en fines élevée ($F_c=40\%$), la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de l'indice des vides global et les fractions pour le cas des sols normalement consolidés ($OCR=1$) (Figure 3.25a) et la variation la pression interstitielle des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec avec la teneur en fines reste insignifiante pour le rapport de surconsolidation élevé ($OCR=8$). Les échantillons sable-limon reconstitués par la technique du damage humide montre la tendance inverse. L'indice des vides global semble être un paramètre non pertinent dans les mélanges sable-limon comme dans le cas des sables propres pour caractériser la réponse mécanique du fait que la diminution de l'indice des vides global et augmentation de la proportion des fines peu plastiques induit une diminution de la résistance au cisaillement. Les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec les résultats de Belkhatir et al. 2012.

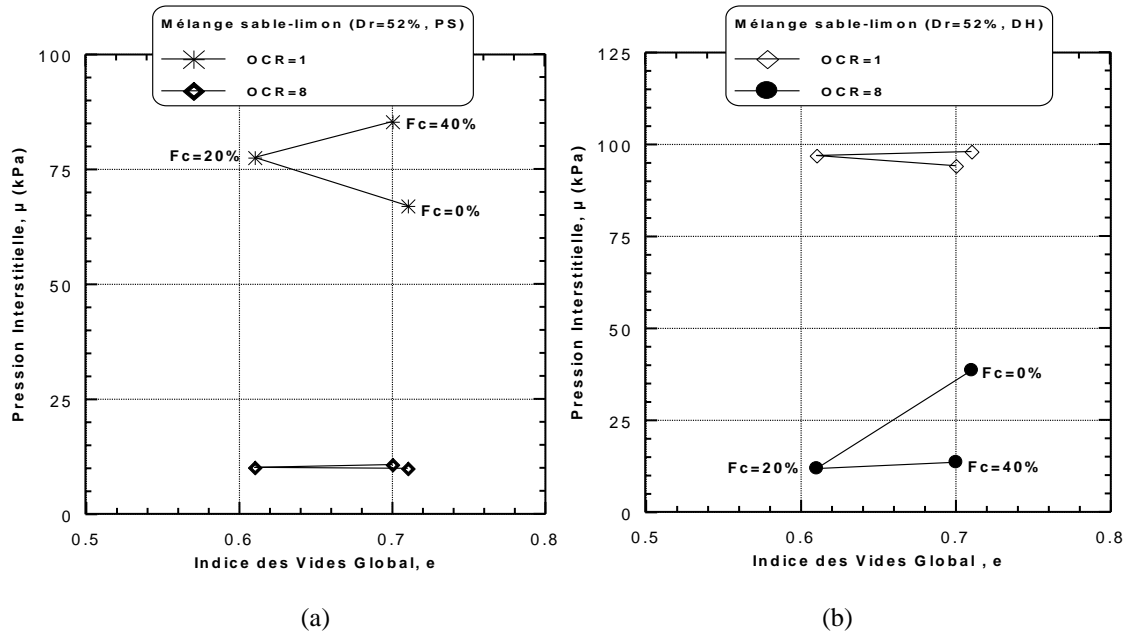


Figure 3.25 : Pression interstitielle en fonction de l'indice des vides global

(a) – Pluviation à sec (b) – Damage humide

3.5.2. L'indice des vides intergranulaire

Les effets de l'indice des vides intergranulaire et la fraction de fines sur la pression interstitielle maximale des mélanges du sable-limon surconsolidés reconstitués avec pluviation à sec et damage humide sont abordés dans cette section. Les données de la présente étude sont reproduites dans la figure 3.25 en vue d'analyser les effets de l'indice des vides intergranulaire et la fraction des fines sur la variation de la pression interstitielle des mélanges sable-limon considérant le paramètre du rapport de surconsolidation. A partir de la figure 3.26a on observe que généralement la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire et les fractions des fines de 0% à 40% pour le sol normalement consolidé ($OCR = 1$). Cependant, on note que la pression interstitielle reste quasi constante avec la variation de l'indice des vides intergranulaire dans le cas du rapport de surconsolidation plus élevé ($OCR = 8$) pour les échantillons reconstitués par pluviation à sec (figure 3.26a). La tendance inverse a été observée dans le cas des échantillons déposés par damage humide, où la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire du sable limoneux (figure 3.26b).

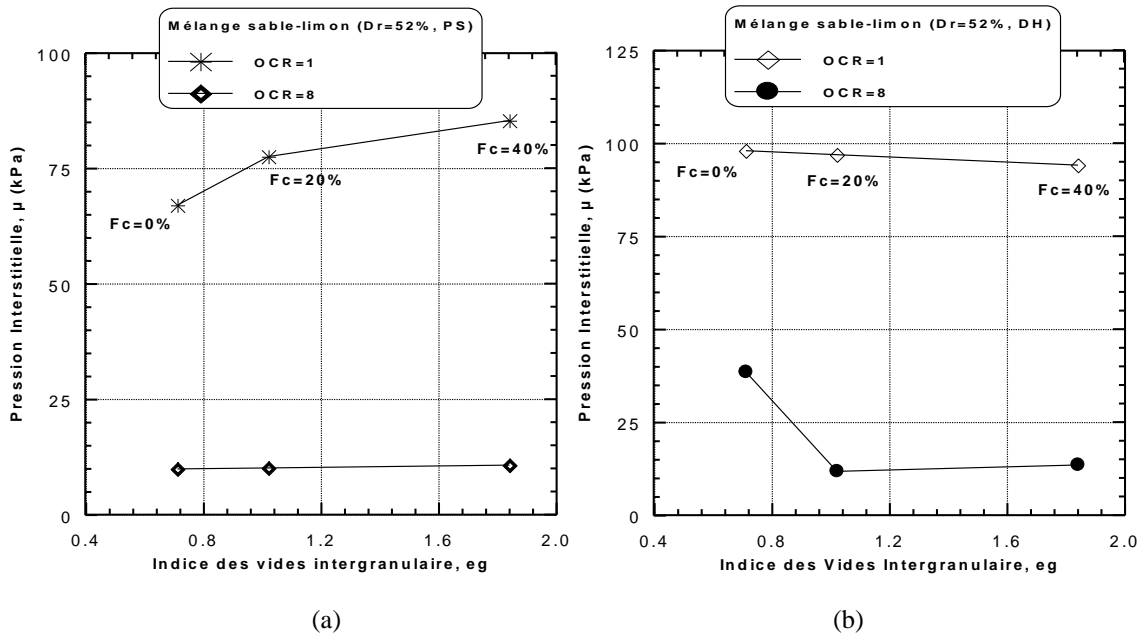


Figure 3.26 : Pression interstitielle en fonction de l'indice des vides intergranulaire
(a) – Pluviation à sec (b) – Damage humide

3.6. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une série d'essais triaxiaux monotones non drainés pour évaluer l'influence du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur le comportement mécanique (résistance au cisaillement) des mélanges sable-limon saturés. Les échantillons ont été reconstitués avec deux méthodes de préparation, pluviation à sec et damage humide à une densité relative initiale de 52% et soumis à trois pressions de confinement de ($P'_c=100, 200$ et 300 kPa) pour des fractions de fines variant entre $F_c=0\%$ et $F_c=40\%$.

Les résultats des essais triaxiaux non drainés montrent que le rapport de surconsolidation contrôle de manière significative la réponse de la résistance au cisaillement non drainé des mélanges du sable-limon.

La résistance au cisaillement des échantillons des mélanges de sable-limon augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour les deux méthodes de préparation pluviation à sec et damage humide. L'impact de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée est plus importante pour les échantillons reconstitués par pluviation à sec en comparaison avec les échantillons reconstitués par le damage humide. Cette augmentation résulte du rôle de la surconsolidation d'amplifier le phénomène de l'enchevêtrement des particules en raison de l'existence des particules de limon plus petites entre les grosses particules du sable. Ceci induit le caractère dilatant aux mélanges qui conduit

à une structure d'échantillons plus stable. Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les résultats de Della et al. 2010, Ishihara et al. 1978 et Seed et al. 1975.

La résistance au cisaillement normalisée non drainée (q_{\max} / P'_c) diminue d'une façon exponentielle avec l'augmentation de la teneur en fines (F_c) pour l'intervalle du rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 4$), ($R^2 = 0,83$ pour $OCR = 1$, $R^2 = 0,95$ pour $OCR = 2$ et $R^2 = 0,60$ pour $OCR = 4$)

Les résultats obtenus montrent aussi l'existence d'une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée du sol surconsolidé et la résistance au cisaillement non drainée du sol normalement consolidé pour les deux techniques de préparation pluviation à sec et damage humide (PS et DH) et les pressions de confinement initiales sous l'étude.

**CHAPITRE 4 : INFLUENCE DE LA STRUCTURE INITIALE
SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES MELANGES
SABLE-LIMON SURCONSOLIDES EN CONDITION NON
DRAINEE**

4.1. Introduction

La littérature publiée a indiqué que le type de la technique utilisée pour la reconstitution d'échantillons des sols sableux a un effet significatif sur la résistance au cisaillement non drainée (Yamamuro et al., 2008, Yamamuro et Wood., 2004) . Les effets des techniques de déposition d'échantillons ont été soumis à des recherches approfondies et plusieurs études ont indiqué que les échantillons préparés par la méthode de sédimentation présente une résistance à la liquéfaction plus élevée que les échantillons préparés par d'autres méthodes, telles que la pluviation à sec et le damage humide (Zlatovic et Ishihara., 1997). D'autres chercheurs ont trouvé que les échantillons préparés par pluviation à sec présente une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés par le damage humide (Mulilis et al., 1977; Yamamuro et Wood., 2004). (Benahmed et al., 2004; Canou., 1989 et Ishihara., 1993) ont présenté des résultats montrant que les essais préparés par pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par damage humide. (Vaid et al., 1999) ont confirmé ces résultats, et ils ont indiqué que le damage humide favorise l'initiation à la liquéfaction par rapport à la technique de pluviation à sec. (Della et al., 2011a et b) ont rapporté que la méthode de pluviation à sec induit une résistance à la liquéfaction plus élevée que les échantillons reconstitués par la méthode de damage humide. (Yamamuro et al., 2008) ont constaté que la méthode de pluviation à sec supporte l'instabilité d'échantillons contrairement à la méthode de sédimentation. (Wood et al., 2008) ont trouvé que l'effet de la méthode de déposition sur le comportement non drainé diminue lorsque la densité relative augmente. Ils ont également constaté que cette influence diminue avec l'augmentation de la teneur en fines, en particulier pour les plus faibles densités relatives initiales. Parmi ces différentes techniques de reconstitution d'échantillons ; la méthode de damage humide présente l'avantage de contrôler facilement la densité globale d'échantillon obtenu, même pour des échantillons lâche (Frost et al., 2003). (Vaid et al., 1999; Yang et al., 2008) ont trouvé que deux échantillons de sable préparés avec différentes méthodes de reconstitution à la même densité relative peuvent donner des réponses très différentes pour des conditions de chargement similaires. Les différences ont été supposés être liés à différentes techniques de reconstitution d'échantillon, qui peut être défini par l'arrangement spatial des particules du sable et les vides associés (Oda et Iwashita., 1999).

Dans ce chapitre nous présentons une analyse détaillée des résultats expérimentaux en vue d'évaluer l'influence de la structure initiale (les méthodes de déposition d'échantillons) sur le comportement mécanique non drainé d'échantillons de sable limoneux normalement

consolidés et surconsolidés. Les échantillons sont reconstitués avec deux méthodes de préparation (la pluviation à sec et le damage humide) à deux densités relative initiales (lâche ; $D_r = 18\%$ et moyennement dense ; $D_r = 52\%$) pour différentes fractions des fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%). Les paramètres tels que la pression de confinement initiale, le degré de saturation et la taille d'échantillons ont été maintenus constants.

4.2. Résultats des essais réalisés

4.2.1 Sable propre ($F_c=0\%$)

Les figures 4.1, 4.2 et 4.3 montrent l'effet de structure initiale (les méthodes de reconstitution d'échantillons) sur la réponse mécanique non drainée du sable propre ($F_c=0\%$) normalement consolidés et surconsolidés. Les différents échantillons normalement consolidés ($OCR=1$) et surconsolidés ($OCR=2, 4$ et 8) ont été reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec (PS) et damage humide (DH) à deux densités relative initiales (lâche, $D_r = 18\%$ et moyennement dense, $D_r = 52\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). D'après la figure 4.1, on constate que les échantillons reconstitués avec la méthode de pluviation à sec ($q_{max} = 309,88$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 602,61$ pour $OCR=8$) sont plus résistants que ceux reconstitués avec le damage humide ($q_{max} = 37,73$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 161,12$ kPa pour $OCR=8$) pour la densité relative initiale ($D_r = 52\%$). Les échantillons reconstitués avec la méthode de pluviation à sec indiquent une augmentation de résistance au cisaillement non drainée de 85% , 82% , 73% et 64% pour les rapports de surconsolidation $OCR = 1, 2, 4$ et 8 respectivement par-rapport aux échantillons de sable reconstitués avec la méthode de damage humide pour la densité relative initiale ($D_r = 18\%$).

Les résultats obtenus indiquent que la pression interstitielle d'échantillons normalement consolidés et surconsolidés préparés par le damage humide sont plus élevées que les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec pour les deux densités relative initiales comme illustré sur la figure 4.2. La méthode de pluviation à sec induit un comportement plus dilatant ou un caractère stable du sable, tandis que la méthode de damage humide présente un comportement plus contractant ou un caractère instable du sable. Les résultats sont en bon accord avec les travaux expérimentaux de (Della et al., 2011a, 2011b, Benahmed et al., 2004, Ishihara., 1993, Vaid et al., 1999).

Le chemin de contrainte (P', q) montre clairement l'influence de structure initiale sur la réponse non drainée du sable, ou la méthode de reconstitution d'échantillons affecte d'une manière significative sur la résistance à la liquéfaction du sable (Figures 4.3). Cependant, les

résultats obtenus illustrent clairement quelques cas de liquéfaction complète d'échantillons préparés par le damage humide et qui sont en particulier, pour les faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, \text{ et } 4$) pour les deux densités relative initiales ($D_r = 18\%$ et $D_r = 52\%$).

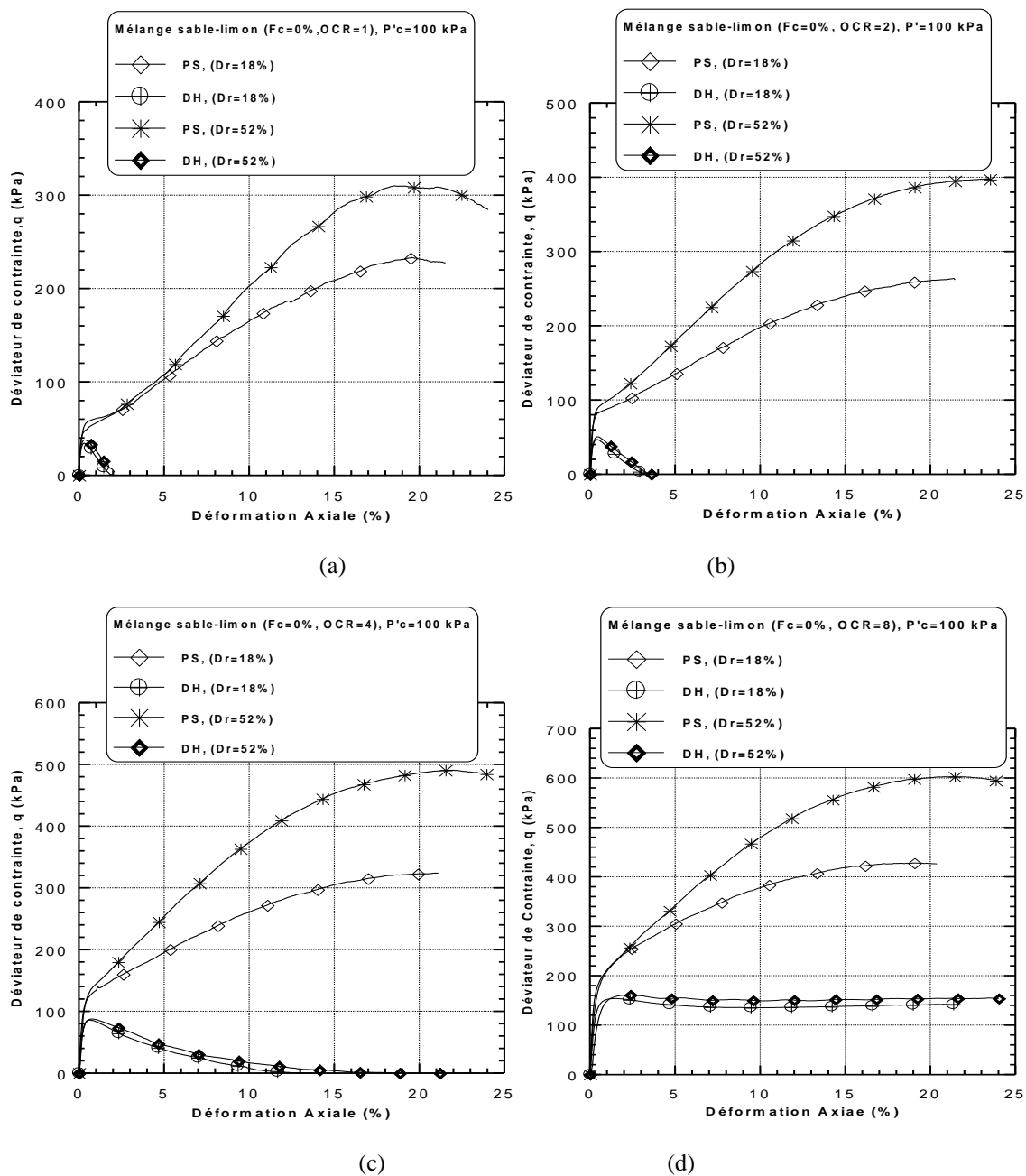


Figure 4.1: Effet de la structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c=100$ kPa)

(a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8

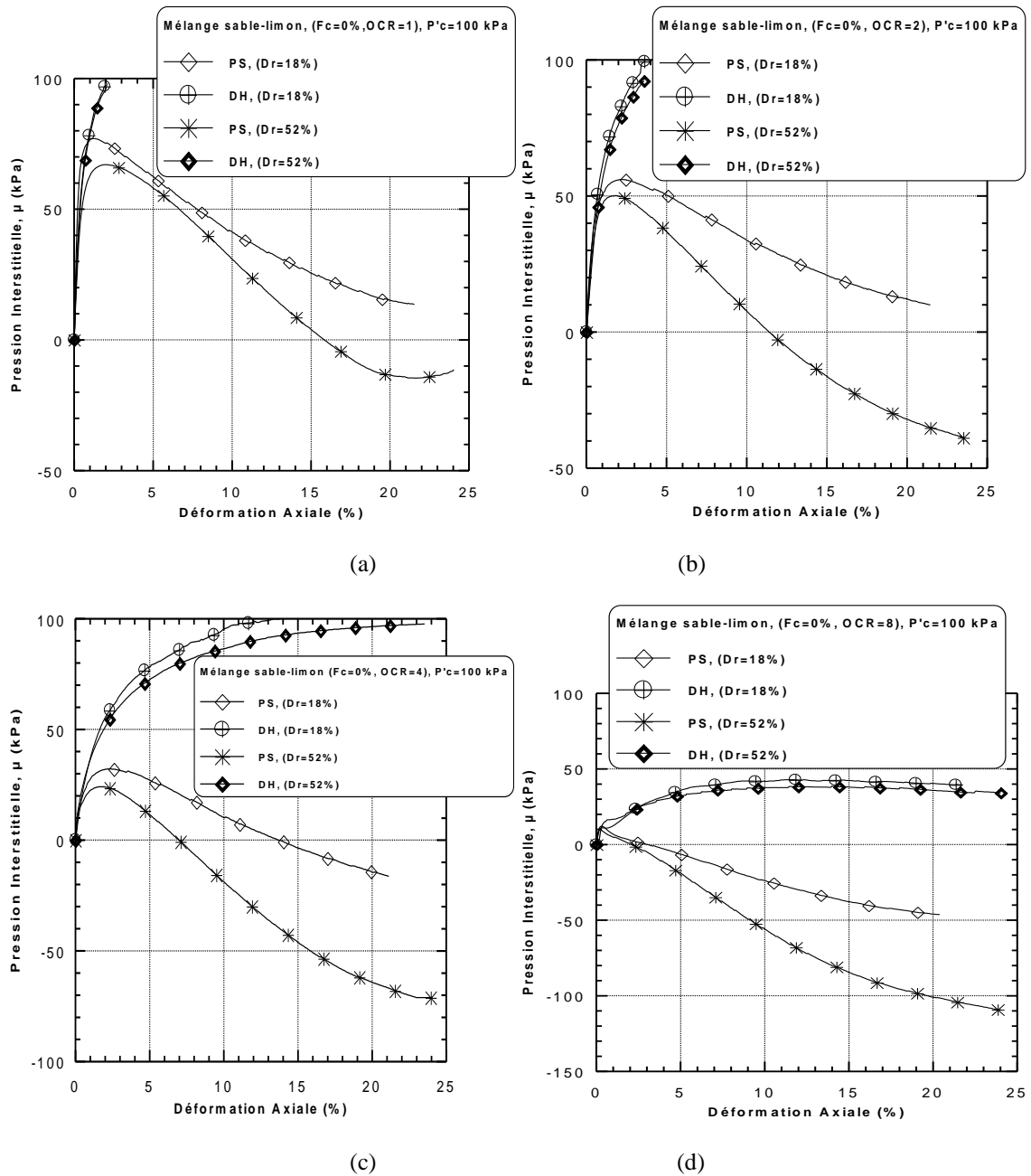


Figure 4.2: Effet de la structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa)

(a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8

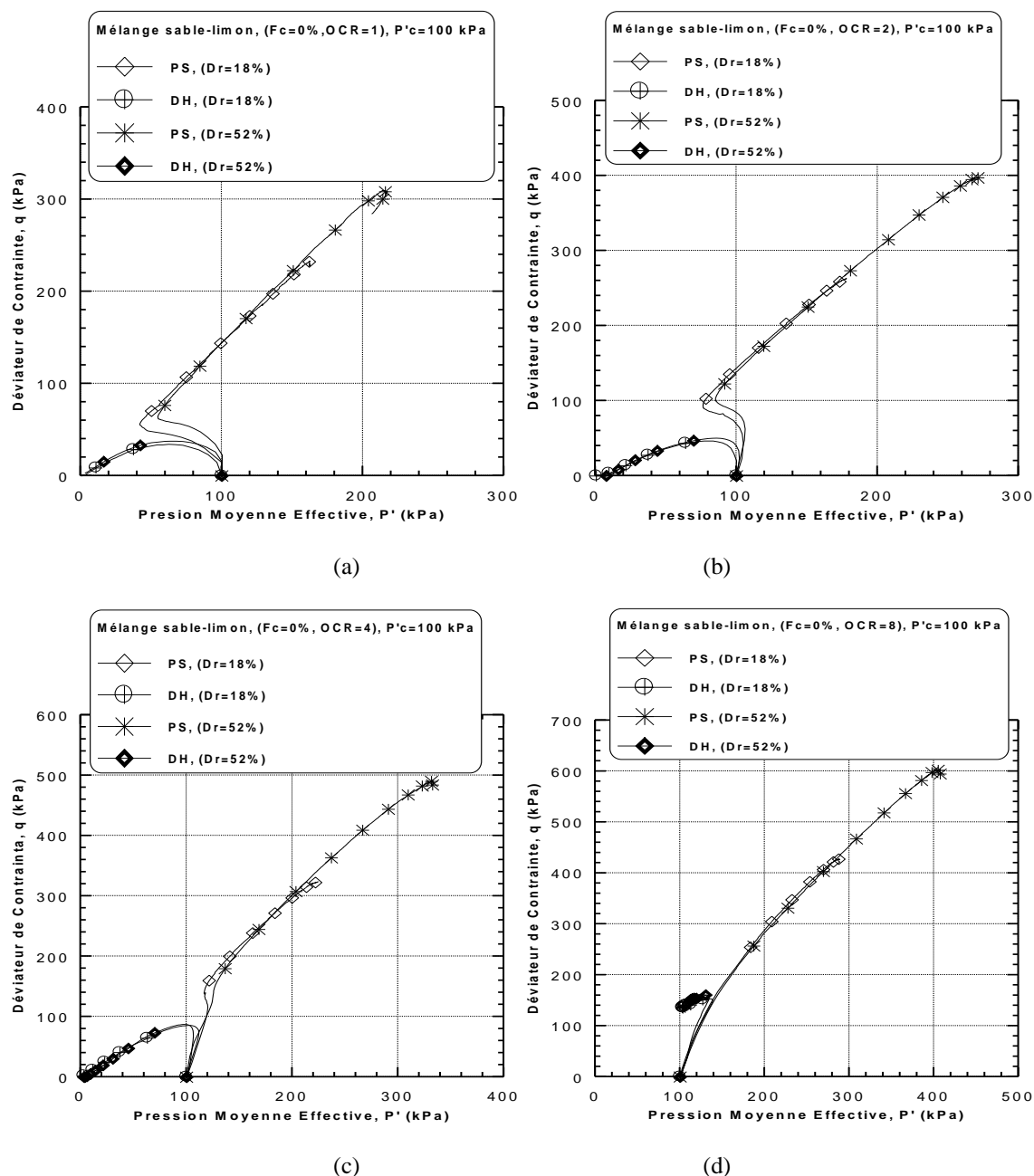


Figure 4.3 : Effet de la structure initiale sur le chemin de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c = 100$ kPa)
 (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8

4.2.2. Mélange sable-limon ($F_c=20\%$)

Une série d'essais triaxiaux de compression non drainée a été réalisée en vue d'analyser l'effet de la structure initiale (la méthode de préparation d'échantillons) sur la réponse mécanique non drainée des mélanges sable-limon avec une fraction de fines de $F_c=20\%$. Les échantillons normalement consolidés et surconsolidés ($1 \leq OCR \leq 8$) ont été reconstitués avec deux méthodes de préparation, pluviation à sec (PS) et damage humide (DH) avec deux densités relatives initiales, lâche ($Dr=18\%$) et moyennement dense (52%) pour une pression

de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). Les figures 4.4, 4.5 et 4.6 reproduisent les résultats des essais obtenus à partir de la présente étude. On constate que les échantillons des mélanges sable-limon ($F_c = 20\%$) préparés par la technique de la pluviation à sec donnent une résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) plus élevée que ceux reconstitués avec la méthode de damage humide pour tous les rapports de surconsolidation et les deux densités relatives initiales. Les échantillons reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec indiquent une amplification de la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition (changement de phase (contractance-dilatance)) de 83%, 66%, 47% et 6% pour les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) respectivement par-rapport aux échantillons de sable reconstitués avec la méthode de damage humide à la densité relative initiale ($D_r = 18\%$). Les effets de la structure initiale d'échantillons de mélanges soumis aux faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) présentent un écart (déviateur au pic) très important (figure 4.4), puis cet écart tend à diminuer avec l'augmentation du rapport de surconsolidation ($OCR = 8$). La tendance de la résistance au cisaillement non drainée observée est le résultat du fait que la méthode de damage humide provoque un comportement contractant pour les mélanges sable-limon qui conduit à une structure instable d'échantillons.

La figure 4.5 présente l'influence de la méthode de préparation sur la variation de la pression interstitielle des mélanges sable-limon avec $F_c = 20\%$ normalement consolidés et surconsolidés. On remarque que la pression interstitielle d'échantillons préparés par le damage humide est plus élevée ($\Delta u = 97$ kPa pour $OCR = 1$, $\Delta u = 82,1$ kPa pour $OCR = 2$, $\Delta u = 65,6$ kPa pour $OCR = 4$ et $\Delta u = 11,9$ pour $OCR = 8$) que les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec ($\Delta u = 77,6$ kPa pour $OCR = 1$, $\Delta u = 60,6$ kPa pour $OCR = 2$, $\Delta u = 25,8$ kPa pour $OCR = 4$ et $\Delta u = 10,2$ pour $OCR = 8$) pour la densité relative initiale ($D_r = 52\%$).

Le chemin de contrainte (P', q) montre clairement l'influence des différentes méthodes de préparation d'échantillons. La figure 4.6 montre que la méthode de pluviation à sec donne un comportement dilatant et que la tendance inverse a été observée pour les échantillons reconstitués par le damage humide (caractère contractant).

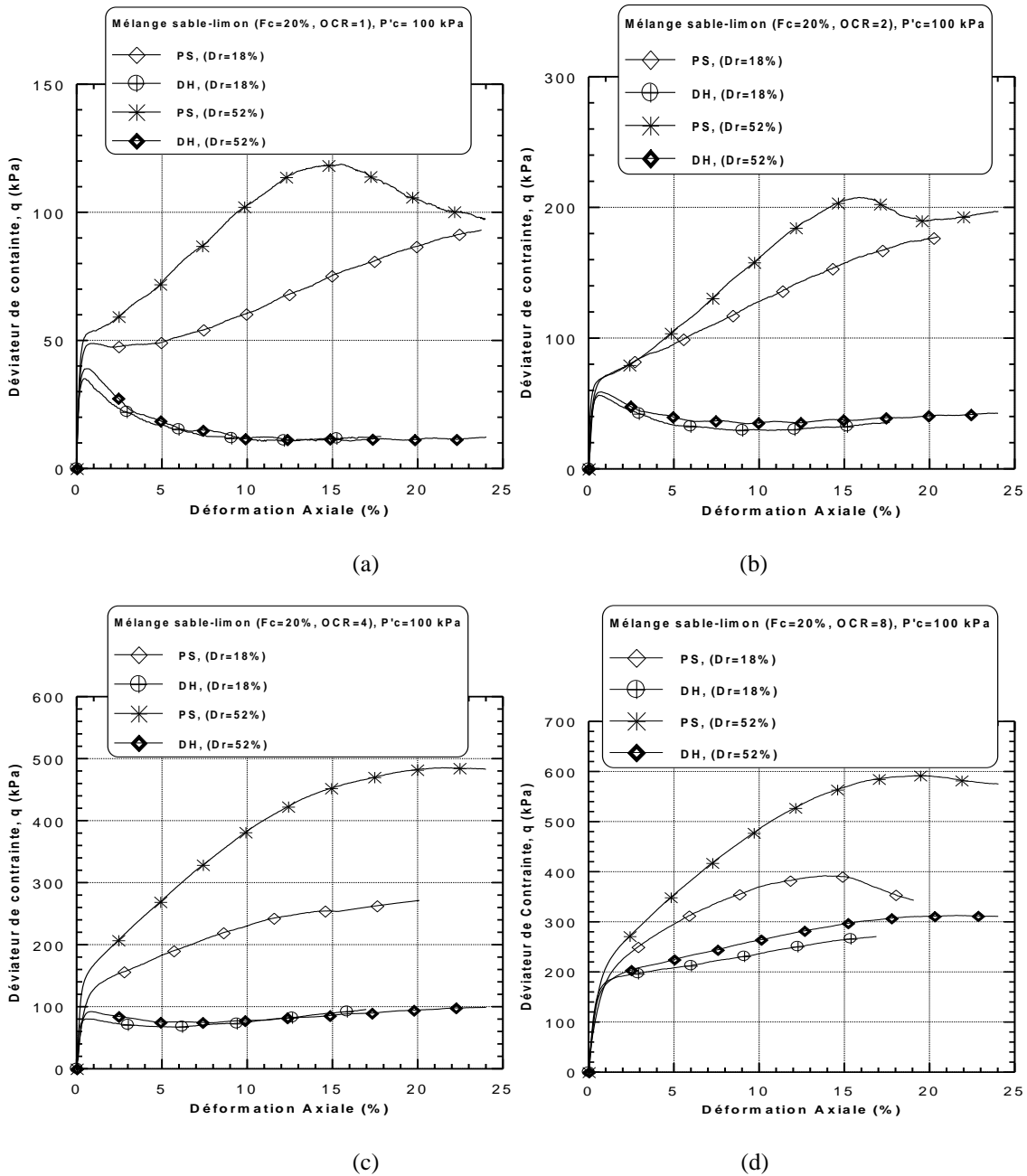


Figure 4.4: Effet de structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa)
 (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8

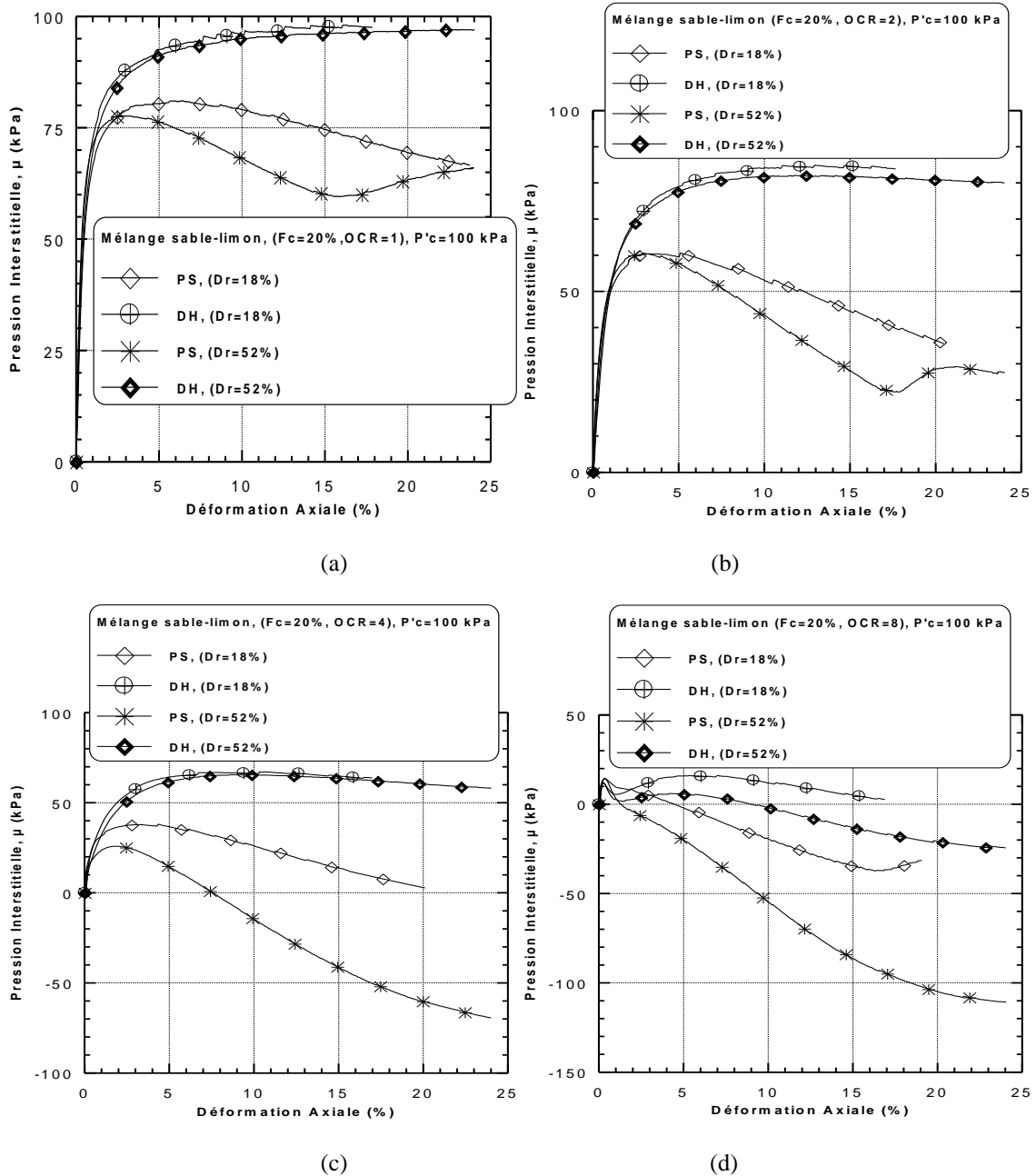


Figure 4.5: Effet de structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa)
 (a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8

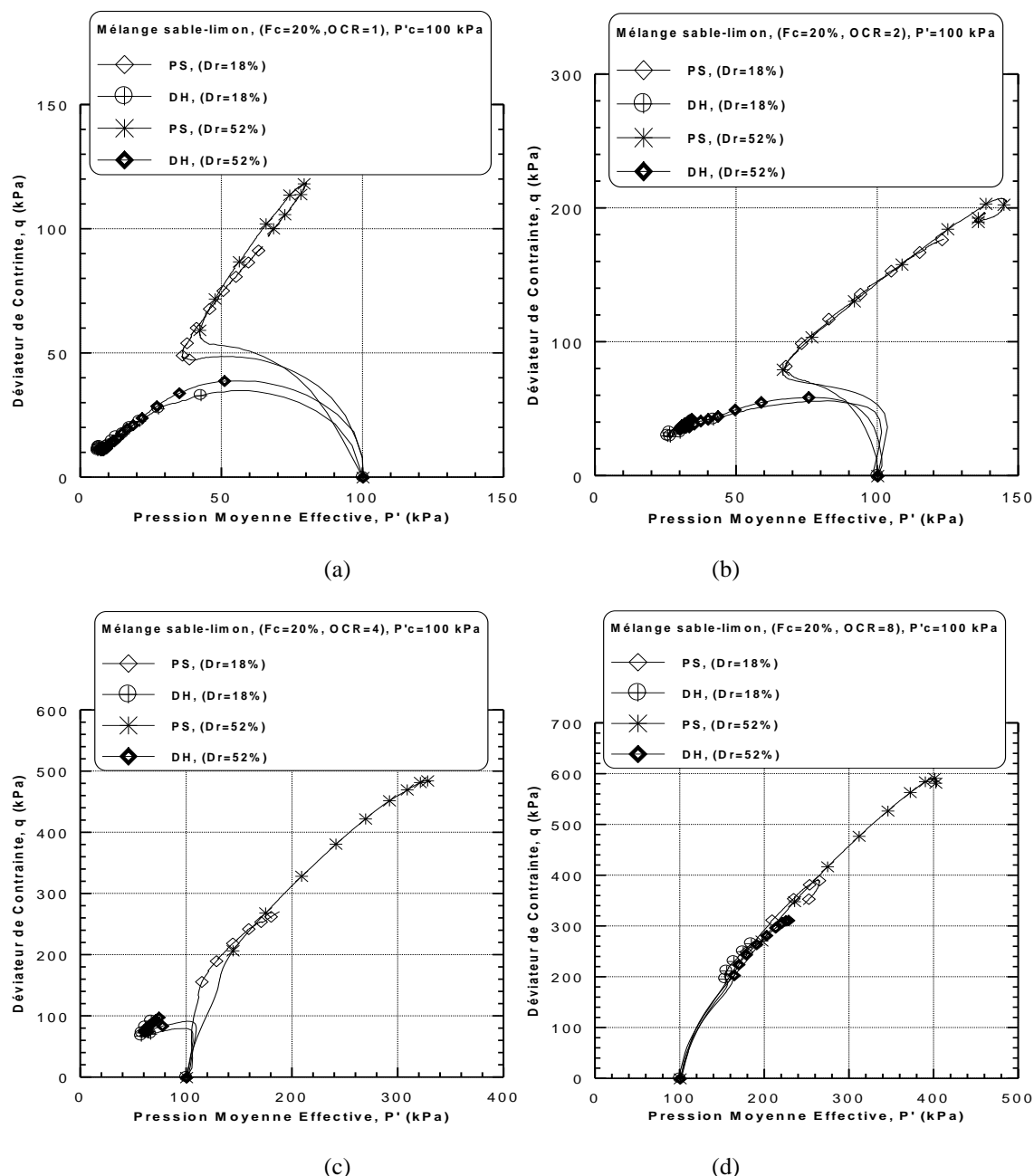


Figure 4.6: Effet de la structure initiale sur le chemin de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 20\%$, $P'_c = 100$ kPa)
(a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

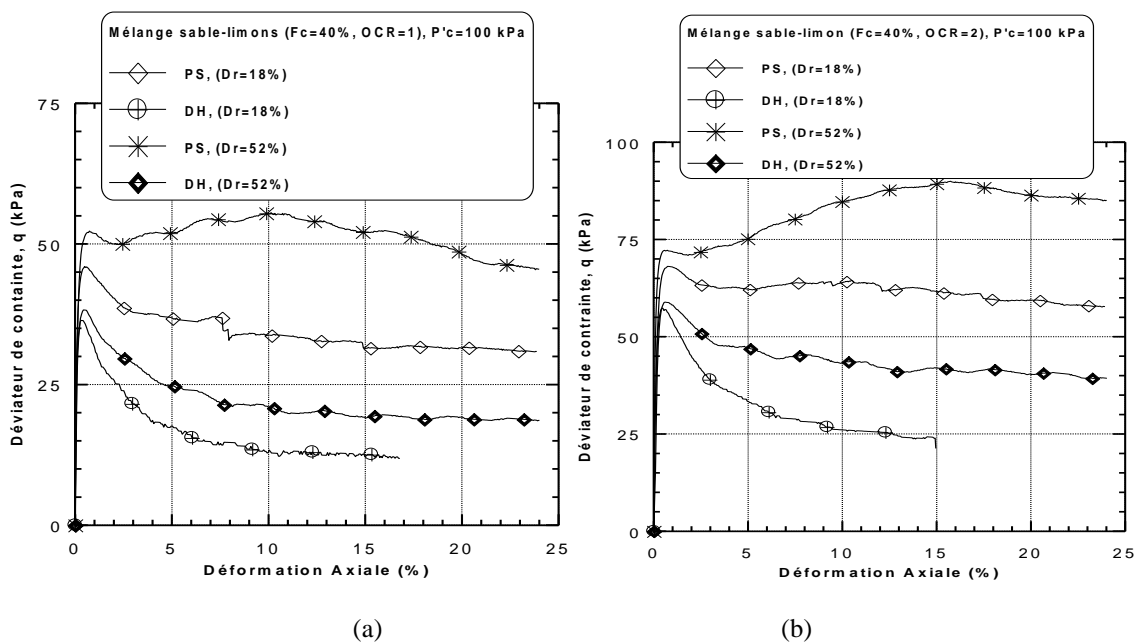
4.2.3 Mélange sable-limon ($F_c = 40\%$)

Les figures 4.7, 4.8 et 4.9 montrent les résultats des essais non drainés réalisés pour le but d'évaluer l'influence de la structure initiale d'échantillons sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon avec une fraction de fine peu plastique de ($F_c = 40\%$). Les échantillons des mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés ont été reconstitués pour les deux méthodes de préparation, (pluviation à sec et damage humide) avec deux densités relatives initiales ($D_r = 18\%$ et 52%). Les échantillons des mélanges ont été

consolidés avec les pressions de confinement effectives isotropes de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa et 800 kPa ; puis cisailés à une pression effective finale de 100 kPa correspondant aux OCR=1, 2, 4 et 8 respectivement.

La figure 4.8 montre que les échantillons des mélanges normalement consolidés et surconsolidés reconstitués avec la technique de damage humide présentent une pression interstitielle plus élevée (faible de résistance à la liquéfaction) que ceux reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec pour tous les rapports de surconsolidation et les deux densités relatives à l'étude. La structure initiale des échantillons affecte légèrement la résistance au cisaillement des mélanges reconstitués avec des teneurs en fines élevées ($F_c=40\%$) en comparaison aux faibles teneurs en fines ($F_c=0\%$ et 20%). Les échantillons reconstitués avec la méthode de damage humide induit une augmentation de la pression interstitielle maximale de 9%, 14%, 27% et 21% pour les rapports de surconsolidation OCR = 1, 2, 4 et 8 respectivement par-rapport aux échantillons des mélanges reconstitués par la pluviation à sec pour le cas de densité relative initiale ($D_r = 52\%$).

Les résultats des essais dans les plans (déviateur de contrainte q , déformation axiale ε , figure 4.7) et (déviateur de contrainte q , pression moyenne effective P' , Figure 4.9) montrent clairement le rôle de la structure initiale sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges. Les échantillons reconstitués avec la méthode de pluviation à sec ($q_{\max} = 45,96$ kPa pour OCR=1, et $q_{\max} = 332,04$ kPa pour OCR=8) sont plus résistants que ceux reconstitués par la méthode de damage humide ($q_{\max} = 36,39$ kPa pour OCR=1, et $q_{\max} = 230,74$ kPa pour OCR=8) pour la densité relative initiale ($D_r = 18\%$).



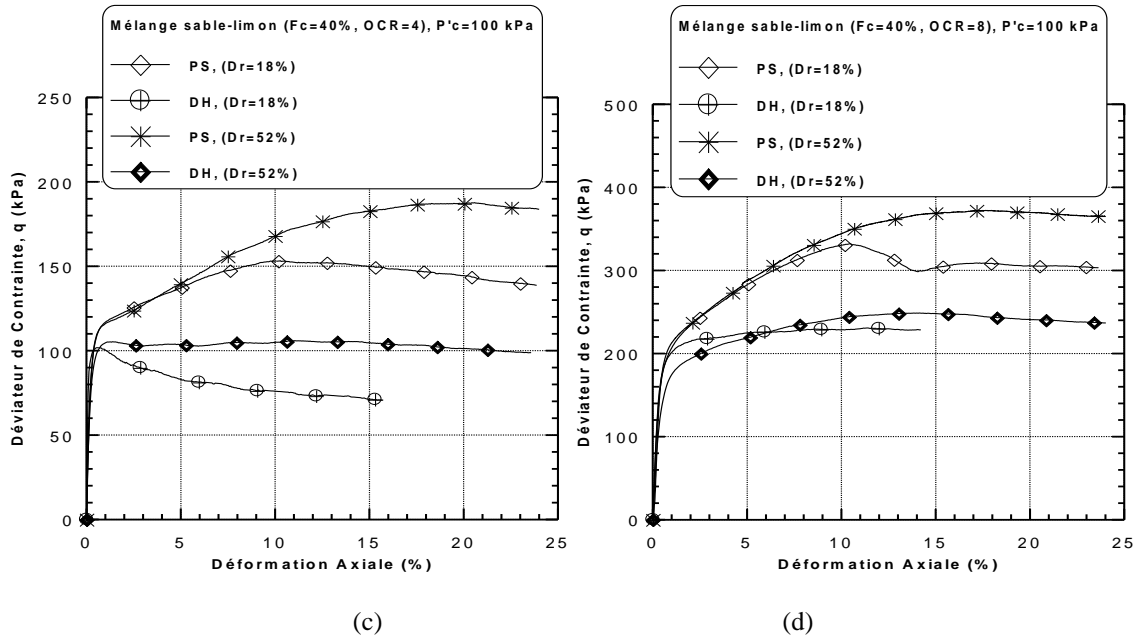
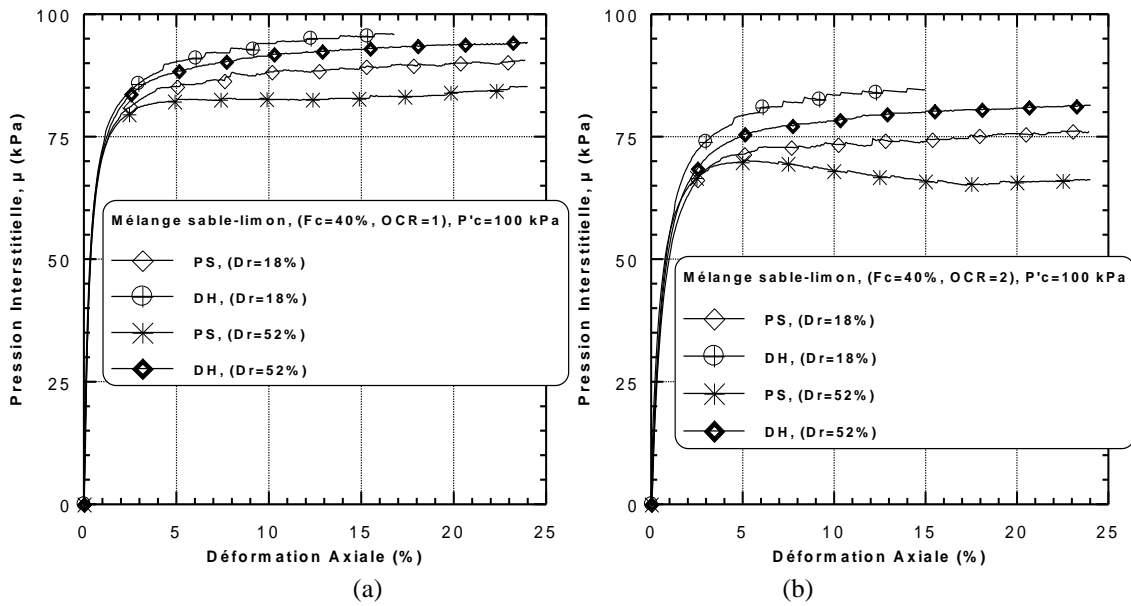


Figure 4.7: Effet de la structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c=100$ kPa)
 (a)- $OCR=1$, (b) - $OCR=2$, (c) - $OCR=4$, (d) - $OCR=8$



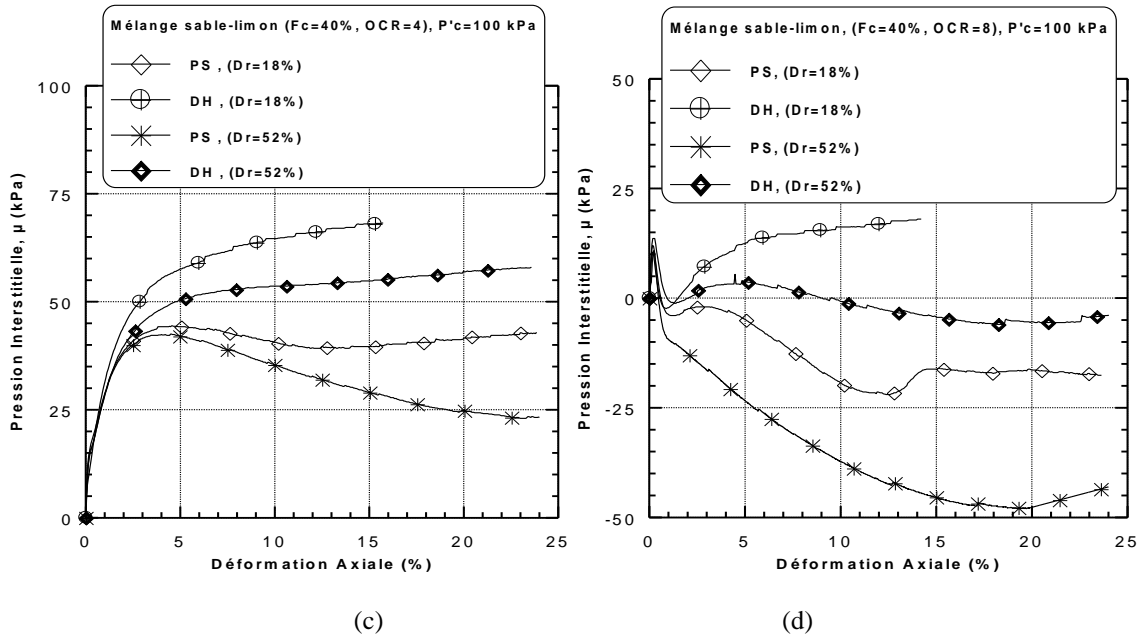
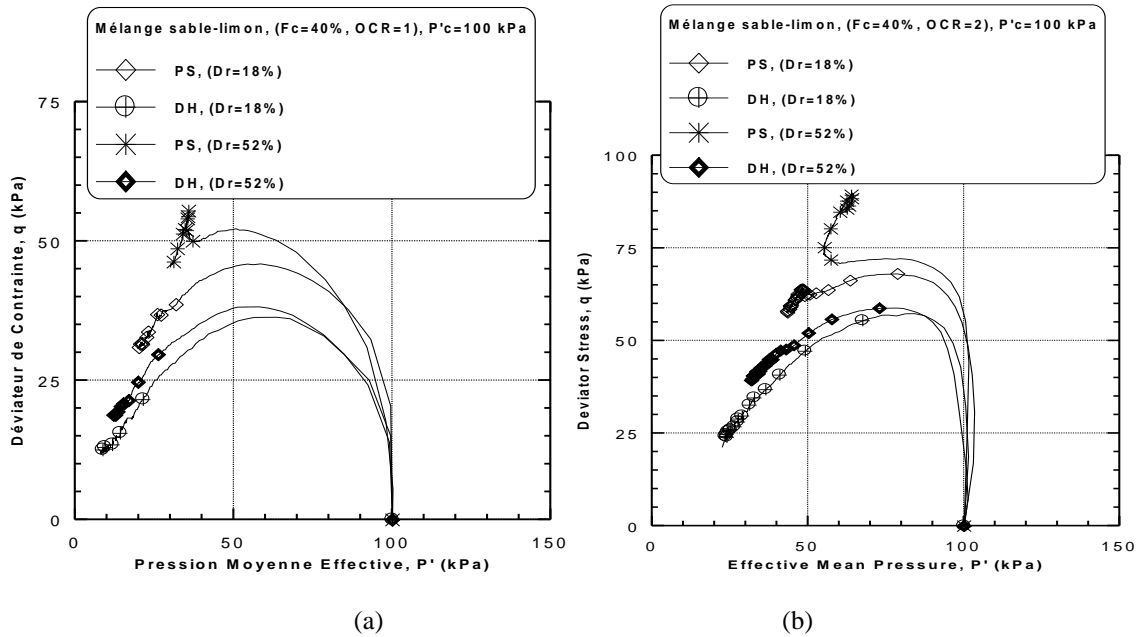


Figure 4.8: Effet de la structure initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c=100$ kPa)

(a) -OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8



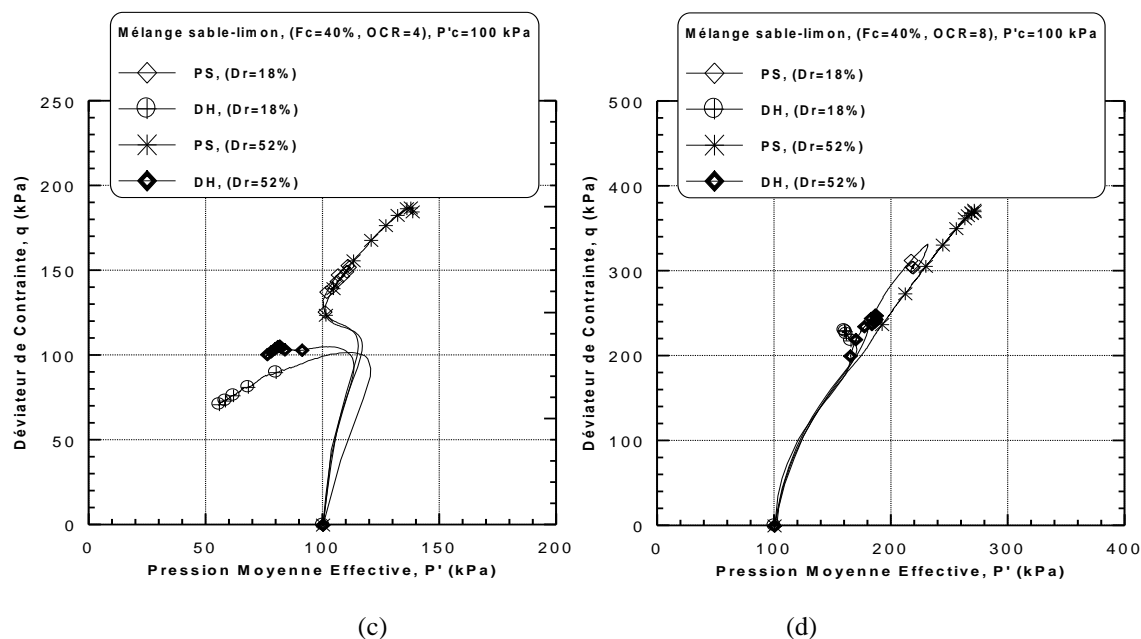


Figure 4.9: Effet de la structure initiale sur le chemin de contrainte du mélange sable-limon de Chlef ($F_c = 40\%$, $P'_c = 100$ kPa)
(a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

4.3. Influence de la structure initiale sur la réponse non drainée maximale des mélanges sable-limon surconsolidés

4.3.1. Résistance au cisaillement maximale

Les données de la présente étude (Figures 4.1-4.9) sont reproduites dans la Figure 4.10 en vue d'analyser l'effet des méthodes de préparation d'échantillons (pluviation à sec et damage humide) considérant la gamme des teneurs en fines ($F_c = 0\% - 40\%$) pour la densité relative initiale $Dr = 52\%$. A partir de la résistance au cisaillement maximale non drainée (q_{max}), on observe que les échantillons reconstitués par pluviation à sec sont plus stables et montrent un caractère dilatant que ceux préparés par le damage humide. Ainsi, la technique de la pluviation à sec induit une augmentation de la résistance au cisaillement maximale monotone des échantillons tandis que la méthode de damage humide accélère l'instabilité d'échantillons, qui se traduit par une faible résistance au cisaillement non drainée maximale. En effet elle provoque la liquéfaction statique (liquéfaction complète) des mélanges sable-limon pour les faibles rapports de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 4$) conduisant à leur effondrement. Ces différences de comportement peuvent être expliqués par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains. Les résultats de ces travaux de recherche sont en bon accord avec les observations de Della et al., 2011a,b,

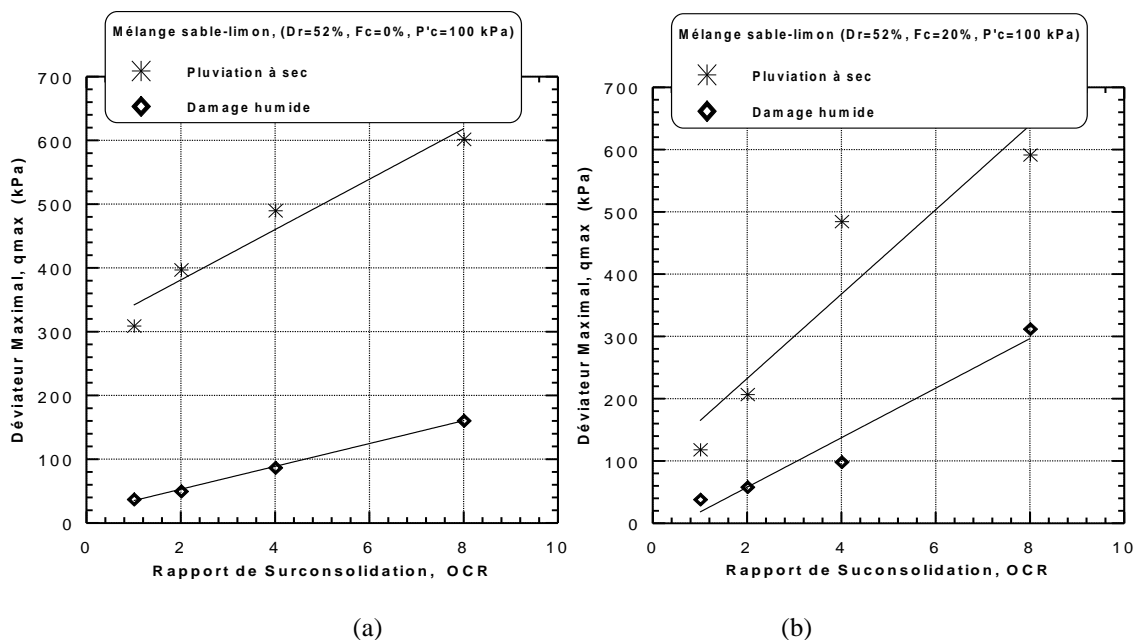
Benahmed et al., 2004, Ishihara., 1993, Vaid et al., 1999 ou ils ont trouvé que la méthode de pluviation à sec indique un caractère plus dilatant ou des échantillons stables, par contre la méthode de damage humide présente une réponse plus contractante ou des échantillons instables. La relation suivante est proposée pour exprimer l'influence de la technique de reconstitution des échantillons et le rapport de surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée maximale (q_{max}) des mélanges sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%):

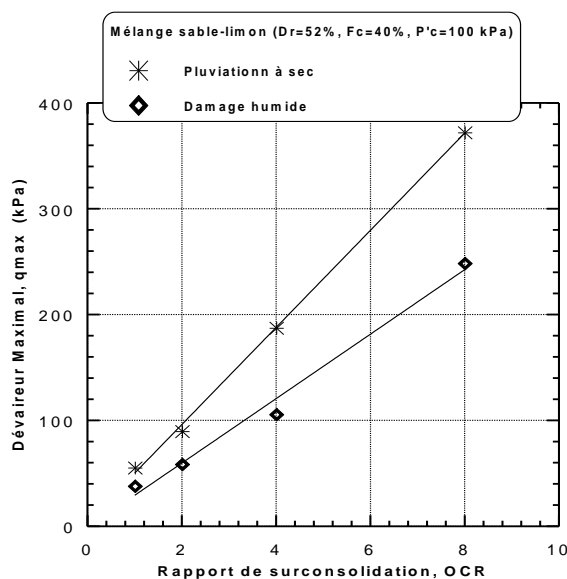
$$q_{max} = C*(OCR) + A \quad (4.1)$$

Le tableau 4.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.1: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.1).

Méthodes	PS			DH		
Fc (%)	0	20	40	0	20	40
A	302,14	96,84	4,30	17,05	-21,85	-0,18
C	39,49	67,77	45,88	17,90	39,78	30,28
R^2	0,95	0,88	0,99	0,99	0,95	0,99





(c)

Figure 4.10: Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement maximale ($P_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$)
(a) $-F_c = 0\%$, (b) $-F_c = 20\%$, (c) $-F_c = 40\%$

4.3.2. Pression interstitielle maximale

La figure 4.10 présente l'influence de la structure initiale (méthode de préparation d'échantillons) sur la pression interstitielle maximale. Les échantillons normalement consolidés et surconsolidés des mélanges sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) ont été reconstitués avec la méthode de pluviation à sec (PS) et damage humide (DH) avec une densité moyennement dense ($D_r = 52\%$). On constate que la pression interstitielle maximale (u_{max}) d'échantillons normalement consolidés et surconsolidés préparés par la méthode de damage humide est plus élevée que les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec pour toutes les fractions des fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) et la densité relative à l'étude ($D_r = 52\%$). L'influence de la méthode de préparation sur la pression interstitielle maximale est clairement observée pour le mélange du sable avec la fraction des fines de 40% et devient très prononcée pour le sable propre et le mélange à 20% de fines. L'équation suivante est proposée pour exprimer la pression interstitielle maximale (u_{max}) en fonction du rapport de surconsolidation (OCR) pour les deux méthodes de préparation :

$$u_{max} = C \cdot (\text{OCR}) + A \quad (4.2)$$

Le tableau 4.2 illustre les coefficients A , C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.2: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.2).

Méthodes	PS			DH		
F _c (%)	0	20	40	0	20	40
A	67	78,72	91,51	115,72	108,95	104,74
C	-7,78	-9,38	-10,47	-8,75	-11,94	-11,45
R ²	0,88	0,88	0,98	0,84	0,99	0,99

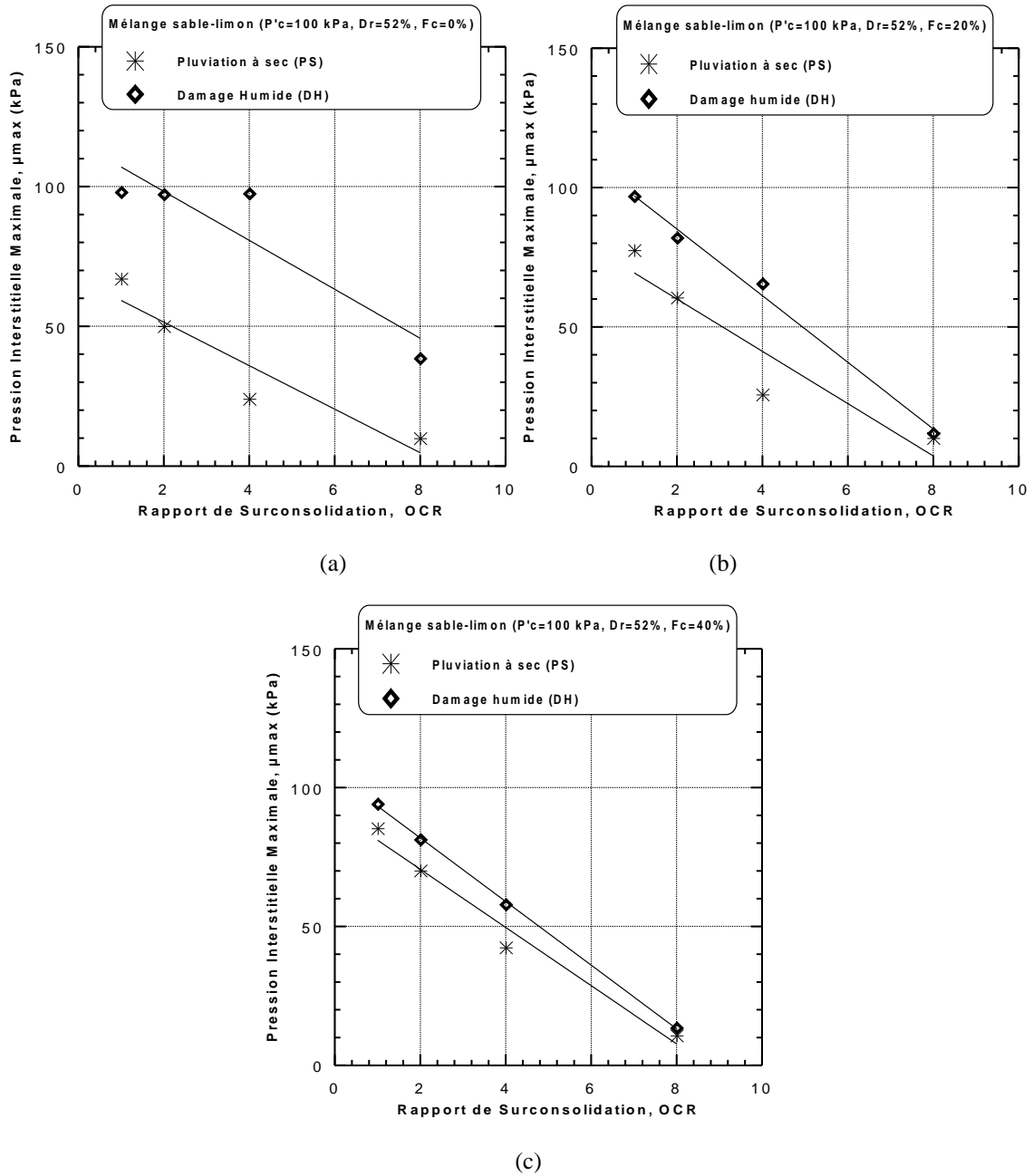


Figure 4.11: Influence de la structure initiale sur la pression interstitielle maximale ($P'_c = 100 \text{ kPa}$, $D_r = 52\%$)

(a) - $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 20\%$, (c) - $F_c = 40\%$

4.3.3. Relation entre la pluviation à sec et le damage humide

4.3.3.1. En terme de résistance au cisaillement maximale

La variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée d'échantillons surconsolidés et normalement consolidés préparés par la pluviation à sec (q_{\max_PS}) avec la résistance au cisaillement maximale non drainée d'échantillons normalement consolidés et surconsolidés préparés par le damage humide (q_{\max_DH}) des mélanges sable-limon est abordé dans cette section. Les données de la présente étude (Figures 4.1-4.9) sont reproduites dans la Figure 4.12 pour établir la relation entre la méthode de pluviation à sec et la méthode de damage humide en terme de résistance au cisaillement non drainée des mélanges du sable limoneux de Chlef ($0\% \leq F_c \leq 40\%$). On constate que la résistance au cisaillement maximale non drainée d'échantillons préparés par pluviation à sec (q_{\max_PS}) augmente d'une manière logarithmique avec l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée maximale d'échantillons préparés par damage humide (q_{\max_DH}) pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les différentes teneurs en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%). L'expression suivante est proposée pour relier les deux résistances au cisaillement (q_{\max_PS}) et (q_{\max_DH}) en considérant les trois fractions des fines et les rapports de surconsolidation à l'étude.

$$(q_{\max_PS}) = C * \log (q_{\max_DH}) + A \quad (4.3)$$

Le tableau 4.3 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.3)

Fc (%)	0	20	40
A	-383,22	-700,88	-617,58
C	194,91	232,77	176,99
R^2	0,99	0,88	0,98

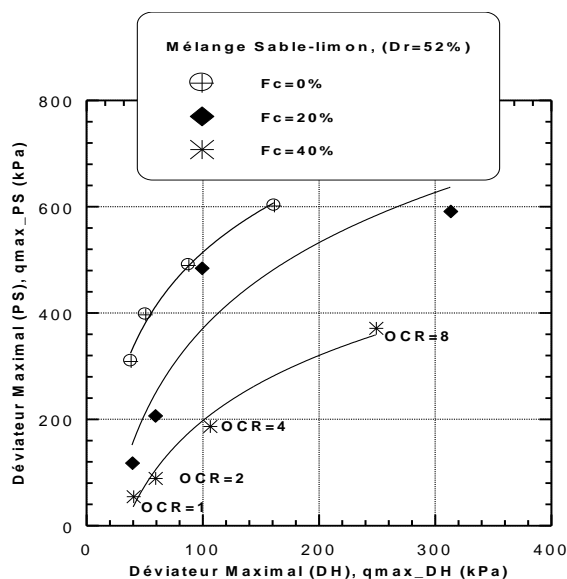


Figure 4.12 : Résistance au cisaillement maximale d'échantillons préparés par (PS) en fonction de la résistance au cisaillement maximale d'échantillons préparés par (DH) des mélanges sable-limon ($P_c = 100$ kPa, $D_r = 52\%$)

4.3.3.2. En terme de la pression interstitielle maximale

La figure 4.13 montre la variation de la pression interstitielle maximale des échantillons normalement consolidés et surconsolidés préparés par la pluviation à sec (u_{\max_PS}) en fonction de la pression interstitielle maximale des échantillons normalement consolidés et surconsolidés préparés par le damage humide (u_{\max_DH}) des mélanges sable-limon ($0\% \leq F_c \leq 40\%$). On note que la pression interstitielle maximale d'échantillons reconstitués par la pluviation à sec augmente d'une manière exponentielle en fonction de la pression interstitielle maximale d'échantillons reconstitués par le damage humide. Pour les fractions des fines sélectionnées, la pression interstitielle maximale (u_{\max_PS}) montre une bonne corrélation ($R^2 = 0,76$ pour $F_c=0\%$, $R^2=0,95$ pour $F_c=20\%$ et $R^2=0,99$ pour $F_c=40\%$) avec la pression interstitielle maximale (u_{\max_DH}) pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) à l'étude. La variation de la pression interstitielle maximale d'échantillons préparés par pluviation à sec avec la pression interstitielle maximale d'échantillons préparés par damage humide est très prononcée pour les faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2) en comparaison avec les rapports de surconsolidation plus élevés ($OCR = 4$ et 8). En outre, il est clairement observé qu'un échantillon avec une teneur en fines plus élevée et un faible rapport de surconsolidation (OCR) est plus susceptible à la liquéfaction.

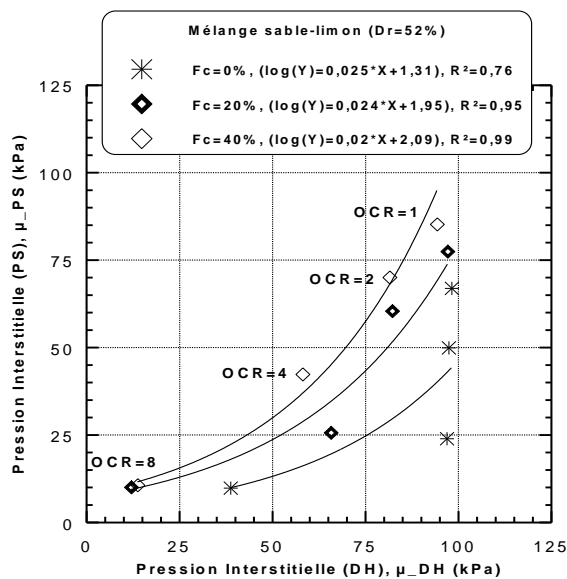


Figure 4.13 : Pression interstitielle maximale d'échantillons préparés par (PS) en fonction de la pression interstitielle maximale d'échantillons préparés par (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$)

4.4. Influence de la structure initiale sur l'instabilité non drainée des sables limoneux surconsolidés

L'instabilité est un phénomène de défaillance catastrophique des sols granulaires saturés induit par des évènements naturels tels que les tremblements de terre, l'action des vagues, vibrations, etc. Le sol peut devenir instable avant que l'état de contrainte atteint de rupture sous des conditions non drainées, ce qui a été observé par (Kramer., 1996). (Hanzawa et al., 1979) ont étudié le comportement monotone des sables saturés en terme des lignes d'instabilité considérant des essais triaxiaux en conditions non drainées. L'analyse de ces résultats a présenté une tendance de la ligne d'instabilité correspondant aux points de résistance au cisaillement aux pics qui passent par l'origine. Les essais ont été effectués pour les échantillons reconstitués avec le même indice des vides et différentes pressions de confinement. (Lade., 1992) a indiqué que l'instabilité ne représente pas physiquement la rupture, et que les deux mécanismes même peuvent mener à des événements catastrophiques. (Yamamuro et Lade., 1997) ont défini la ligne d'instabilité comme étant une ligne qui connecte le pic d'une série de chemins de contrainte effective (P^i - q) obtenue à partir des essais de compression non drainés (Figure 4.14).

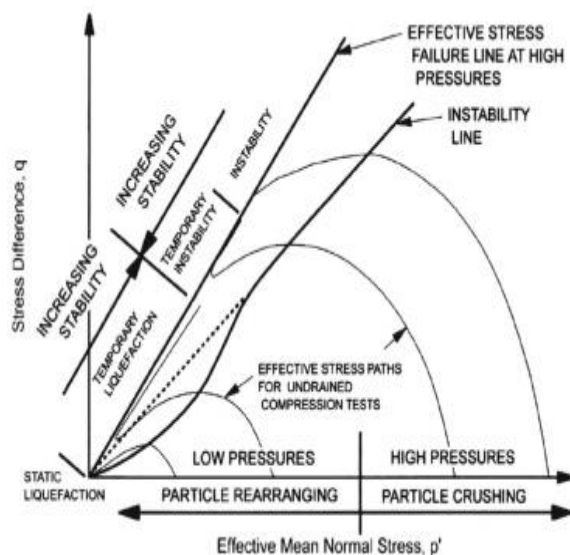


Figure 4.14 : Détermination de la ligne d'instabilité (Yamamuro et Lade.,1997)

4.4.1. Influence de la structure initiale sur la ligne d'instabilité des sables limoneux surconsolidés

Les données de la présente étude (figures 4.1- 4.9) sont reproduites dans la figure 4.15 en vue d'analyser les effets de méthode de préparation d'échantillons (pluviation à sec et le damage humide) et le rapport de surconsolidation ($OCR = 1$ et 8) sur les lignes d'instabilités des mélanges sable-limon ($0\% \leq F_c \leq 40\%$). A partir de cette figure on peut observer que les pentes de lignes d'instabilité augmentent avec l'augmentation du rapport de surconsolidation ($OCR=1$ et 8) pour la gamme des teneurs en fines et la densité relative initiale sous l'étude ($Dr = 18\%$). En outre, les échantillons reconstitués par la pluviation à sec sont plus stables et plus dilatants que ceux préparés par le damage humide et la zone d'instabilité pour le damage humide est plus grande que la pluviation à sec (les pentes d'instabilités des échantillons préparés par (PS) sont plus que ceux préparés par (DH)). Les résultats de ces travaux de recherche sont en bon accord avec les résultats de (Benahmed et al., 2004 et Della et al., 2014 a et b); par conséquent, ils ont déclaré que la méthode de pluviation à sec indiquer un comportement plus dilatant ou un caractère stable, tandis que des échantillons préparés par le damage humide présentent un comportement plus contractant ou instable. De plus à partir de cette figure que la pente de la ligne d'instabilité diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour la technique de pluviation à sec et la tendance inverse a été observée dans le cas d'échantillons reconstitués par damage humide.

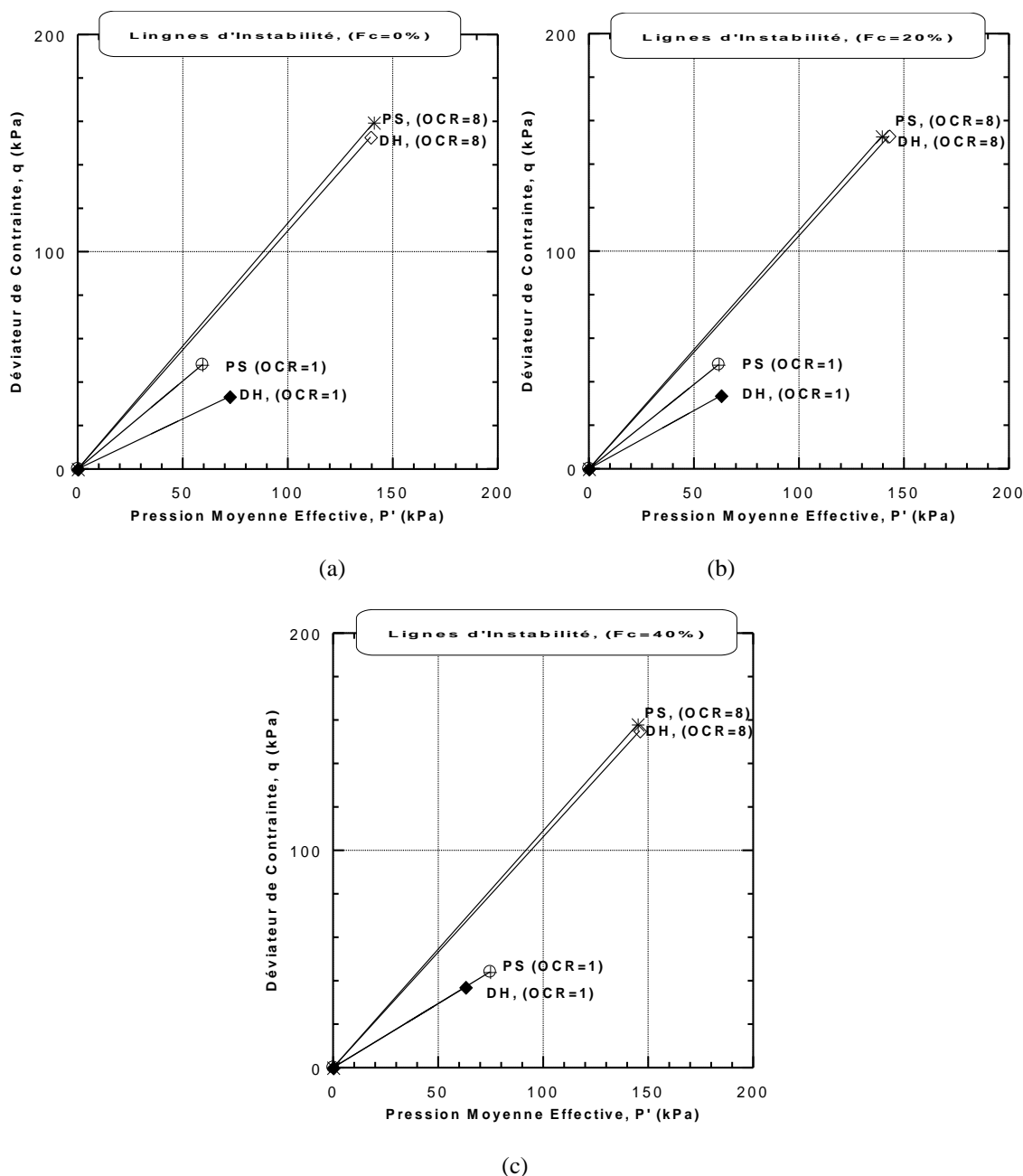


Figure 4.15 : Lignes d'instabilité des mélanges sable-limon ($P'_c = 100\text{kPa}$, $D_r = 18\%$)
 (a) - $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 20\%$, (c) - $F_c = 40\%$

4.4.2. Influence de la structure initiale sur l'angle de frottement d'instabilité des sables limoneux surconsolidés

A fin d'étudier les effets de la technique de reconstitution des échantillons (pluviation à sec et le damage humide) et le rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur l'angle de frottement d'instabilité (ϕ'_{ins}) des échantillons des mélanges sable-limon ($0\% \leq FC \leq 40\%$) avec une densité relative initiale lâche ($D_r = 18\%$). La figure 4.16 reproduite les résultats obtenus à partir de cette étude. Il est clair d'après cette figure que l'angle de frottement

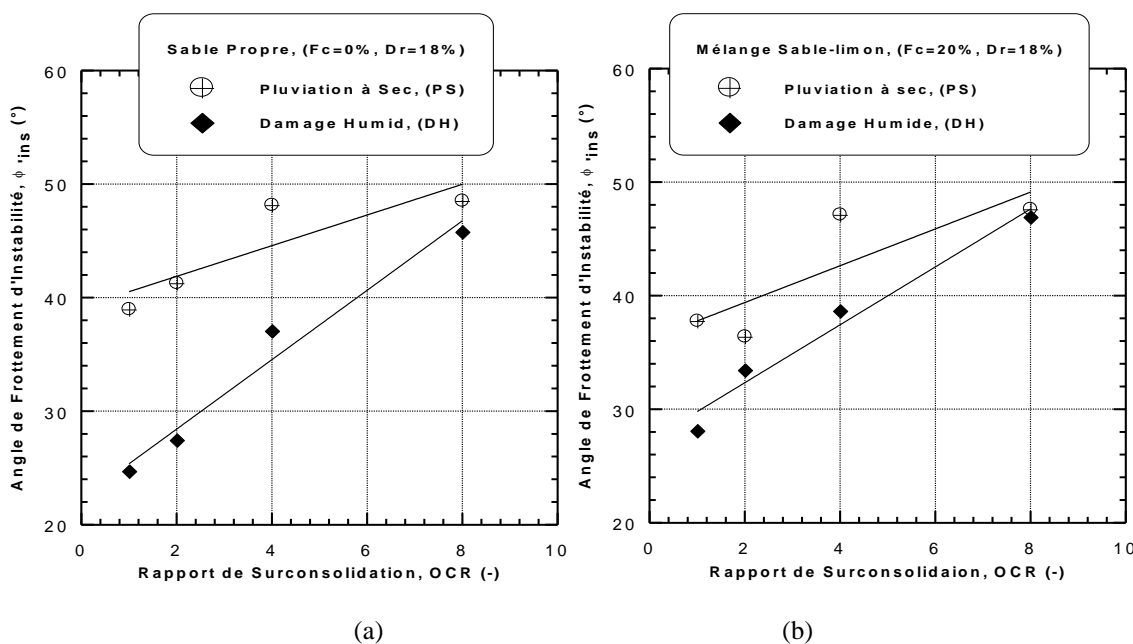
d'instabilité augmente linéairement avec l'augmentation du rapport de surconsolidation $OCR = 1, 2, 4$ et 8) pour les deux méthodes de déposition et les fractions de fines considérées. En outre, les angles de frottement d'instabilités d'échantillons préparés par pluviation à sec (PS) sont supérieurs que ceux préparés par le damage humide (DH). L'influence de la structure initiale présente un écart de l'angle de frottement d'instabilité très important pour le sable propre ($F_c=0\%$), puis cet écart tend à diminuer avec l'augmentation de la teneur en fines ($F_c=20\%$ et 40%). La relation suivante est suggérée pour exprimer l'angle de frottement d'instabilité (ϕ'_{ins}) en fonction du rapport de surconsolidation (OCR) pour les deux méthodes de reconstitution d'échantillons considérées (PS et DH):

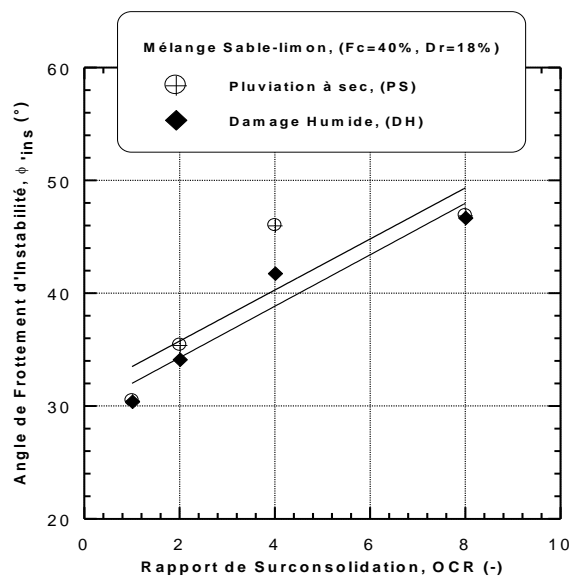
$$\phi'_{ins} = C*(OCR) + A \quad (4.4)$$

Le tableau 4.4 illustre les coefficients A, C et le coefficient de corrélation correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.4 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.4).

Méthodes	PS			DH		
Fc (%)	0	20	40	0	20	40
A	39,17	36,15	31,23	22,31	27,24	29,72
C	1,35	1,62	2,28	3,06	2,55	2,28
R^2	0,75	0,71	0,75	0,97	0,97	0,92





(c)

Figure 4.16 : Influence de la structure initiale sur l'angle de frottement d'instabilité des mélanges sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 18\%$)
(a) - $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 20\%$, (c) - $F_c = 40\%$

4.4.3. Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité des mélanges sable limoneux surconsolidés

La figure 4.17 présente l'influence de la structure initiale (méthode de déposition d'échantillons) sur la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}). Les échantillons des mélanges sable-limon ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) normalement consolidés et surconsolidés sont reconstitués avec une densité relative ($Dr = 18\%$) et soumis à une pressions de confinement $P'_c = 100$ kPa. On observe que les échantillons reconstitués par pluviation à sec présentent des valeurs de résistance au cisaillement (q_{ins}) plus grandes et plus stables que ceux préparés par le damage humide. On note que la technique de pluviation à sec induit une augmentation de la résistance au cisaillement et par conséquent réduit de manière significative l'instabilité des échantillons tandis que la méthode de damage humide accélère l'instabilité d'échantillons. Ainsi, l'écart de la résistance au cisaillement d'instabilité entre les deux méthodes diminue avec l'augmentation de la teneur en fines. L'influence du rapport de surconsolidation sur la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) est clairement observée. En effet, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour toutes les fractions de fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) et les deux méthodes de préparation (PS et DH). La tendance observée peut être attribuée au rôle de la surconsolidation d'amplifier la phase de dilatance et par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement. La relation

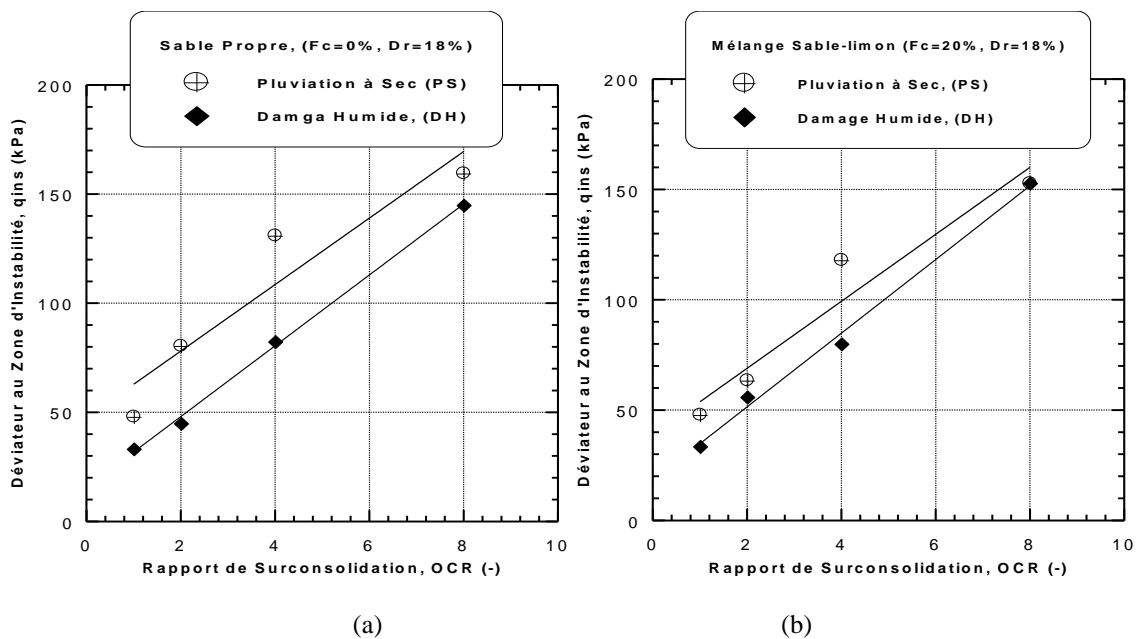
suivante est proposée pour exprimer la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) en fonction du rapport de surconsolidation (OCR) :

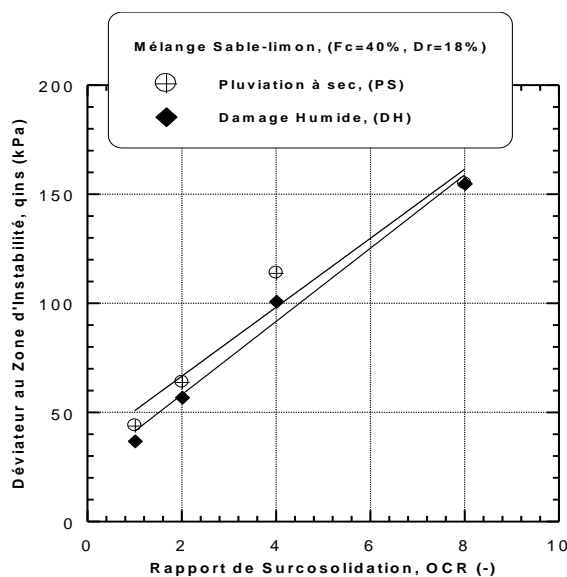
$$q_{ins} = C*(OCR) + A \quad (4.5)$$

Le tableau 4.5 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.5 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.5).

Méthodes	PS			DH			
	Fc (%)	0	20	40	0	20	40
A		47,61	38,59	35	15,58	18,08	24,56
C		15,23	15,17	15,8	16,23	16,69	16,78
R^2		0,89	0,93	0,95	0,99	0,99	0,98





(c)

Figure 4.17 : Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 18\%$)
(a) - $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 20\%$, (c) - $F_c = 40\%$

4.4.4. Relation entre les méthodes de déposition en terme de l'angle de frottement d'instabilité

La figure 4.18 montre l'évolution de l'angle de frottement d'instabilité d'échantillons reconstitués par la méthode de pluviation à sec (ϕ'_{ins_PS}) en fonction de l'angle de frottement d'instabilité d'échantillons reconstitués par la méthode de damage humide (ϕ'_{ins_DH}). Les mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés ont été reconstitués avec une densité relative initiale de $Dr = 18\%$ et soumis à une pression de confinement de 100 kPa. D'après cette figure, on constate que l'angle de frottement d'instabilité de pluviation à sec augmente d'une façon logarithmique avec l'augmentation de l'angle de frottement d'instabilité de damage humide pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les teneurs en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%) considérées. Cependant, les résultats obtenus montrent une bonne corrélation entre les deux types d'angle de frottement (ϕ'_{ins_PS}) et (ϕ'_{ins_DH}), ($R^2 = 0,92$ pour $F_c = 0\%$, $R^2 = 0,72$ pour $F_c = 20\%$ et $R^2 = 0,96$ pour $F_c = 40\%$). La variation de l'angle de frottement d'instabilité d'échantillons reconstitués par pluviation à sec en fonction de l'angle de frottement d'instabilité d'échantillons reconstitués par damage humide est très prononcée pour les faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2) en comparaison avec des rapports de surconsolidation élevés ($OCR = 4$ et 8). La relation

suivante est proposée pour exprimer la relation entre (ϕ'_{ins_PS}) et (ϕ'_{ins_DH}) en considérant la gamme des teneurs en fines :

$$(\phi'_{ins_SC}) = C * \log(\phi'_{ins_NC}) + A \quad (4.6)$$

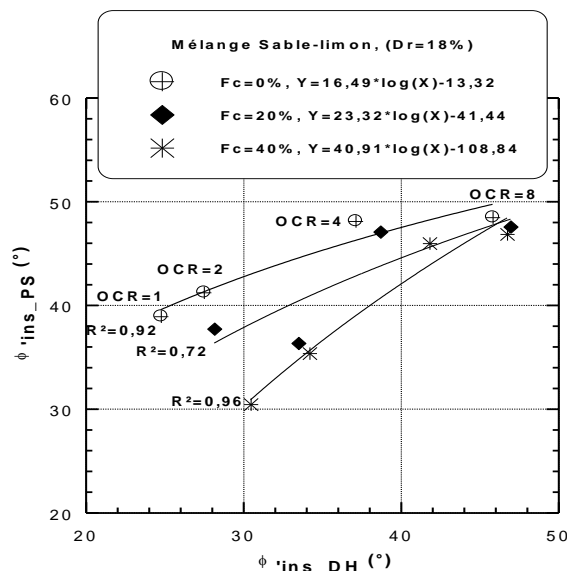


Figure 4.18 : Angle de frottement d'instabilité (PS) en fonction de l'angle de frottement d'instabilité (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 18\%$)

4.5. Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement résiduelle

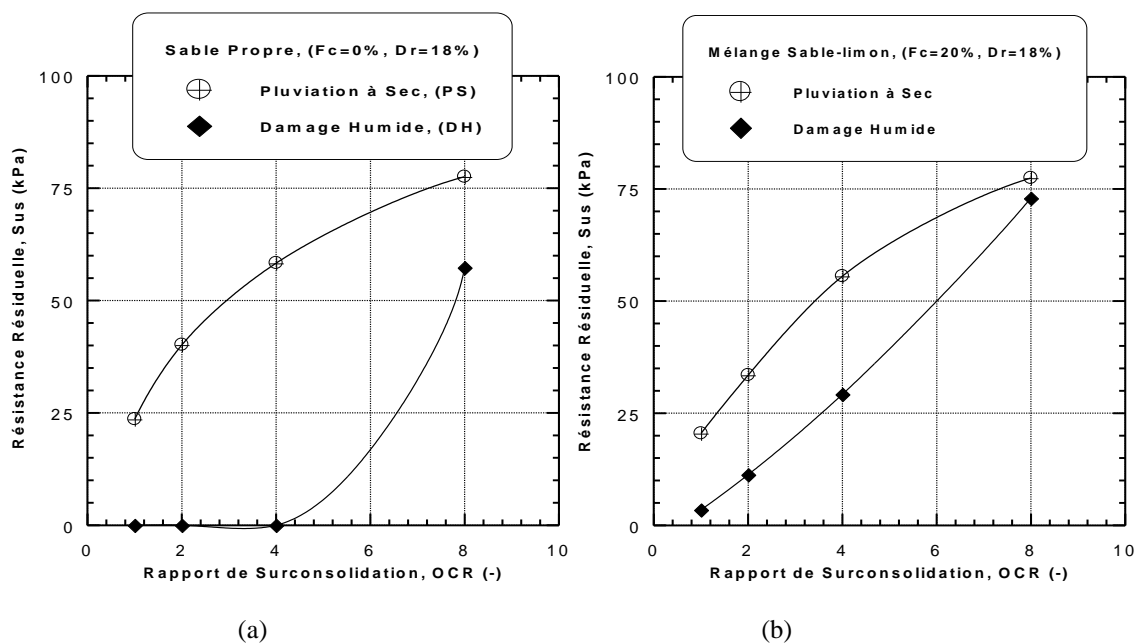
Quand un échantillon de sol lâche, moyennement dense et dense est soumis au cisaillement en condition non drainée, la résistance au cisaillement non drainée augmente rapidement jusqu'à ce qu'elle atteigne un niveau de résistance correspondant à l'état de transition appelé changement de phase (contractance-dilatance) illustrée par la courbe du chemin de contrainte (q, P'). Par convention, cette résistance au cisaillement s'appelle la résistance au cisaillement non drainée à l'état de transition de phase par (Ishihara., 1993) et à l'état caractéristique par Luong., 1978. Elle est définie par Ishihara., 1993 comme:

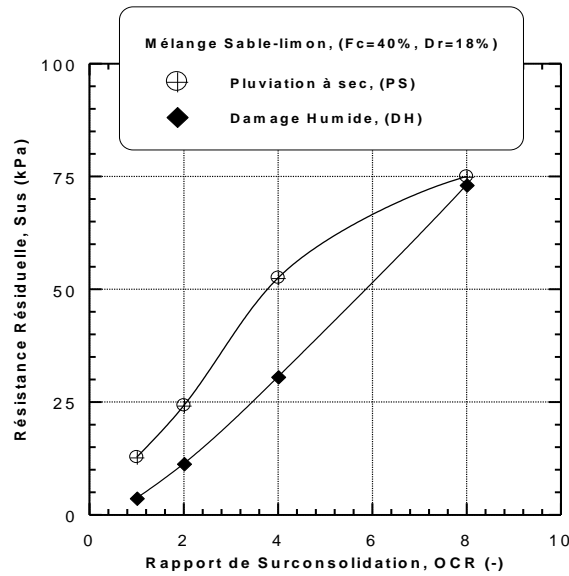
$$S_{us} = (q_s/2) \cos\phi_s = (M/2) \cos\phi_s (P'_s) \quad (4.7)$$

$$M = (6 \sin\phi_s) / (3 - \sin\phi_s) \quad (4.8)$$

Où q_s , P'_s et ϕ_s indiquent le déviateur de contrainte ($\sigma'_1 - \sigma'_3$), la contrainte effective moyenne principale $(\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)/3$ et l'angle de frottement inter particules mobilisé à l'état quasi stable (QSS) respectivement. Pour les essais non drainés réalisés sous une pression de confinement et différentes valeurs de la densité relative initiale, le déviateur de contrainte (q_s) est estimé en phase de transition avec l'angle de frottement mobilisé. La résistance au cisaillement non drainée en phase de transition est calculée avec l'équation (4.7).

La figure 4.19 indique les effets de la structure initiale (pluviation à sec et damage humide) et du rapport de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) sur la résistance au cisaillement résiduelle non drainée (S_{us}) des mélanges sable-limon de Chlef. Les mélanges ont été reconstitués avec une densité relative initiale lâche ($Dr = 18\%$). On note que les échantillons reconstitués par la méthode de pluviation à sec indiquent une résistance au cisaillement non drainée plus élevée que ceux préparés par la technique de damage humide pour les gammes des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) considérées. En outre, On peut observer que les échantillons du sable propre ($F_c = 0\%$) reconstitués par la méthode de damage humide induit des valeurs de résistance au cisaillement résiduelle non drainée nulles (liquéfaction complète, $S_{us} = 0$) pour les cas de faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4) (Figure 4.19a). Ce comportement peut être expliqué par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains.





(c)

Figure 4.19 : Influence de la structure initiale sur la résistance résiduelle du mélange sable-limon ($P'_c = 100\text{kPa}$, $Dr=18\%$)
(a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=20\%$, (c) - $F_c=40\%$

La relation entre la méthode de pluviation à sec et la méthode de damage humide en terme de résistance au cisaillement résiduelle non drainée d'échantillons normalement consolidés et surconsolidés est abordé dans cette section. Les données de la présente étude (Figures 4.1-4.9) sont reproduites dans la figure 4.20. On constate que la résistance au cisaillement résiduelle non drainée d'échantillons reconstitués par la pluviation à sec (S_{us_PS}) augmente d'une manière logarithmique avec de la résistance au cisaillement résiduelle non drainée d'échantillons reconstitués par la méthode de damage humide (S_{us_DH}) pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les teneurs en fines ($F_c = 0\%, 20\%$ et 40%) à l'étude. La variation des deux résistances au cisaillement résiduelles non drainées (S_{us_PS} et S_{us_DH}) est quasi similaire pour les deux fractions de fines de 20% et 40% en comparaison avec le sable propre ($F_c=0\%$). L'expression suivante est suggérée pour établir une corrélation entre les deux résistances au cisaillement résiduelles non drainées (S_{us_PS}) et (S_{us_DH}) avec une densité relative initiale lâche ($Dr=18\%$).

$$(S_{us_PS}) = C * \log(S_{us_DH}) + A \quad (4.9)$$

Le tableau 4.6 illustre les coefficients A , C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.6 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.9)

Fc (%)	0	20	40
A	54,03	-6,67	-20,33
C	5,40	18,86	21,45
R^2	0,63	0,97	0,96

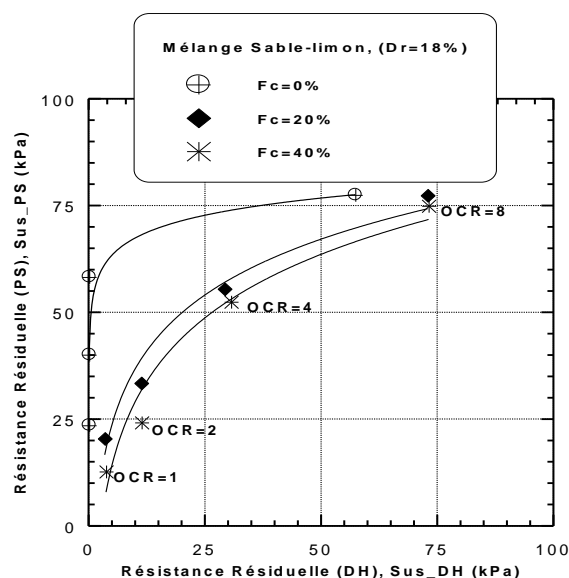


Figure 4.20 : Résistance résiduelle (PS) en fonction de la résistance résiduelle (DH) du mélange sable-limon ($P'_c = 100$ kPa, $D_r = 18\%$)

4.6. Influence de la structure initiale sur indice des vides après consolidation

En vue d'étudier les effets de la structure initiale (PS et DH) et le rapport de surconsolidation (OCR=1, 2, 4 et 8) sur l'indice des vides après consolidation (post-consolidation) du sable propre considérant deux densités relatives initiales ($D_r = 18\%$ et 52%). La figure 4.21 illustre les résultats obtenus par cette investigation. On remarque que les échantillons reconstitués par le damage humide présentent des indices des vides après consolidation (e_c) plus élevés (vulnérables à la liquéfaction) que les échantillons reconstitués par la méthode de pluviation à sec. En outre, il est clair d'après cette figure, que l'indice des vides après consolidation (e_c) diminue linéairement avec l'augmentation du rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 8$) pour les deux méthodes de préparation d'échantillons (pluviation à sec et damage humide) et les deux densités relatives à l'étude. La tendance de l'indice des vides après consolidation observée est due au rôle du rapport de surconsolidation d'amplifier le caractère dilatant du sable (la dissipation de la pression d'eau). L'expression suivante est suggérée pour exprimer l'indice des vides après consolidation (e_c) en fonction du

rapport de surconsolidation (OCR) pour les deux densités relatives à l'étude ($D_r = 18\%$ et 52%) considérant les deux méthodes de déposition (PS et DH) :

$$e_c = C^*(OCR) + A \quad (4.10)$$

Le tableau 4.7 illustre les coefficients A, C et le coefficient correspondant de détermination (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 4.7 Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (4.10).

Dr (%)	18		52	
méthodes	PS	DH	PS	DH
A	0,72	0,79	0,66	0,78
C	-0,0086	-0,0061	-0,0051	-0,015
R^2	0,82	0,97	0,90	0,92

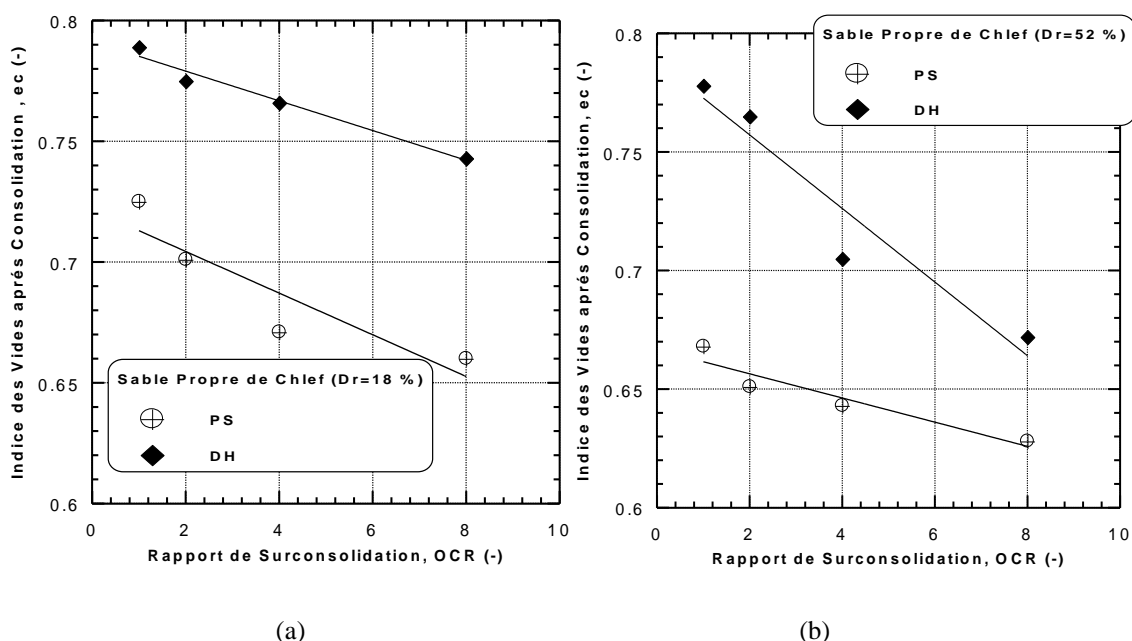


Figure 4.21 : Influence de la structure initiale sur l'indice des vides après consolidation ($P'_c = 100\text{kPa}$)
(a) - $D_r=18\%$, (b) - $D_r=52\%$

La figure 4.22 montre la variation de l'indice des vides après consolidation d'échantillons reconstitués par la technique de pluviation à sec (e_{c_PS}) en fonction de l'indice des vides après consolidation d'échantillons reconstitués par la méthode de damage humide (e_{c_DH}) du sable propre de Chlef. On constate que l'indice des vides après consolidation d'échantillons reconstitués par pluviation à sec (e_{c_PS}) croît d'une façon linéaire avec l'augmentation de l'indice des vides après consolidation d'échantillons reconstitués par damage humide (e_{c_DH})

pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les deux densités relatives initiales considérées ($Dr = 18\%$ et 52%). Pour les densités relatives sélectionnées, on note une bonne corrélation entre l'indice des vides (e_{c_PS}) ($R^2 = 0,88$ pour $Dr=18\%$ et 52%) et l'indice des vides (e_{c_DH}) pour les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) considérés. L'équation (4.11) est suggérée pour établir la relation entre la technique de pluviation à sec et damage humide en terme d'indice des vides après consolidation pour les rapports de surconsolidation et les deux densités relatives à l'étude :

$$e_{c_PS} = C * (e_{c_DH}) + A \quad (4.11)$$

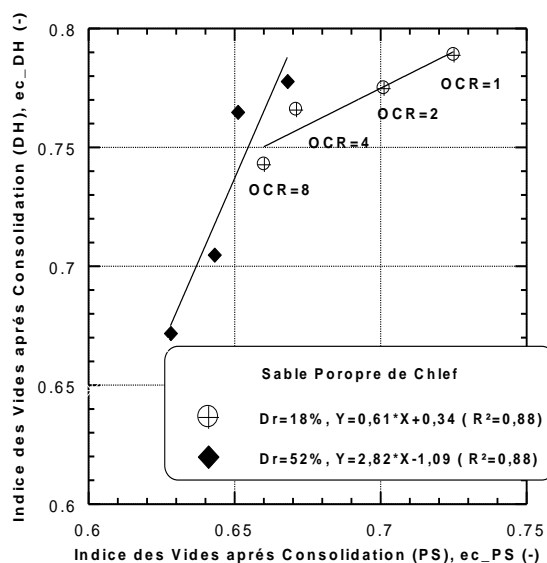


Figure 4.22 : Indice des vides après consolidation (e_{c_PS}) en fonction de l'indice des vides après consolidation (e_{c_DH}) du sable propre ($P'_c = 100$ kPa)

4.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'étudier l'influence de la structure initiale (les méthodes de déposition d'échantillons) sur le comportement mécanique non drainé des mélanges sable-limon normalement consolidés ($OCR=1$) et surconsolidés ($OCR=2, 4$ et 8). Les mélanges sable-limon sont reconstitués avec deux techniques de reconstitution (pluviation à sec et le damage humide) à deux densités relatives initiales ($Dr=18\%$ et 52%) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa).

Les résultats des essais triaxiaux non drainés monotones montrent que la structure initiale a un effet très significatif sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés en termes de résistance au cisaillement maximale,

pression interstitielle maximale, l'instabilité non drainée d'échantillons testés, la résistance au cisaillement résiduelle et l'indice des vides après consolidation.

Les échantillons lâches et moyennement denses reconstitués par la méthode de pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par la méthode de damage humide pour toute la gamme des rapports de surconsolidation considérés. La méthode de pluviation à sec présente un comportement plus dilatant ou un caractère de sol stable, tandis que la méthode de damage humide donne un comportement plus contractant ou un comportement instable. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains. On note que les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec de (Della et al., 2011a, b, Benahmed et al., 2004, Ishihara., 1993, Vaid et al., 1999).

Des cas de liquéfaction statique complète sont obtenus pour les échantillons préparés par le damage humide (DH) pour les rapports de surconsolidation faibles ($OCR = 1, 2, \text{ et } 4$), et que le sol devient plus dilatant et plus résistant à la liquéfaction pour les rapports de surconsolidation élevés ($OCR=8$).

La résistance au cisaillement résiduelle et les angles de frottement d'instabilités d'échantillons préparés par pluviation à sec (PS) sont plus importants que ceux préparés par le damage humide (DH) pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4 \text{ et } 8$) et les teneurs en fines ($F_c=0\%, 20\% \text{ et } 40\%$) considérées.

La structure initiale d'échantillons affecte d'une manière significative la réponse mécanique des mélanges reconstitués avec les faibles fractions de fines ($F_c=0\% \text{ et } 20\%$), en comparaison avec les teneurs en fines élevées ($F_c=40\%$).

Les résultats obtenus ont montré l'existence de bonnes relations entre la méthode de pluviation à sec et le damage humide en termes de la résistance au cisaillement maximale (relation logarithmique), pression interstitielle maximale (relation exponentielle), angle de frottement d'instabilité (relation logarithmique), résistance au cisaillement résiduelle (relation logarithmique) et l'indice des vides après consolidation (relation linéaire).

**CHAPITRE 5: INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES
SUR LA REponse MECANIQUE NON DRAINEE DES SOLS
SURCONSOLIDES**

5.1. Introduction

La réponse contrainte-déformation du mélange sable-limon a été de plus en plus étudiée au cours des dernières années. Des nombreuses études en laboratoire et in-situ ont été menées pour étudier l'influence de divers facteurs sur le comportement mécanique non drainé des sols sableux sous chargement monotone et cyclique et ont indiqué que la teneur en fines, la pression de confinement, la structure initiale, la taille et forme des grains influencent de façon significative sur les propriétés physiques des mélanges sable-limon tels que les indices des vides, la densité relative, ainsi que la réponse mécanique des mélanges y compris l'instabilité, l'état critique, la résistance et la contrainte-déformation et nécessitent une étude plus poussée (Georgiannou et al., 1991; Lade and Yamamuro., 1997; Polito and Martin., 2001; Thevanayagam et al., 2002; Gratchev et al., 2007; Belkhatir et al., 2012; Belkhatir et al., 2014).

Dans ce chapitre nous présentons des séries d'essais triaxiaux monotones non drainés pour étudier l'influence de quelques paramètres sur la réponse mécanique non drainée (la résistance à liquéfaction statique) des sols normalement consolidés et surconsolidés. Dans un premier temps, on étudie l'influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction. Cette étude permet également d'explorer l'influence de l'indice des vides équivalent et le paramètre d'état équivalent. Puis, on présente l'effet de la densité relative initiale sur le comportement non drainé du sable de Chlef. On clôture ce chapitre par l'analyse des résultats expérimentaux en vue d'évaluer l'influence de la pression de confinement initiale sur le comportement mécanique non drainé des mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés. Tous les échantillons ont été reconstitués avec deux méthodes de préparation (pluviation à sec et damage humide).

5.2. Effet de la teneur en fines peu plastiques

L'influence de la teneur en fines peu plastiques est d'un intérêt majeur pour évaluer la réponse de la résistance au cisaillement non drainée (la résistance à la liquéfaction) des mélanges sable-limon. Cependant, la littérature publiée a révélé des résultats contradictoires sur l'effet de la teneur en fines peu plastiques sur la susceptibilité à la liquéfaction. Selon Pitman et al., 1994, l'ajout de la fraction des fines peu plastiques jusqu'à 40 % induit plus de durcissement aux échantillons des mélanges sable-limon, tandis que Huang et al., 2004, ont constaté que l'anti-écrouissage semble être plus prononcé quand la fraction des fines augmente jusqu'à $F_c=30$ %. Les tendances observées ont été expliqués par le fait que la fraction des fines induit une plus ou moins compressibilité à l'échantillon et par conséquent

augmente la phase de contractance ou de dilatance respectivement. Belkhatir et al., 2012 ont trouvé une diminution continue de la résistance au cisaillement au pic jusqu'à $F_c=50\%$ de la teneur en fines peu plastiques. De plus, Yang et al., 2006, et Dash et al., 2011, ont remarqué que la résistance au cisaillement au pic diminue jusqu'à ce que la teneur en fines atteigne une valeur seuil, puis elle augmente avec l'augmentation supplémentaire de la fraction des fines peu plastiques.

5.2.1. Résultats des essais réalisés

5.2.1.1. Échantillons préparés par pluviation à sec

Les figures 5.1- 5.4 montrent l'effet de la teneur en fines peu plastiques ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) sur la réponse mécanique en terme de résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon de Chlef pour différents rapports de surconsolidation ($OCR=1, 2, 4$ et 8). Les échantillons des mélanges ont été reconstitués par la technique de la pluviation à sec (PS) avec une densité relative initiale moyenne ($Dr=52\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). On constate que l'augmentation de la teneur en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) induit généralement une diminution de la résistance au cisaillement non drainée pour tous les rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) considérés. Cependant, pour les rapports de surconsolidation plus élevés ($OCR = 4$ et 8) cette diminution reste insignifiante pour les faibles fractions des fines ($F_c = 0\%$ et 20%) et devient très prononcée pour la teneur en fines élevée ($F_c = 40\%$). Cette diminution de la résistance au cisaillement résulte du rôle des fines peu plastiques qui augmente la phase de contractance des mélanges sable-limon conduisant à une diminution de la résistance au cisaillement non drainée des mélanges comme est illustrée dans les Figures 5.1a, 5.2a, 5.3a et 5.4a.

Les résultats obtenus indiquent que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de teneur en fines peu plastiques (Figures 5.1b, 5.2b, 5.3b et 5.4b). Les échantillons du mélange sable-limon avec $F_c = 40\%$ indiquent une augmentation de la pression interstitielle maximale de 21% , 29% , 43% , et 7% pour les rapport de surconsolidation ($OCR= 1, 2, 4$ et 8) respectivement en comparaison aux échantillons du sable propre ($F_c=0\%$) reconstitués avec la densité relative initiale ($Dr = 52\%$).

Le chemin de contrainte (P', q) indique clairement le rôle de la présence des fines peu plastiques, dans la diminution de la pression moyenne effective et le déviateur de contraintes (Figures 5.1b, 5.2b 5.3b et 5.4b). Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les

observations de (Shen et al., 1977), (Troncoso et Verdugo., 1985), (Singh., 1994) et (Belkhatir et al., 2010, 2012),.

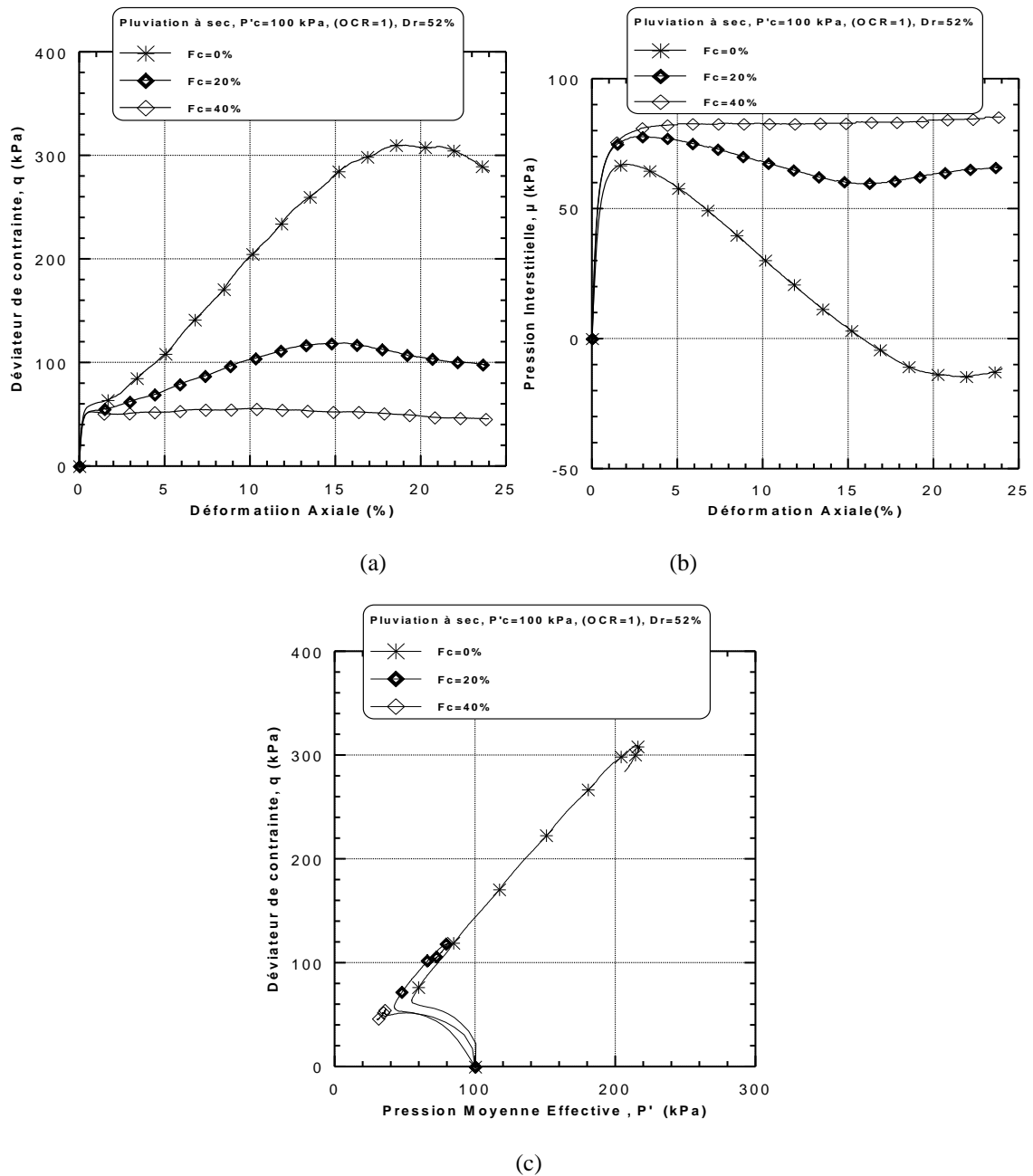


Figure 5.1 : Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=1, Dr=52%, P'_c=100 kPa, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

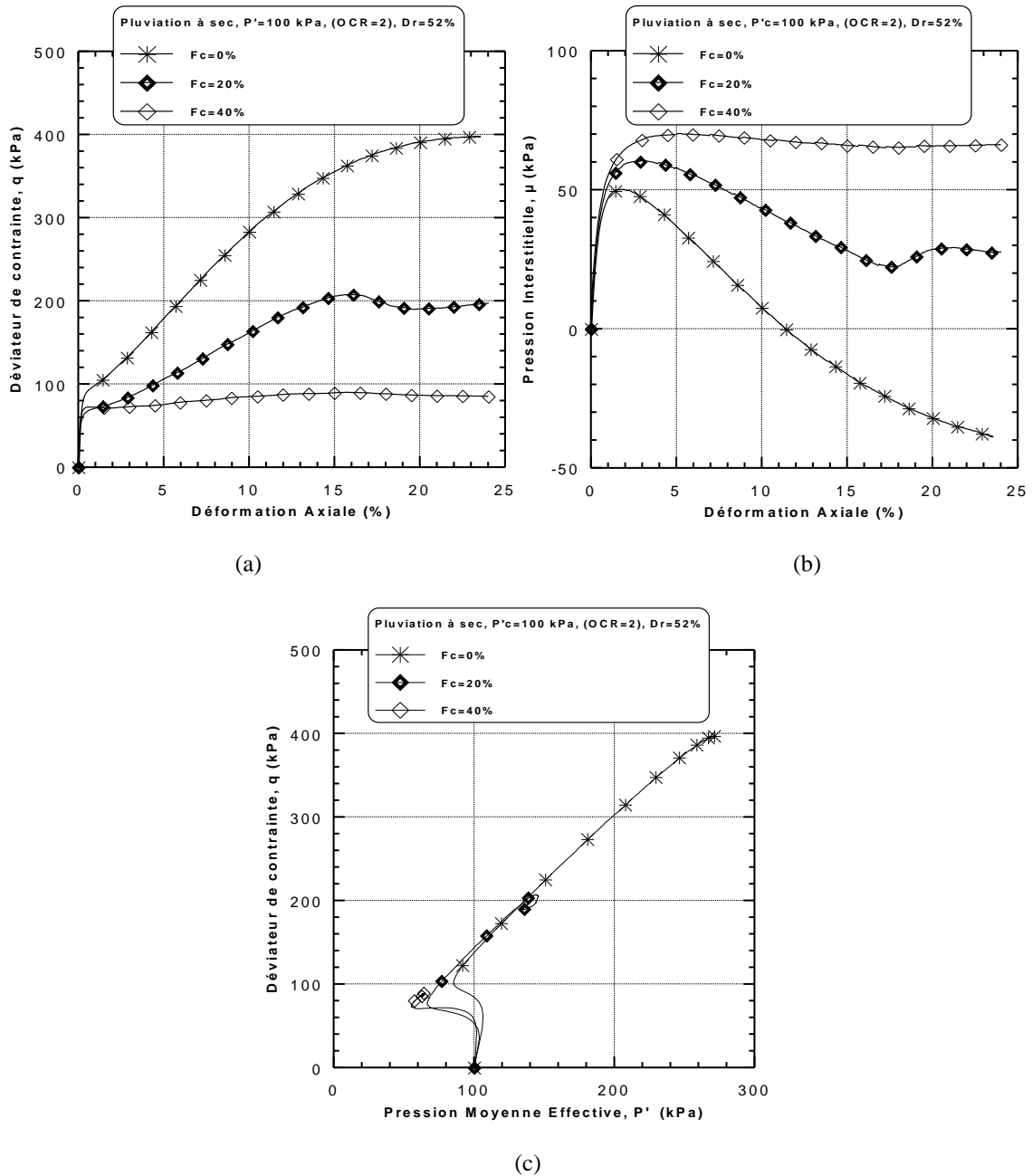


Figure 5.2 : Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=2, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

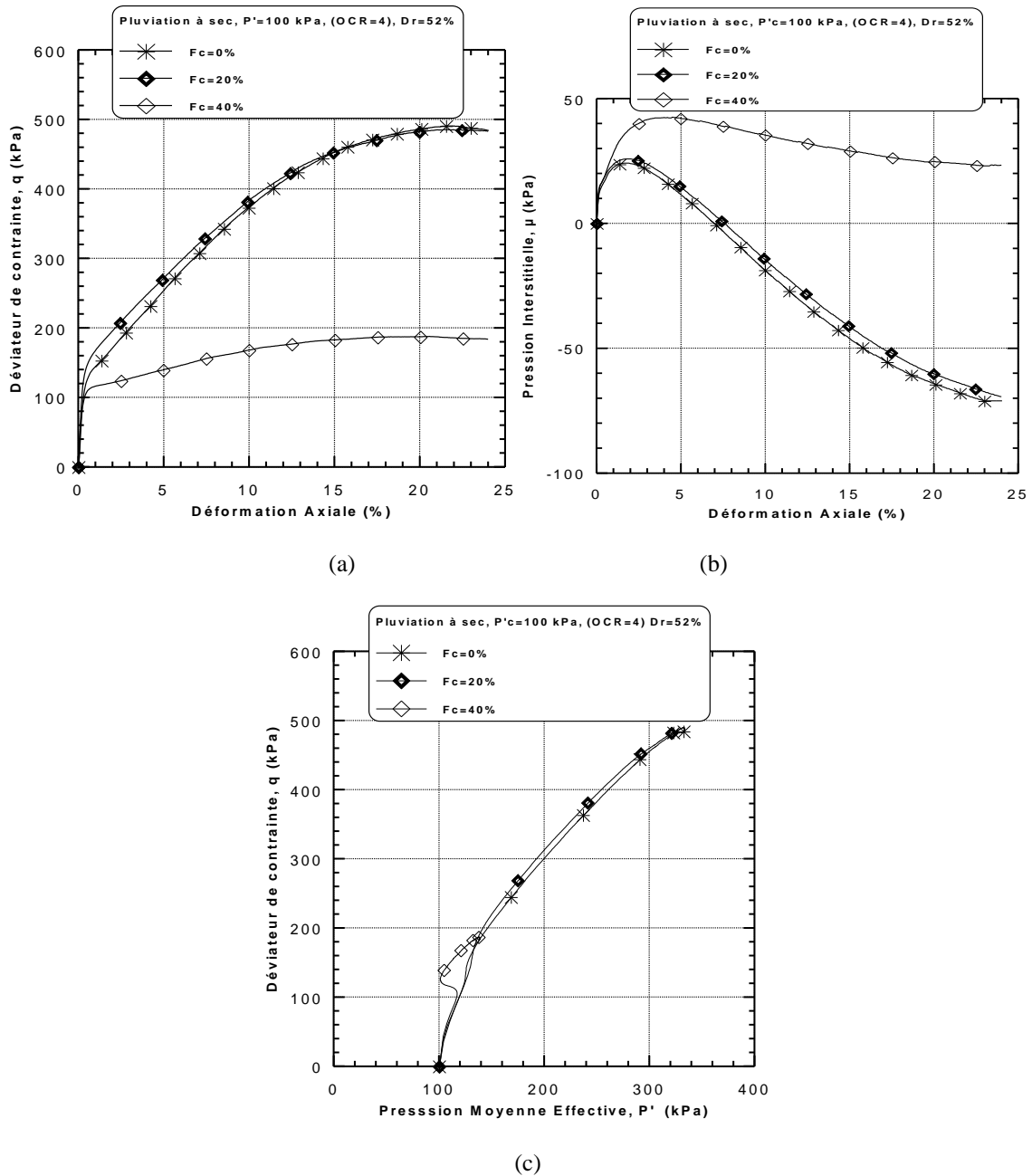


Figure 5.3: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=4, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, PS)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

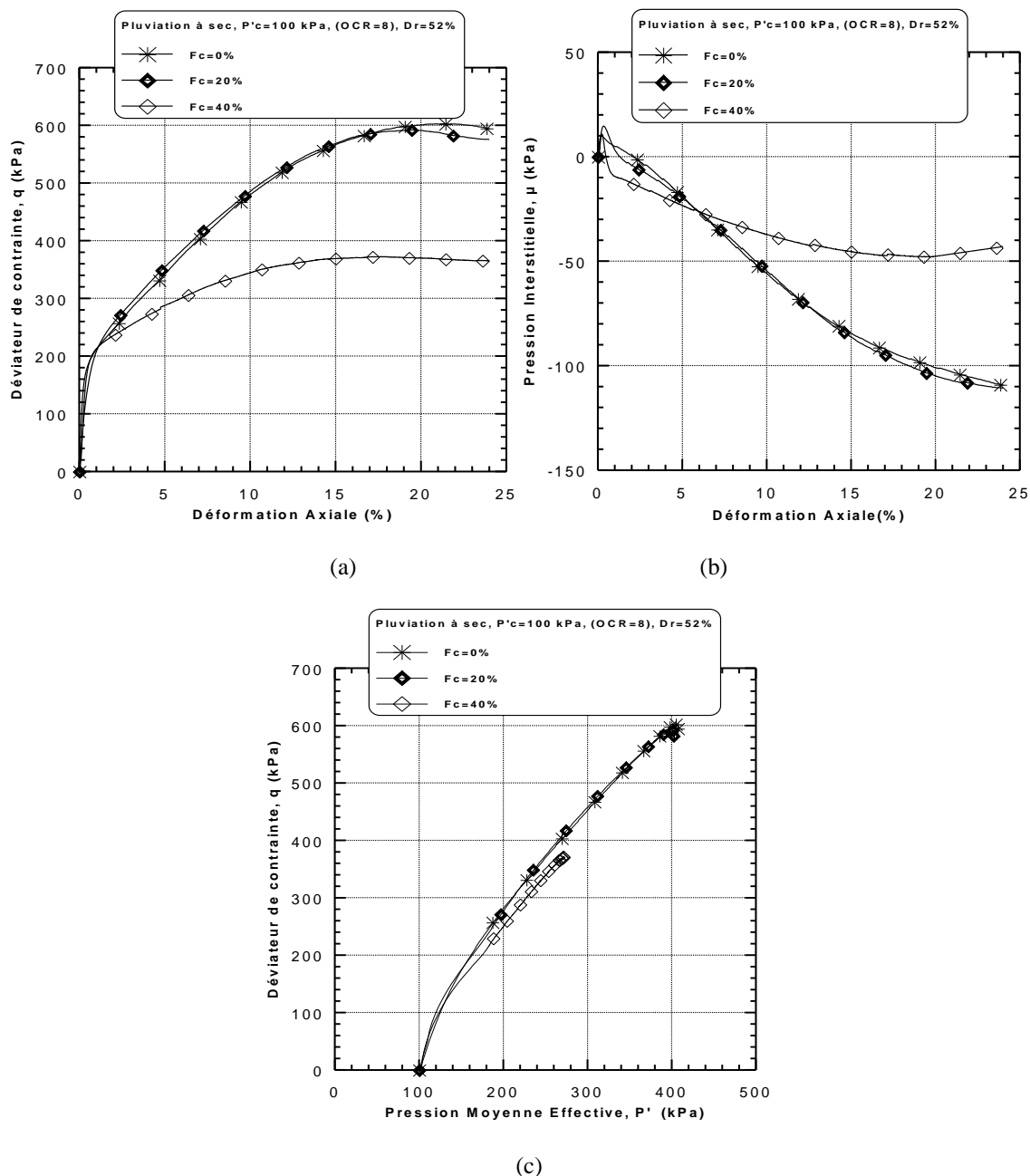


Figure 5.4: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=8, Dr=52%, P'c=100 kPa, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

5.2.1.2. Echantillons préparés par damage humide

Pour analyser l'effet de la teneur en fines peu plastiques (Fc = 0%, 20% et 40%) sur la réponse mécanique non drainée des mélanges sable-limon de Chlef considérant les différents rapports de surconsolidation (OCR = 1, 2, 4 et 8). Les échantillons des mélanges sable-limon ont été reconstitués avec la technique de damage humide (DH) et soumis à une pression de confinement initiale (P'c = 100 kPa) pour une densité relative initiale (Dr=52%). Les figures

5.5-5.8 reproduisent les résultats obtenus à partir de la présente étude. Il est clair d'après les figures (5.5a, 5.6a, 5.7a et 5.8a) que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques pour les faibles valeurs des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2$ et 4). La tendance de l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée avec l'augmentation de la teneur en fines peut être attribuée à l'augmentation de l'enchevêtrement des particules en raison de l'existence de particules de fines et de l'eau entre les particules du sable qui augmente la phase de dilatance des mélanges sable limoneux et par conséquent à l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée. Cependant, à partir de la réponse mécanique de résistance au cisaillement non drainée entre les deux fractions de fines $F_c = 20\%$ et 40% pour $OCR=8$ (Figure 5.8), on constate que l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques induit une ségrégation des particules de sable qui se traduit par une diminution de la résistance au cisaillement du fait que le mélange sable-limon est largement influencé par la présence des fines peu plastiques par rapport à l'effet de la surconsolidation.

Les figures (5.5b, 5.6b, 5.7b et 5.8b) présentent l'influence de la teneur en fines peu plastiques sur la variation de la pression interstitielle. On remarque que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la fraction des fines ($\Delta u = 98$ kPa, $97,3$ kPa, $96,8$ kPa et $38,6$ kPa pour $F_c=0\%$, et $\Delta u = 94,2$ kPa, $81,4$ kPa, 58 kPa et $13,6$ kPa pour $F_c=40\%$ pour les rapports de surconsolidation $OCR= 1, 2, 4$ et 8 respectivement). En outre, à partir de chemin de contraintes (Figures 5.5c, 5.6c, 5.7c et 5.8c), il est clairement observé, que la présence des fines peu plastiques amplifié la dilatance qui se traduit une augmentation de la pression moyenne effective et le déviateur de contrainte. Cependant, des cas de liquéfaction statique complète pour toute la gamme de teneur en fines testées avec faibles rapports de surconsolidation ($OCR = 1$ et 2) ont été observés.

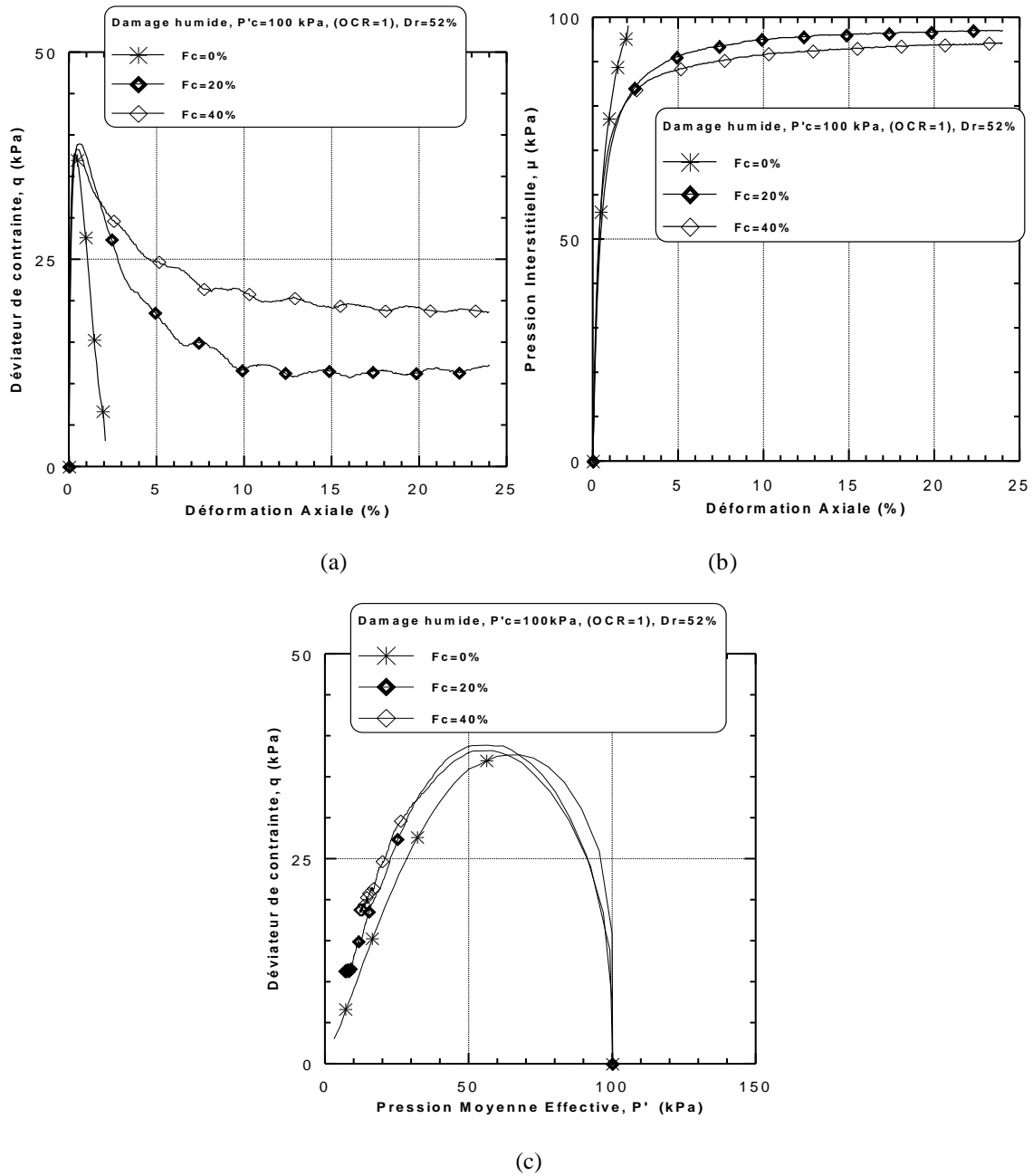


Figure 5.5: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
 (OCR=1, $Dr=52\%$, $P'_c=100$ kPa, DH)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

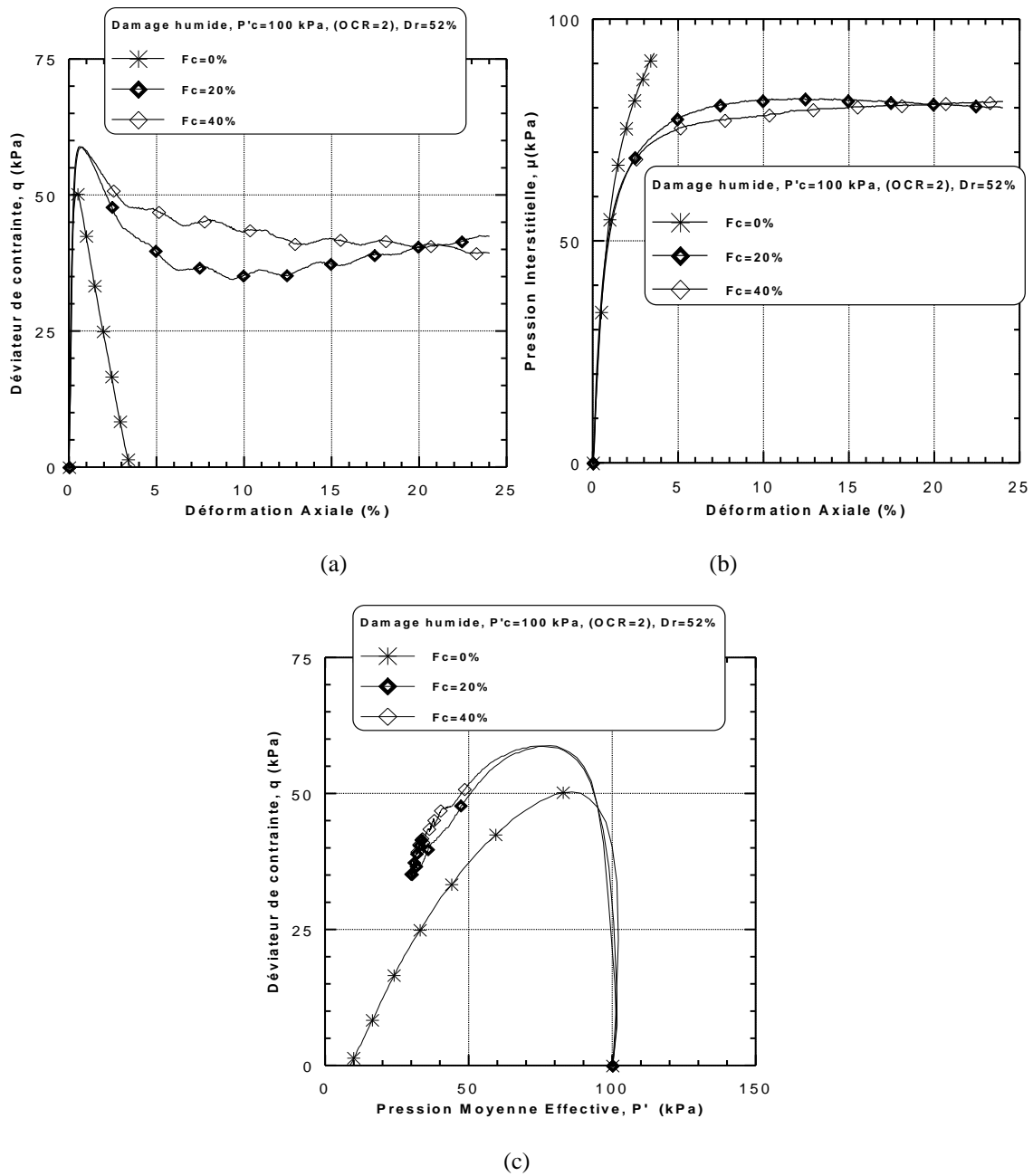


Figure 5.6: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef ($OCR=2$, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, DH)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

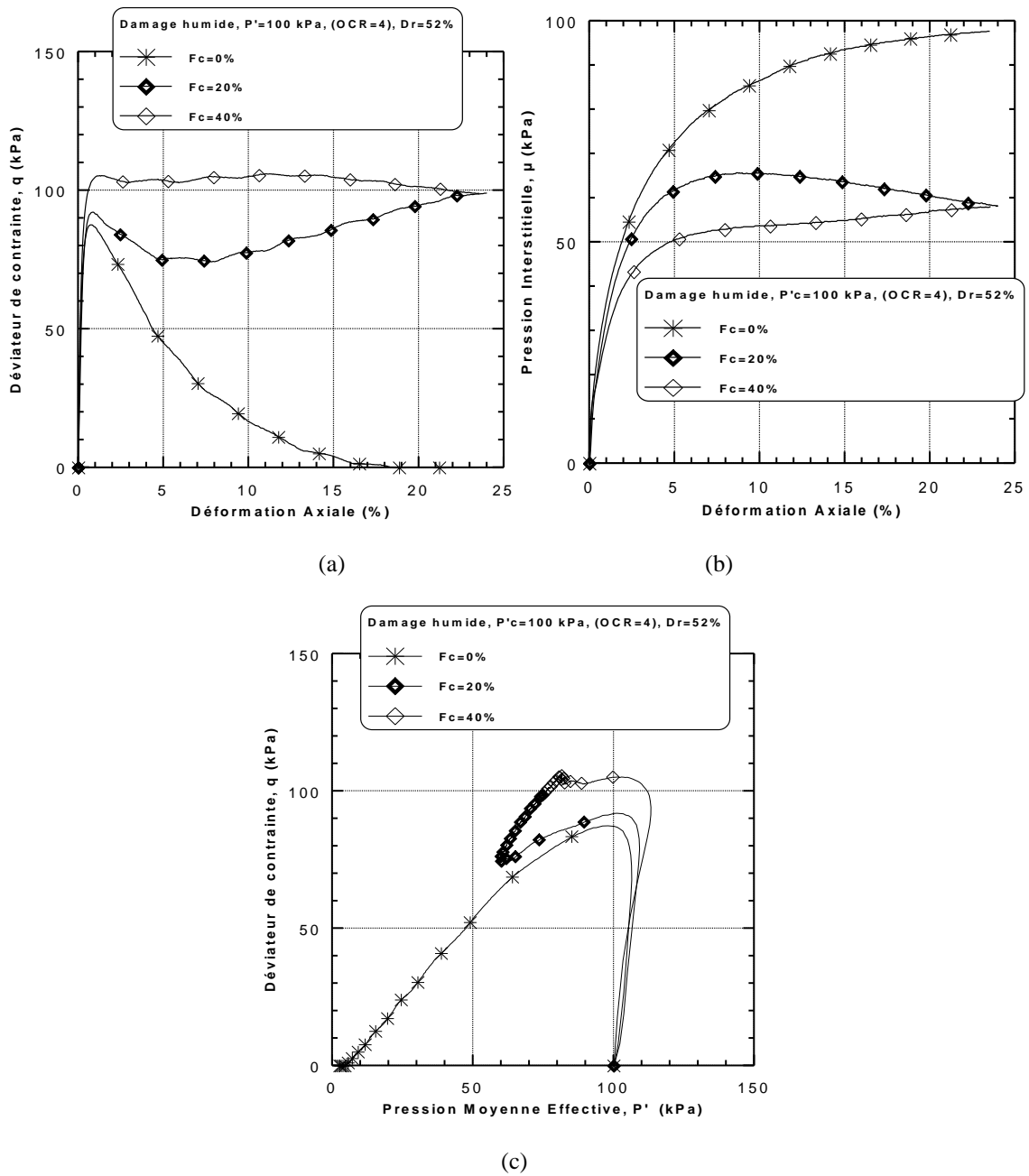


Figure 5.7: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
 (OCR=4, $Dr=52\%$, $P'_c=100$ kPa, DH)
 (a) Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

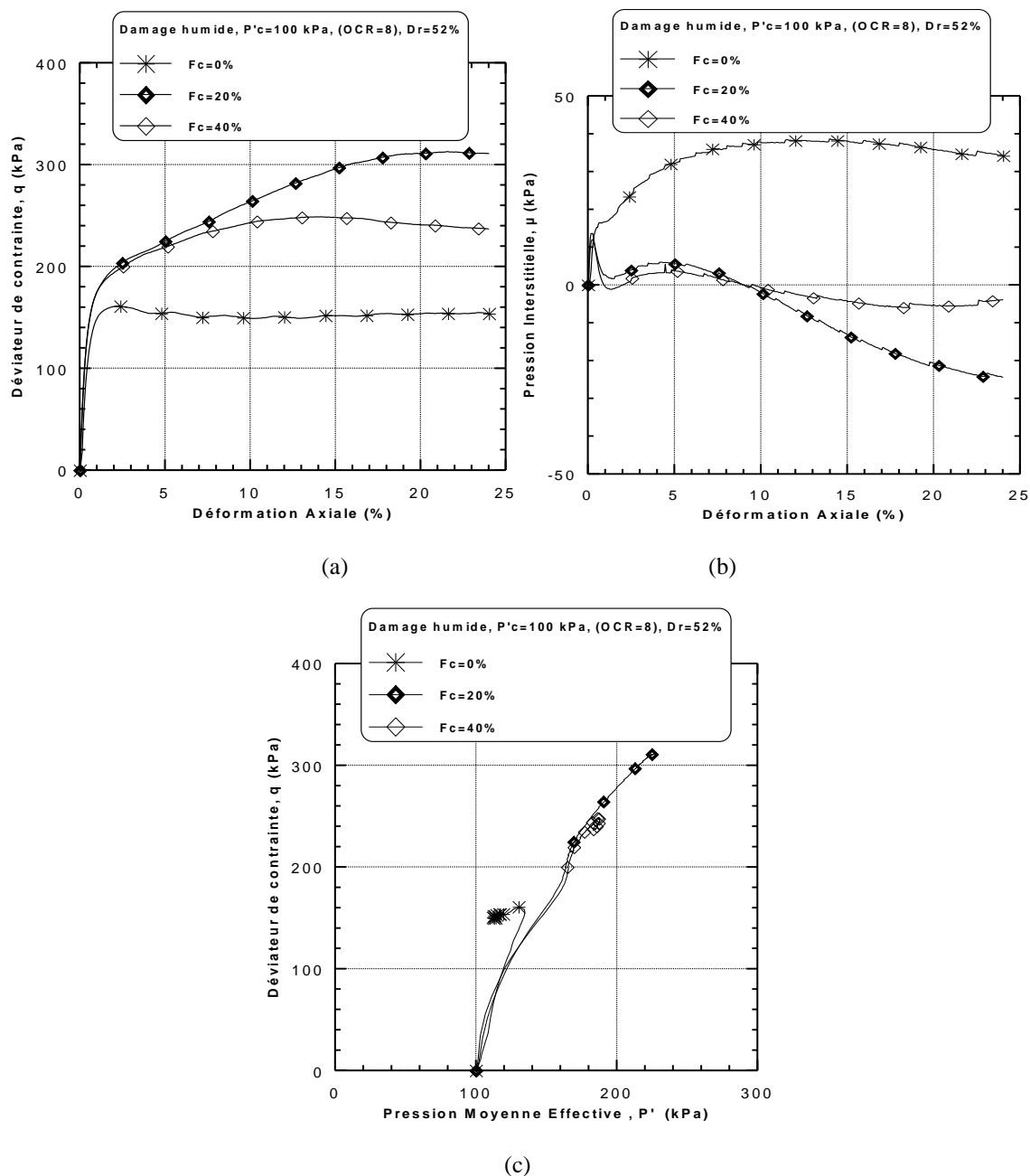


Figure 5.8: Réponse mécanique non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (OCR=8, $D_r=52\%$, $P'_c=100$ kPa, DH)
 (a) - Evolution du déviateur de contrainte
 (b) - Evolution de la pression interstitielle
 (c) - Chemin de contrainte

5.2.2. Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée maximale

5.2.2.1. Résistance au cisaillement maximale

En vue d'analyser l'influence de la présence des fines peu plastiques sur la résistance au cisaillement non drainée maximale (q_{max}) des mélanges sable-limon normalement consolidés ($OCR=1$) et surconsolidés ($OCR = 2, 4$ et 8) en considérant les deux méthodes de

reconstitution des échantillons (pluviation à sec et damage humide). Figure 5.9 illustre les résultats d'essais obtenus à partir de la présente étude. On note que la résistance au cisaillement non drainée diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en fines ($0 \% \leq F_c \leq 40 \%$) et le rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 8$) pour les échantillons reconstitués par la pluviation à sec (PS). Les résultats obtenus sont en bon accord avec travaux de Belkhatir et al., 2012. Cependant, la tendance inverse a été observée dans le cas des échantillons reconstitués par damage humide. La tendance du sol obtenue peut être attribuée à l'effet de la présence des fines peu plastiques combiné avec la technique de reconstitution d'échantillons (pluviation à sec et damage humide) qui induit un comportement contractant et dilatant des mélanges sable-limon respectivement. L'expression suivante est suggérée pour exprimer la résistance au cisaillement maximale (q_{max}) d'échantillons des mélanges sable-limon en fonction de teneur en fines ($F_c = 0 \%, 20 \%$ et 40%) pour la gamme du rapport de surconsolidation à l'étude ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) considérant les deux méthodes de préparations (PS et DH) :

$$q_{max} = C*(F_c) + A \quad (5.1)$$

Le tableau 5.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 5.1 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.1).

Méthodes	PS				DH			
	1	2	4	8	1	2	4	8
OCR								
A	288,57	385,76	539,87	637,53	37,76	51,66	88,21	190,93
C	-6,36	-7,69	-7,57	-5,76	0,06	0,22	0,46	2,47
R^2	0,92	0,98	0,76	0,78	0,99	0,80	0,98	0,48

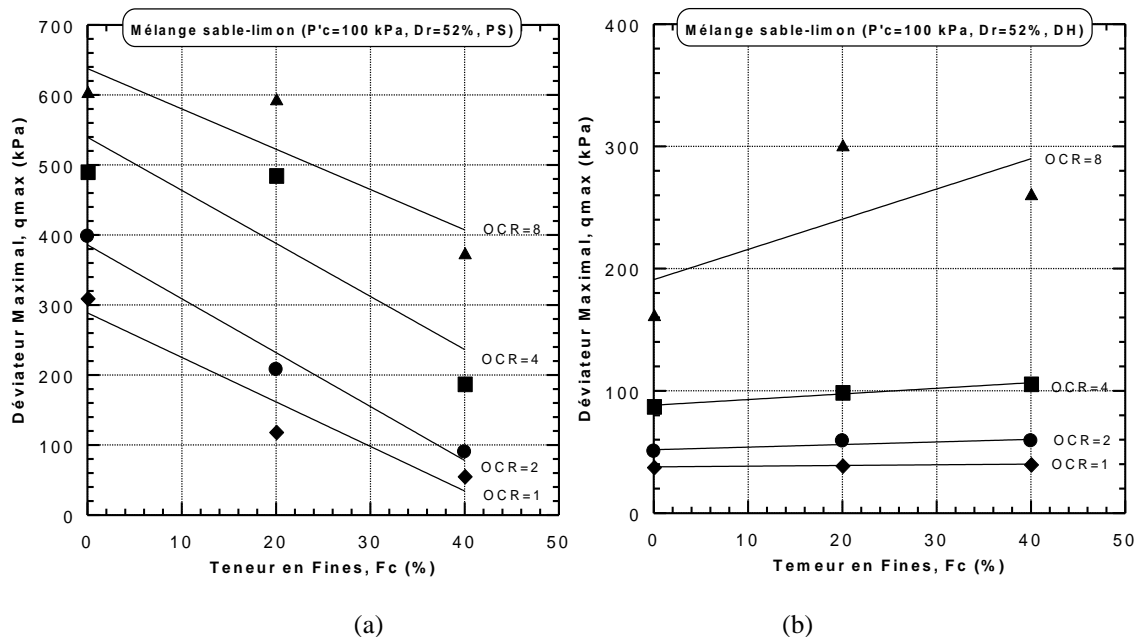


Figure 5.9 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines
 ($P'_c = 100$ kPa, $Dr = 52\%$)
 (a) - PS, (b) - DH

5.2.2.2. Pression interstitielle maximale

La figure 5.10 illustre la variation de la pression interstitielle maximale en fonction de la teneur en fines peu plastiques. Les échantillons du sable limoneux ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) ont été reconstitués avec la méthode de pluviation à sec (PS) et damage humide (DH) avec une densité relative $Dr = 52\%$ et soumis à une incrémentation de la surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8). D'après cette figure, on remarque que la pression interstitielle augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fines ($0\% \leq F_c \leq 40\%$) et le rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 8$) dans le cas d'échantillons reconstitués par la technique de la pluviation à sec. Cependant, la tendance inverse a été observée dans le cas d'échantillons reconstitués par damage humide. La variation de la pression interstitielle obtenue est le résultat du rôle des fines peu plastiques qui amplifie le caractère contractant et dilatant des échantillons de mélanges de sable-limon reconstitués par la technique de pluviation à sec et damage humide respectivement. La relation suivante est suggérée pour exprimer la pression interstitielle (Δu) en fonction de teneur en fines (F_c) pour la gamme des rapports de surconsolidation ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les deux méthodes de dépôt (PS et DH) :

$$u_{max} = C*(F_c) + A \quad (5.2)$$

Le tableau 5.2 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 5.2 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.2).

Méthodes	PS				DH			
	1	2	4	8	1	2	4	8
A	67,55	50,25	21,6	9,93	98,38	94,88	93,53	33,87
C	0,46	0,50	0,46	0,02	-0,097	-0,39	-0,99	-0,62
R^2	0,99	0,99	0,82	0,92	0,94	0,78	0,89	0,70

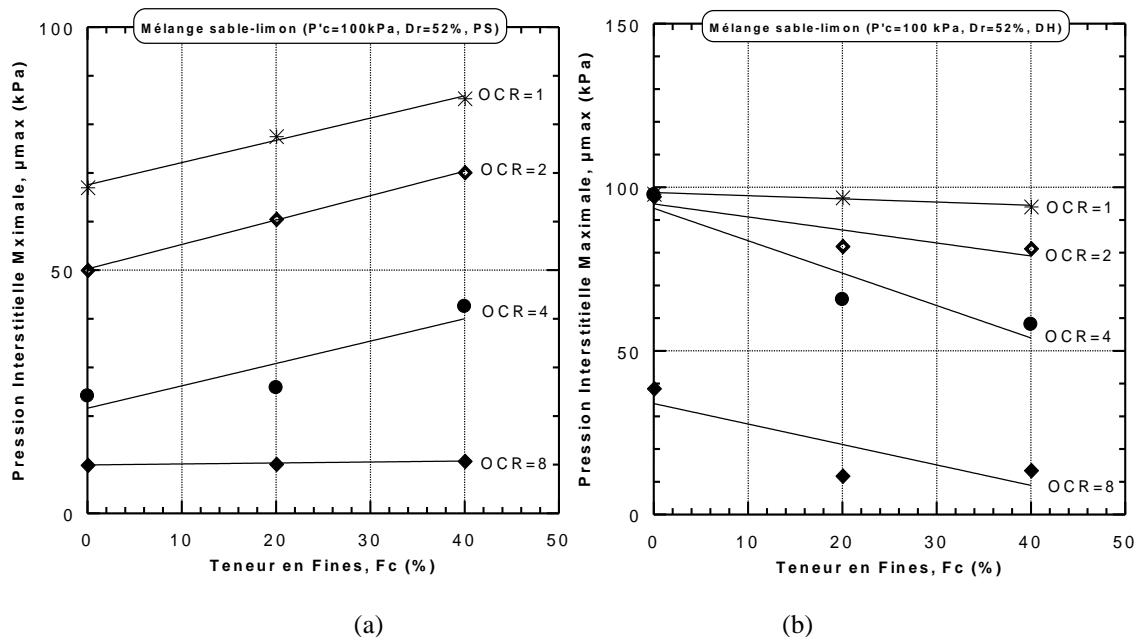


Figure 5.10 : Pression interstitielle maximale en fonction de la teneur en fines ($P'_c = 100$ kPa, $Dr=52\%$)
(a) - PS, (b) - DH

5.2.3. Indice des vides équivalent

L'indice des vides (e) a été utilisé comme un état de pré-défaillance du comportement variable des sables instables et il est un paramètre variable dans la mécanique des sols. Il y a un manque de consensus d'opinion à savoir si l'inclusion des fines augmentera ou réduira la tendance de liquéfaction (Rahman., 2009). Certains chercheurs ont suggéré l'indice des vides (e) pourrait ne pas servir de base de comparaison uniforme parce que les particules fines peuvent être piégées entre particules du sable et restent inactives sur la structure de la force du sable (Georgiannou et al., 1990; Kuerbis et al., 1988 et Thevanayagam., 1998).

L'indice des vides intergranulaire (e_s) a été utilisé à la place de l'indice des vides global (e) dans certaines études (Thevanayagam et al., 2002 ; Chu & Leong., 2002), ont indiqué que toutes les fines agissent comme des vides. Lorsque la teneur en fines augmente ou bien les

particules des fines ne peuvent pas remplir l'espace vide de manière efficace, il y a une certaine quantité de fines résidant entre les grains du sable et elle participe à la chaîne de force. Prenant en compte que les fines ont une contribution active, (Thevanayagam., 2000) fait une autre modification sur la notion de l'indice des vides de Skeleton en attribuant une valeur (b) pour représenter la fraction des fines qui contribue à maintenir la force extérieure, donnant la formule de l'indice des vides équivalent :

$$e^* = \frac{e + (1-b)F_c}{1 - (1-b)F_c} \quad (5.3)$$

5.2.3.1. Facteur b et la teneur en fines seuil $F_{c\ thre}$

Selon (Thevanayagam., 2000), la valeur de (b) varie entre 0 à 1 selon les caractéristiques de grains des mélanges binaires. Lorsque (b) est égal à 0, cela signifie que toutes les particules des fines remplissent les vides entre les grains du sable et l'indice des vides équivalent se réduit à l'indice des vides intergranulaire et pour $b = 1$ indice des vides équivalent se signifie à l'indice des vides global. L'augmentation de facteur b indique que les fines participent progressivement à la formulation effective du squelette solide. En effet, $b > 1$, la contribution des fines dans la chaîne de force est similaire à celle des grains de sable.

(Ni et al., 2004) ont étudié l'influence de la taille des grains et ils ont souligné que le facteur b diminue avec l'augmentation du rapport de la disparité de taille ou bien le rapport de diamètre des particules (χ), qui est défini comme :

$$x = \frac{D_{10}}{d_{50}} \quad (5.4)$$

Où D_{10} : est le diamètre efficace du sable, et d_{50} : est le diamètre moyen des fines.

(Rahman et al., 2008) ont proposé une prédiction semi-empirique de facteur b comme :

$$b = \left[1 - \exp\left(-0.3 \frac{(F_c / F_{c\ thre})}{k}\right) \right] \left(r \frac{F_c}{F_{c\ thre}} \right)^r \quad (5.5)$$

Où $r = \chi^{-1} = d_{50}/D_{10}$, $k = (1-r)^{0.25}$. Lorsque la teneur des fines au seuil ($F_{c\ thre}$) est inconnue, il peut être estimé par une équation empirique proposée par (Rahman et al., 2008) :

$$F_{c_{thre}} = 0.40 \left(\frac{1}{1 + e^{0.5 - 0.13\chi}} + \frac{1}{\chi} \right) \quad (5.6)$$

Dans notre étude, la teneur en fines au seuil ($F_{c_{thre}}$) de matériau du sable limoneux de chlef étudié est ($F_{c_{thre}} = 33\%$).

Pour les mélanges sable-limon, lorsque $F_c > F_{c_{thre}}$, Thevanayagam.,1998 a proposé l'équation 5.7 pour déterminer e^* .

$$e^* = e / (F_c + (1 - F_c) / R_d^m) \quad (5.7)$$

Où, m est un paramètre d'ajustement qui permet d'évaluer l'influence des particules grossières dans la matrice des fines. Ce paramètre correspond aux valeurs des indices des vides de $F_c > F_{c_{thre}}$ ($F_c = 40\%$), déterminée par itération présentant le meilleur coefficient de détermination (R^2) et devra s'ajuster avec les autres fractions des fines ($F_c = 0\%, 10\%, 20\%, 30\%$). Dans notre étude on a trouvé une valeur de $m = 0,32$.

R_d est le rapport de taille (D_{50} / d_{50}). D_{50} et d_{50} sont supposés être les diamètres moyens des particules de sable et les fines respectivement

5.2.3.2. Effet de la fraction des fines et méthode de préparation sur l'indice des vides équivalent

La Figure 5.11 montre les valeurs de points d'état critique des mélanges sable-limon de Chlef ($F_c = 0\%, 10\%, 20\%, 30\%$ et 40%) pour les deux méthodes de préparation (PS et DH) considérant trois pressions de confinement initiales ($P'_c = 100 \text{ kPa}, 200 \text{ kPa}$ et 300 kPa) dans le plan $e^* - \ln(P')$. Les valeurs des indices des vides équivalents à l'état critique ont été calculées en utilisant l'équation (5.7) avec la valeur de la teneur en fines au seuil ($F_{c_{thre}}$) déterminée expérimentalement et analytiquement ($F_{c_{thre}} = 33\%$). D'après la figure 5.11a, on note que toutes les données de points d'états critiques des mélanges reconstitués par la pluviation à sec suivent essentiellement une relation logarithmique unique entre l'indice des vides équivalent (e^*) et la teneur en fines pour les matériaux testés. Cela signifie que l'indice des vides équivalent présente une bonne corrélation avec la pression moyenne effective à l'état critique ($R^2 = 0,90$) pour toutes les teneurs en fines ($0\% - 40\%$) à l'étude. Nos résultats sont en bon accord avec les résultats trouvés par (Rahman et Lo., 2007, Quadimi et Mohammadi., 2014, Benahmed et al., 2014 et Hsiao et al., 2016). Cependant, les points d'état critique des mélanges reconstitués par damage humide (Figure 5.11b) présente la tendance inverse par rapport à la technique de pluviation à sec pour les teneurs en fines considérées

(0% - 40%), où l'indice des vides équivalent augmente avec l'augmentation de la pression moyenne effective.

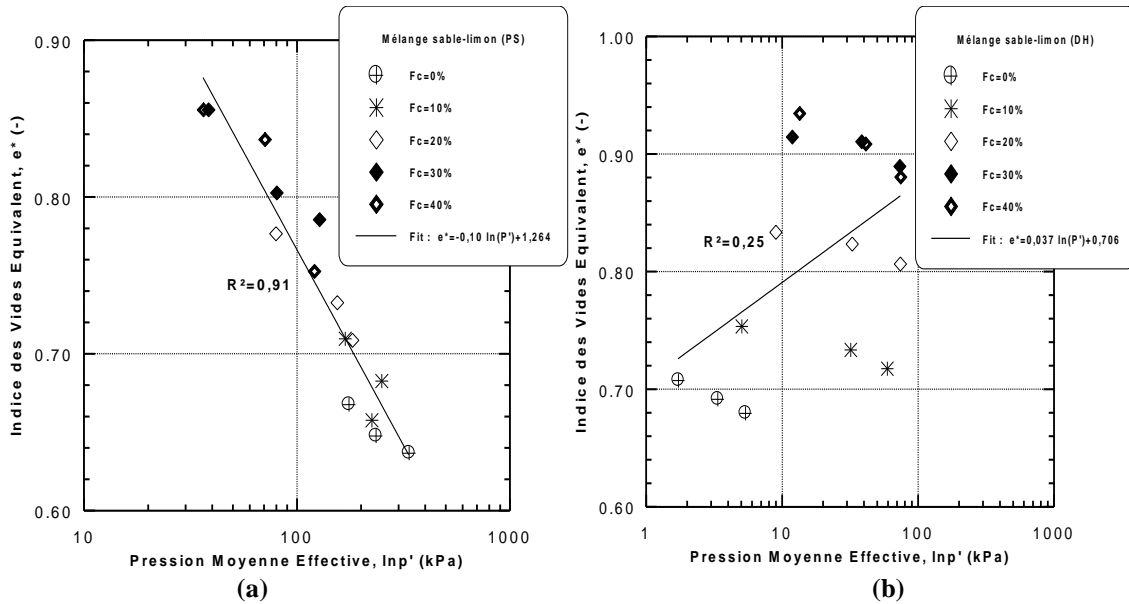


Figure 5.11: Indice des vides en fonction de la pression moyenne effective (plan $e^* - \ln p'$) (a) PS, (b) DH

5.2.4. Paramètre d'état et le paramètre d'état équivalent

(Been et Jefferies 1985) ont défini le paramètre d'état ψ comme la différence entre l'indice des vides après consolidation et l'indice des vides à l'état stable à la même pression moyenne effective. Le paramètre d'état est généralement désigné par :

$$\psi = e - e_{ss} \quad (5.8)$$

Où, ψ = paramètre d'état, e = indice des vides actuel, e_{ss} = indice des vides à l'état stable pour la même contrainte effective moyenne.

En général, la valeur positive de ($\psi > 0$) indique le caractère contractant des sols et la valeur négative ($\psi < 0$) illustre la tendance dilatante du sol au cours cisaillement non drainé. La définition du paramètre d'état est représentée sur la Figure 5.12. Ainsi, (Rahman et al., 2009) ont remplacé le paramètre d'état ψ par le paramètre d'état équivalent en considérant l'indice des vides actuelle par l'indice des vides équivalent e^* et l'indice des vides à l'état stable par l'indice des vides équivalent à l'état stable pour la même pression moyenne effective (Figure 5.13) :

$$\psi^* = e^* - e_{ss}^* \quad (5.9)$$

Où, ψ^* = paramètre d'état équivalent, e^* = indice des vides équivalent, e_{ss}^* = indice des vides équivalent à l'état stable pour la même contrainte effective moyenne.

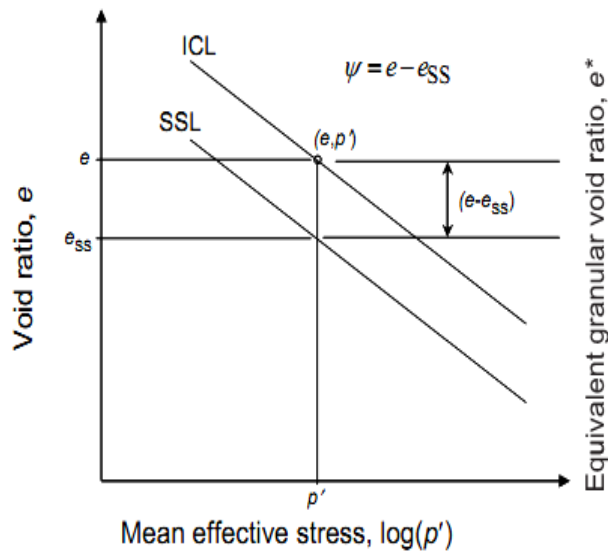


Figure 5.12 : Définition du paramètre d'état
(Been and Jefferies., 1985)

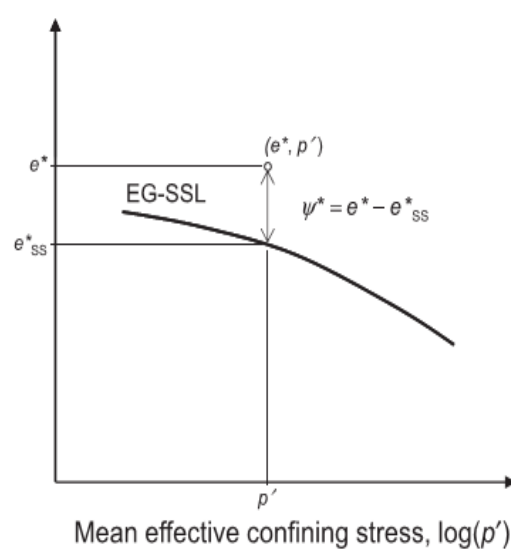


Figure 5.13 : Définition du paramètre d'état équivalent (Rahman et al., 2014)

5.2.4.1. Effets de la fraction des fines et méthode de préparation sur la résistance au cisaillement en utilisant le concept du paramètre d'état

Les effets de la teneur en fines ($F_c = 0\% - 40\%$) et technique de préparation d'échantillons (PS et DH) sur la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique (q_{ss} / P'_c) en utilisant le paramètre d'état (ψ) des mélanges sable-limon reconstitués avec une densité relative initiale ($D_r = 52\%$) et soumis à trois pressions de confinement initiales ($P'_c = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa et 300 kPa) sont présentés dans la Figure 5.14. On note que le paramètre d'état (ψ) augmente avec l'augmentation de la teneur en fines pour les échantillons reconstitués par pluviation à sec (Figure 5.14a). De plus, les points des mélanges sable-limon sont situés dans le côté négatif du paramètre d'état pour les faibles teneurs en fines ($F_c = 0\%$ et 10%) et ils deviennent positifs pour les teneurs en fines élevées ($F_c = 20\%$, 30% et 40%). Ce comportement confirme que les échantillons du sable limoneux avec des faibles teneurs en fines ($F_c = 0\%$ et 10%) présentent un comportement dilatant ($\psi < 0$) et par conséquent une résistance à la liquéfaction plus élevée. Cependant, le comportement inverse a été observé pour des fractions des fines plus élevées (comportement contractant, $\psi > 0$). Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les travaux rapportés par (Been et Jefferies., 1985 et Rahman et al., 2014) indiquant que la valeur positive de ψ ($\psi > 0$) illustre le caractère contractant (liquéfaction limitée ou liquéfaction complète) du sol et que la valeur négative ($\psi < 0$) montre la tendance dilatante au cours du cisaillement non drainé (non-liquéfaction). Cependant, les échantillons des sables limoneux reconstitués par le damage humide (Figure 5.14b) montrent des valeurs positives du paramètre d'état ($\psi > 0$) pour toutes les fractions des fines sélectionnées et les pressions de confinement initiales à l'étude. Ce comportement peut

être attribué au rôle de la technique de damage humide de générer des macropores au sein de la texture du sol conduisant à des échantillons instables. En outre, la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique (q_{ss} / P'_c) diminue avec l'augmentation du paramètre d'état (ψ) pour toutes les fractions des fines et les deux méthodes de préparation considérées.

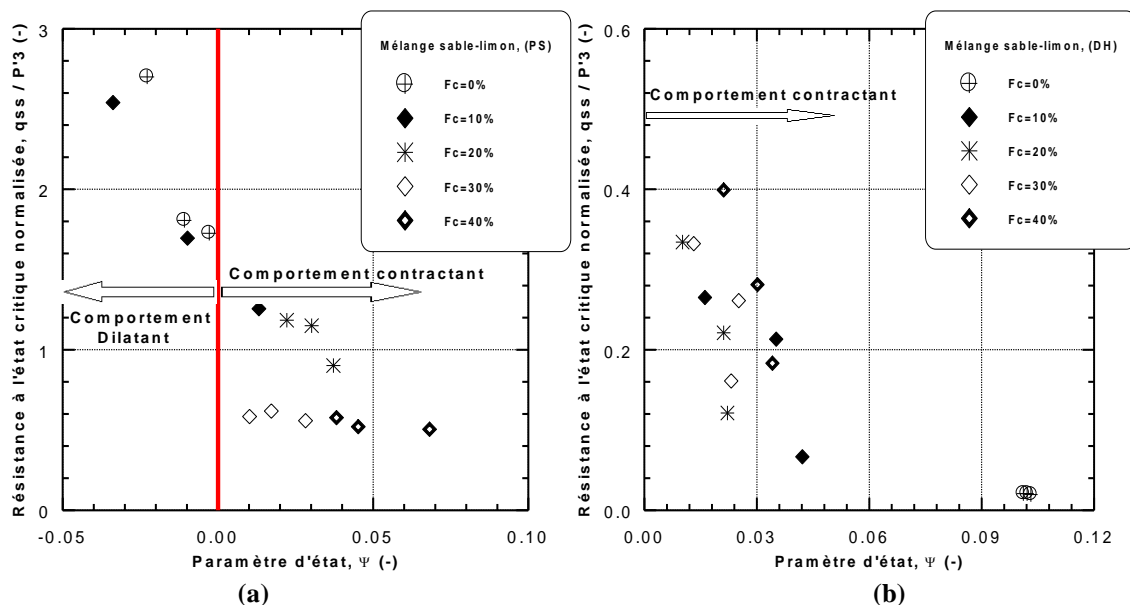


Figure 5.14 : Résistance au cisaillement normalisée à l'état critique en fonction du paramètre d'état (a) PS, (b) DH

5.2.4.2. Effet de la fraction des fines et la méthode de préparation sur le paramètre d'état équivalent.

Pour étudier l'impact de la teneur en fines ($F_c = 0\% - 40\%$) et technique de reconstitution d'échantillons (PS et DH) pour les trois pressions de confinement initiales ($P'_c = 100 \text{ kPa}, 200 \text{ kPa}$ et 300 kPa) sur la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique (q_{ss} / P'_c) des mélanges sable-limon sous chargement monotone dans le plan $\psi^* - \ln(P')$, tel que présenté dans la Figure 5.15. On peut noter que la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique d'échantillons reconstitués par les deux méthodes de déposition (PS et DH) diminue d'une façon exponentielle avec l'augmentation du paramètre d'état équivalent (ψ^*) des mélanges sable limon ($F_c = 0\% - 40\%$) avec des bonnes corrélations ($R^2 = 0,92$ pour PS et $R^2 = 0,81$ pour DH). Nos résultats sont en bon accord avec les recherches de (Quadimi et Mohammadi., 2014 et Huang et Chuang., 2011). Figure (5.15a) montre que la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique d'échantillons reconstitués par PS est situés dans le côté négatif du paramètre d'état équivalent pour les faibles teneurs en fines ($F_c = 0\%$ et 10%) et elle continue sa variation dans le côté positif pour les teneurs en fines élevées ($F_c = 20\%$, 30% et 40%). Cependant, les mélanges sable-limon reconstitués par le damage humide

(Figure 5.15b) présente un paramètre d'état équivalent positif pour toutes les teneurs en fines sélectionnées et les pressions de confinement initiales considérées.

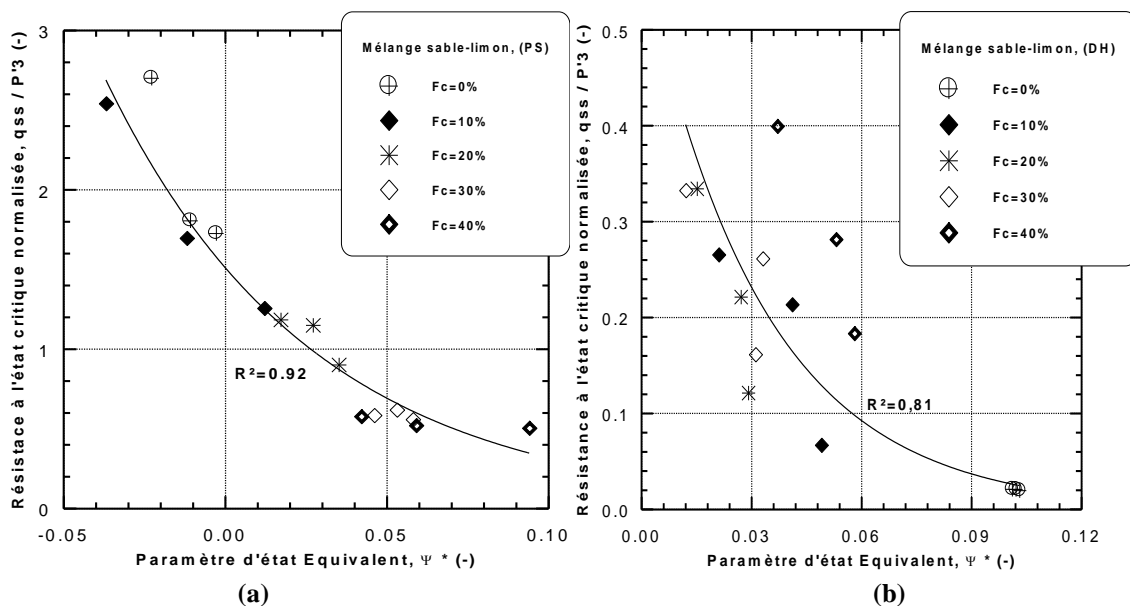


Figure 5.15: Résistance au cisailment normalisée à l'état critique en fonction du paramètre d'état équivalent (a) PS, (b) DH

5.3. Effet de la densité relative initiale

La densité relative ou aussi l'indice des vides a été souvent évoqué comme paramètre pertinent qui peut conditionner primordialement le comportement non drainé des sables et leur susceptibilité à la liquéfaction. Il a été souvent admis qu'un sable peut être contractant ou dilatant suivant qu'il est lâche ou dense. (Tatsuoka et al., 1986) ont réalisé des essais sur le sable de Toyoura. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction augmente d'une façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative $Dr = 70\%$, après cette valeur, ils ont remarqué une augmentation importante de la résistance au cisailment avec l'augmentation de la densité relative. (Yoshimine et Ishihara.,1998) ont montré que la tendance à la contractance se transforme graduellement en une tendance à la dilatance avec l'augmentation de la densité relative. (Polito et Martin., 2001) ont indiqué d'après une série d'essais triaxiaux sur des échantillons du sable (Monterrey et Yatesville) mélangés avec des fines non plastiques qu'il existe une tendance linéaire entre l'augmentation de la densité relative et la résistance à la liquéfaction. (Arab et Shahrour., 2010) ont montré à partir des essais triaxiaux sur trois sables (Sable de Chlef, sable de Oued Rass et sable d'Hostun) que l'augmentation de la densité relative induit une amélioration importante de la résistance à la liquéfaction des sables, son effet devient très important lorsque la densité relative initiale (Dr) passe de 50% à 65%.

5.3.1. Résultats des essais réalisés

5.3.1.1. Echantillons préparés par pluviation à sec

Pour analyser l'influence de la densité relative (lâche ; $D_r = 18\%$, moyennement dense ; $D_r = 52\%$ et dense ; $D_r=88\%$) sur la réponse au cisaillement non drainée du sable propre de Chlef normalement consolidé et surconsolidé. Les échantillons normalement consolidés ($OCR=1$) et surconsolidés ($OCR=2, 4$ et 8) ont été reconstitués avec la technique de la pluviation à sec et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c=100kPa$). Les Figures 5.16, 5.17, 5.18 montrent les résultats d'essais obtenus dans cette étude. En général, le paramètre de la densité relative a une influence significative sur la résistance au cisaillement non drainée ($q_{max} = 233,32$ kPa, $309,88$ kPa, $415,09$ kPa pour $OCR=1$, $q_{max} = 428,07$ kPa, $602,61$ kPa, $761,51$ kPa pour $OCR=8$) pour les densités relatives initiales $D_r= 18\%$, 52% et 88% , respectivement. En outre, les échantillons du sable reconstitués avec la densité ($D_r = 88\%$) indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement 44% , 48% , 41% et 44% pour les rapports de surconsolidation ($OCR= 1, 2, 4$ et 8) respectivement, par-rapport aux échantillons du sable reconstitués avec une densité de ($D_r=18\%$). Cette augmentation de résistance à liquéfaction résulte du rôle de la densité relative initiale qui augmente la phase de dilatance du sable conduisant à une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des échantillons comme illustre la Figure 5.16.

L'influence de la densité relative initiale sur la pression interstitielle est mentionnée sur la Figure 5.17. D'après cette figure, on constate que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la densité relative ($D_r = 18\%$, 52% et 88%) pour la gamme du rapport de surconsolidation considérée ($OCR= 1, 2, 4$ et 8).

Le chemin de contrainte (P', q) indique clairement le rôle de la densité relative dans l'augmentation de la pression moyenne effective et le déviateur de contrainte maximale (Figure 5.18). Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par (Polito et Martin., 2001, Arab et Shahrour., 2010 et Belkhatir et al., 2014).

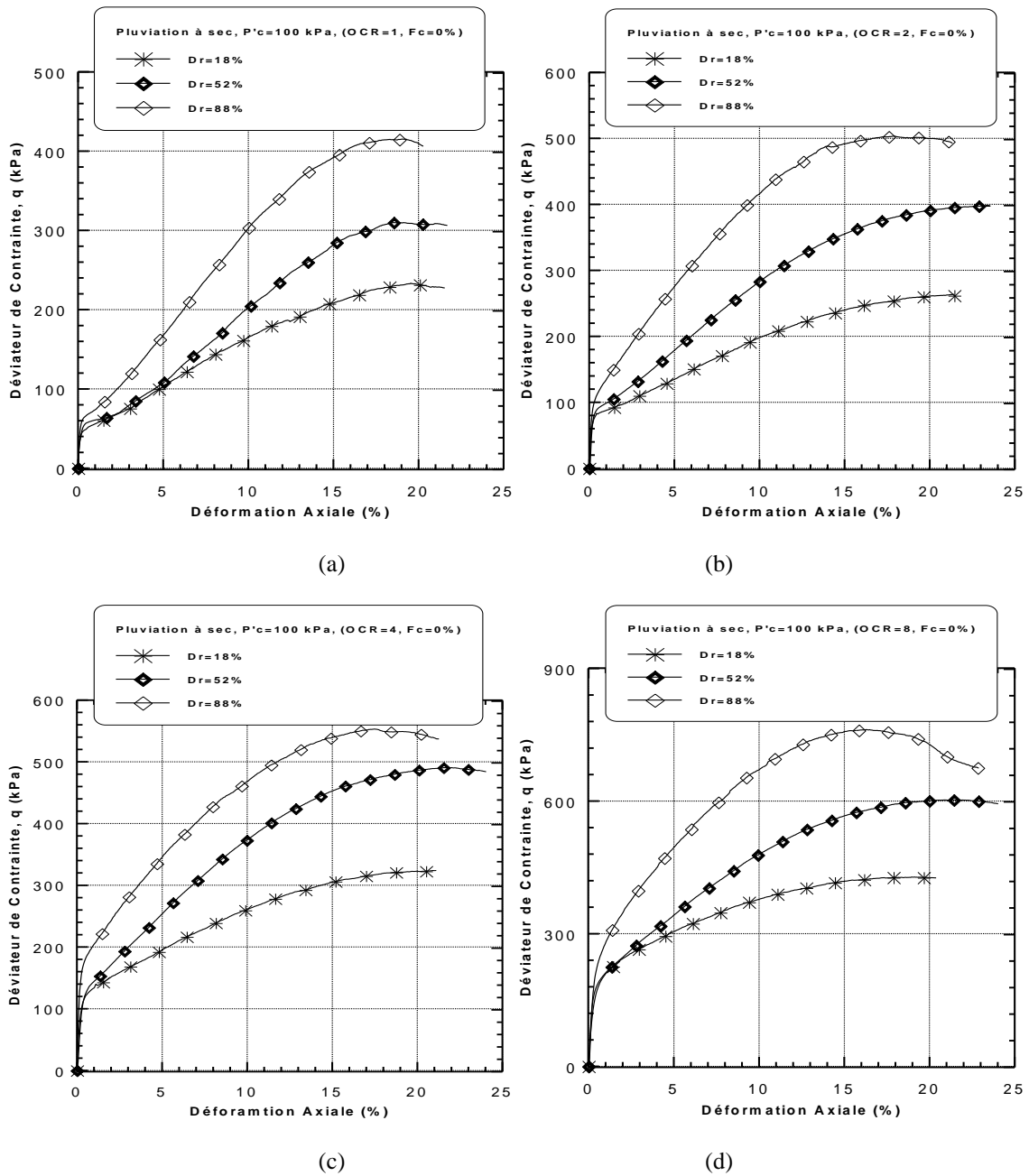


Figure 5.16: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, PS)
 (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

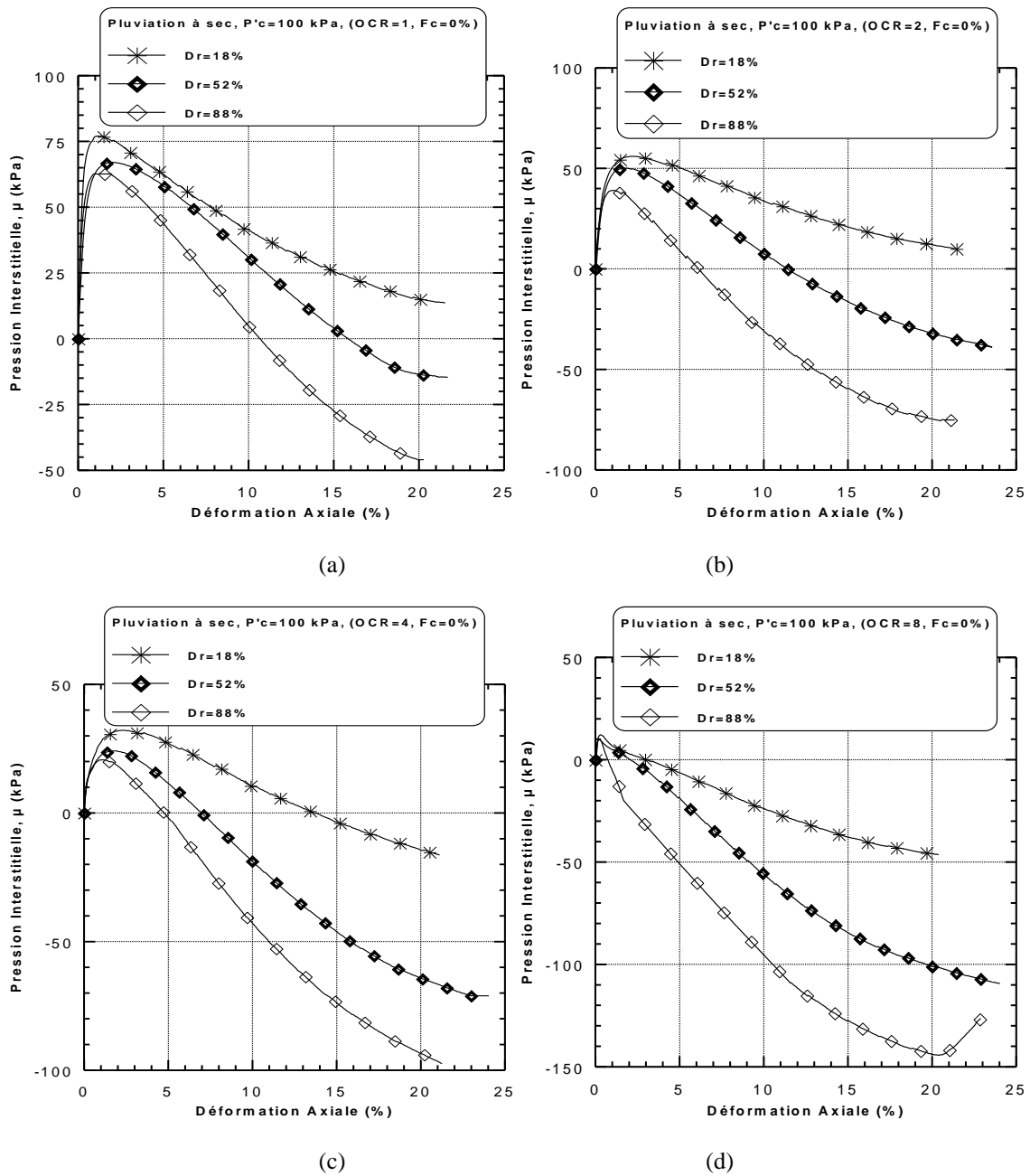


Figure 5.17: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, PS)
 (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

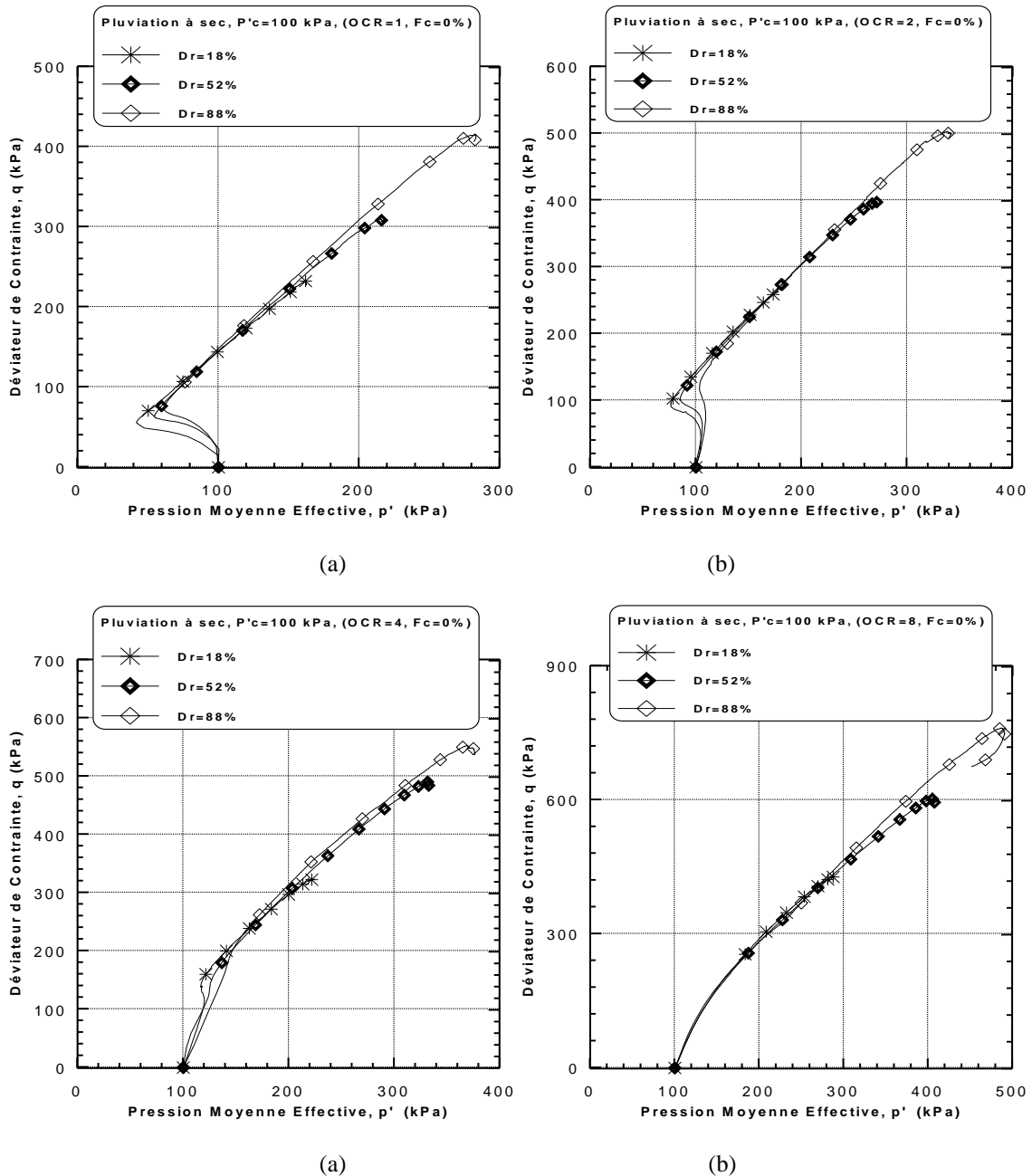


Figure 5.18 : Effet de la densité relative initiale sur chemin de contrainte du sable de Chlef ($P'_c=100$ kPa, PS)
 (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

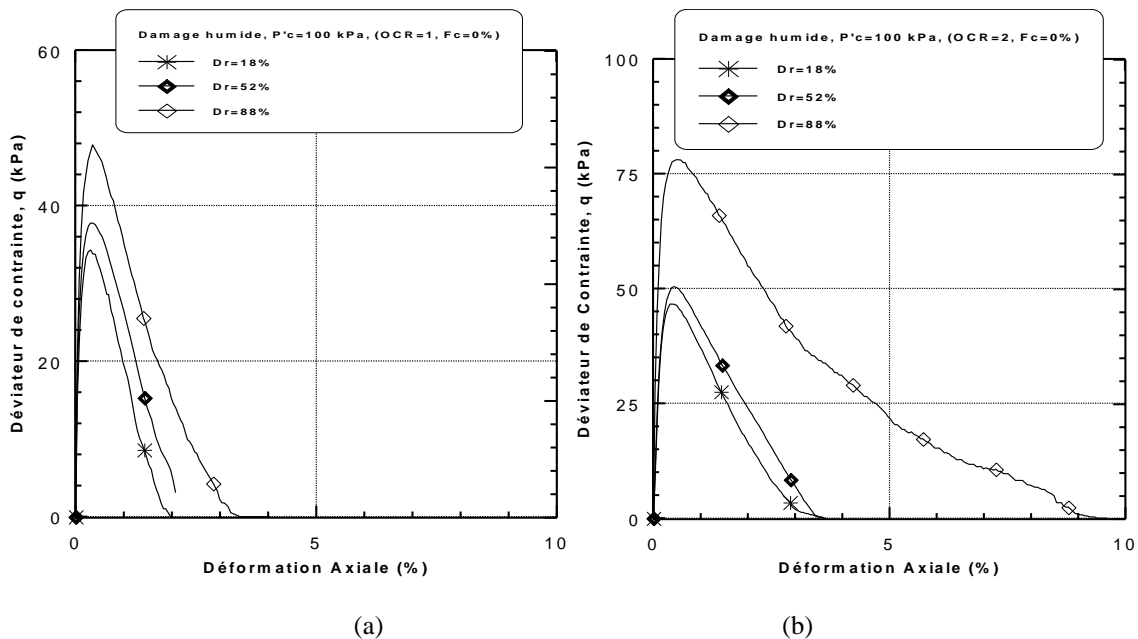
5.3.1.2. Échantillons préparés par damage humide

Figures 5.19, 5.20 et 5.21 montrent la variation de résistance au cisaillement non drainée des échantillons du sable propre de Chlef reconstitués avec trois densités relatives initiales (lâche, moyennement dense et dense) et soumis à une pression de confinement initiale de $P'_c = 100$ kPa. Les échantillons normalement consolidés (OCR= 1) et surconsolidés (OCR= 2, 4 et 8) ont été reconstitués avec la méthode de damage humide. En général, Il est clair d'après ces Figures que la variation de la résistance au cisaillement non drainée augmente avec

l'augmentation de la densité relative initiale ($Dr = 18\%$, 52% et 88%). L'influence de la densité relative initiale sur l'augmentation la résistance au cisaillement non drainée est clairement observée pour la gamme (18% - 52%) de densité relative (7% , 8% , 2% et 5%) et devient très significative pour la gamme (52% - 88%) de densité relative (21% , 35% , 33% et 37%) pour les rapports de surconsolidation considérés ($OCR=1, 2, 4, 8$), respectivement. Cette augmentation de la résistance au cisaillement non drainée est une conséquence du rôle de l'augmentation de la densité relative qui se traduit par un comportement dilatant du sable conduisant à une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée avec une structure d'échantillon plus stable comme illustre la figure 5.19. Cependant, les résultats obtenus montrent clairement quelques cas de liquéfaction statique complète pour les rapports de surconsolidation et les densités relatives suivants ($OCR=1, 2$ et 4 pour $Dr=18\%$; $OCR=1$ et 2 pour $Dr=52\%$ et $OCR=1$ pour $Dr=88\%$).

Figure 5.20 présente la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. D'après cette figure, on remarque que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de densité relative ($Dr = 18\%$, 52% et 88%) pour la gamme des rapports de surconsolidation à l'étude ($OCR= 1, 2, 4$ et 8).

Le chemin de contrainte dans le plan (P', q) montre clairement le rôle de la densité relative dans l'augmentation du déviateur de contrainte et la pression moyenne effective et par conséquent à la diminution de la pression interstitielle (figure 5.21).



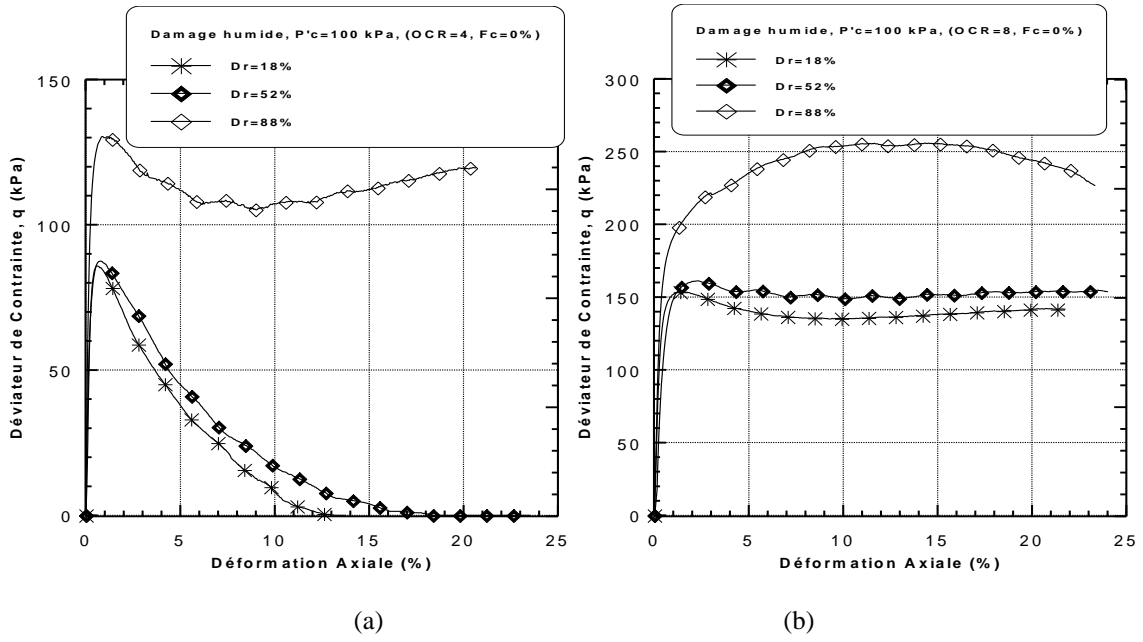
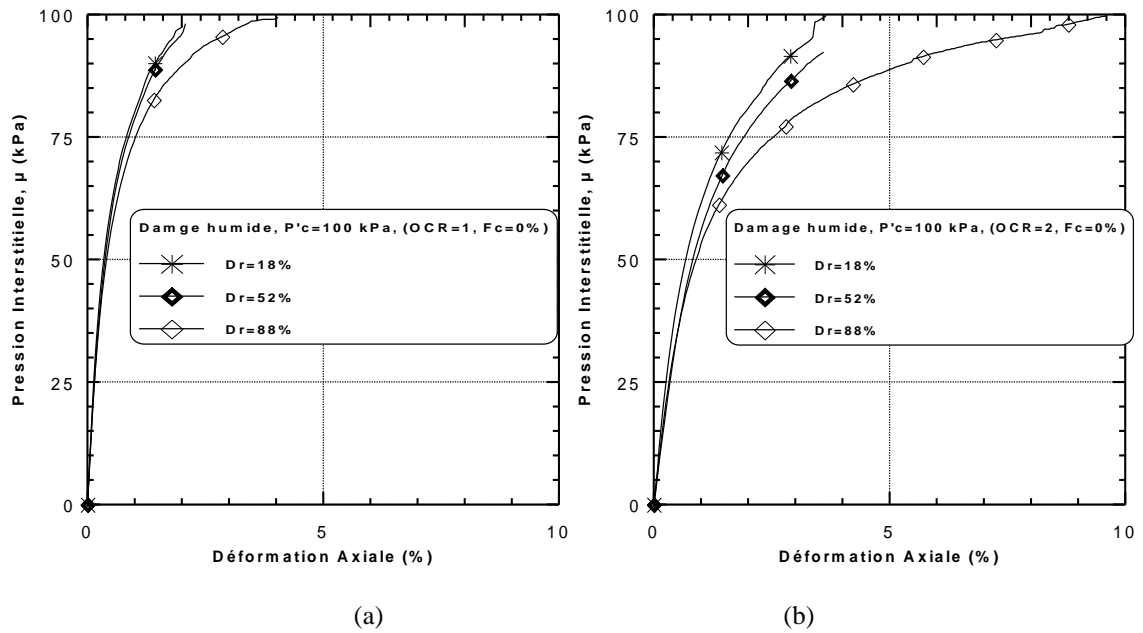


Figure 5.19: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable de Chlef ($P'_c = 100$ kPa, DH)
 (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8



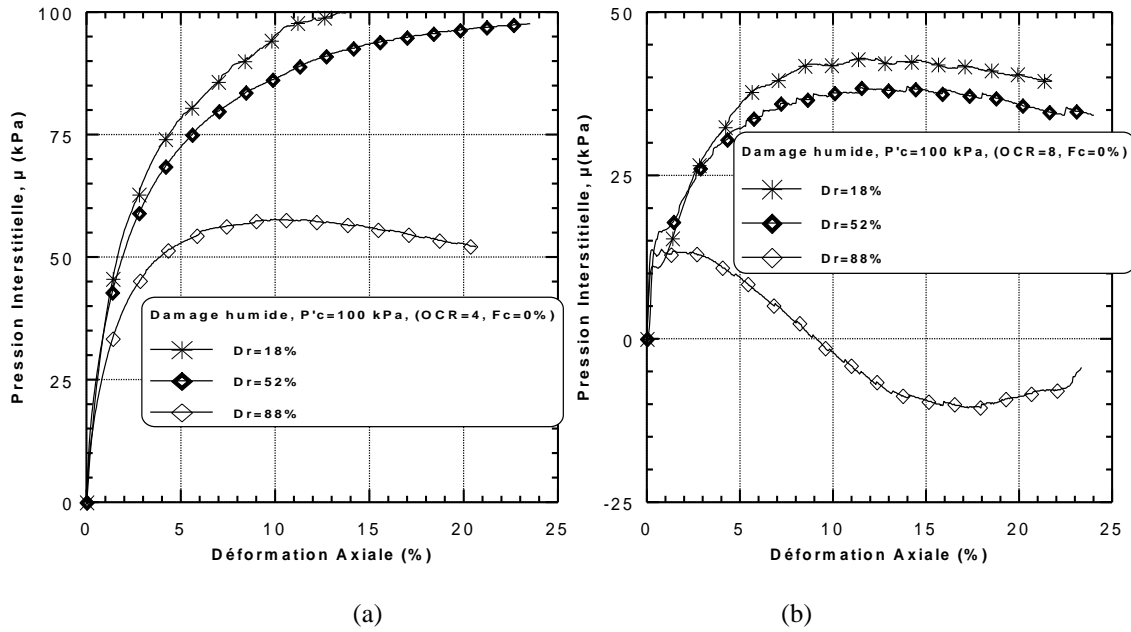
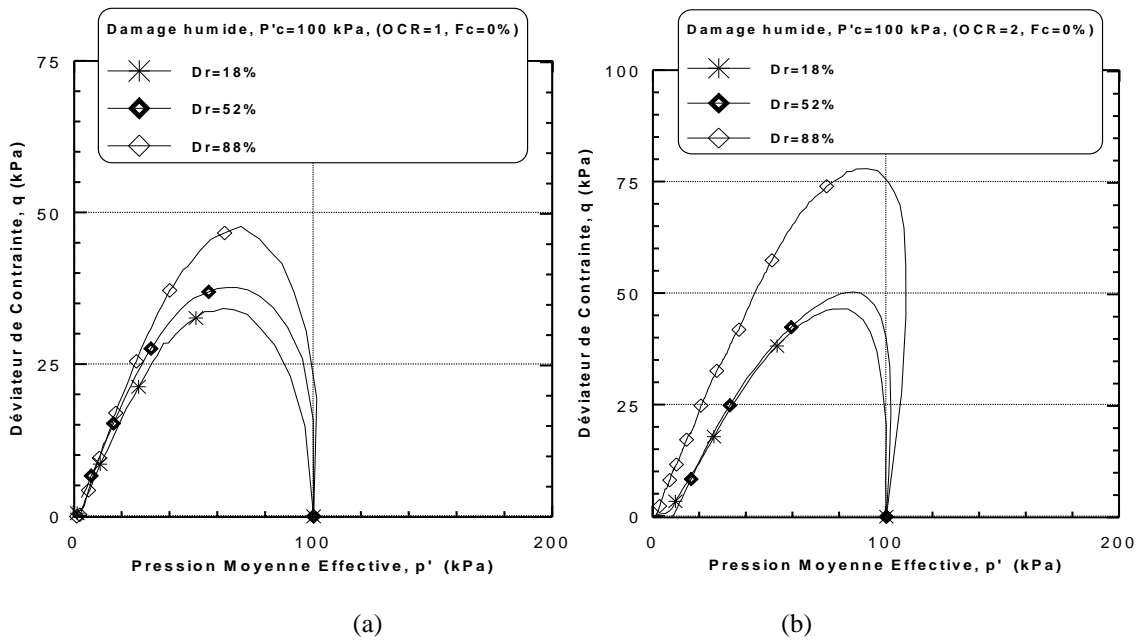


Figure 5.20: Effet de la densité relative initiale sur l'évolution de la pression interstitielle du sable de Chlef ($P'_c = 100$ kPa, DH)

(a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8



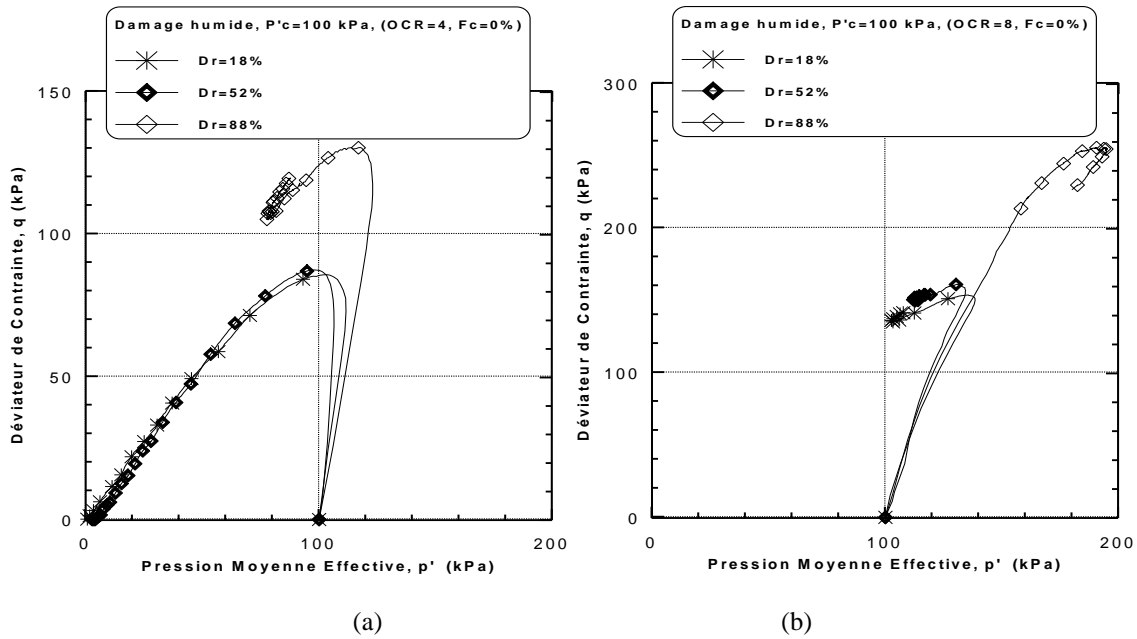


Figure 5.21: Effet de la densité relative initiale sur chemin de contrainte du sable de Chlef (P'c=100 kPa, DH)
 (a)-OCR=1, (b) - OCR=2, (c) - OCR=4, (d) - OCR=8

5.3.2. Influence de la densité relative sur l'indice des vides après consolidation

Figure 5.22 montre la variation de l'indice des vides après consolidation (e_c) en fonction de la densité relative initiale (D_r) du sable propre de Chlef normalement consolidé et surconsolidé ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) pour les deux techniques de reconstitution d'échantillons à l'étude (PS et DH). On remarque que l'indice des vides après consolidation (post-consolidation) diminue linéairement avec l'augmentation de densité relative initiale ($D_r = 18\%, 52\%$ et 88%) pour la gamme du rapport de surconsolidation considérés et les deux méthodes de reconstitution (PS et DH). L'indice des vides après consolidation diminue avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour les trois densités relatives et les deux méthodes de déposition (PS et DH). Cependant, l'influence du rapport de surconsolidation sur l'indice des vide après consolidation est clairement observé pour la technique de préparation d'échantillon par la pluviation à sec, et devient très prononcé pour le damage humide pour les densités relatives ($D_r=52\%$ et 88%). L'expression suivante est proposée pour exprimer l'indice des vides après consolidation (e_c) en fonction de la densité relative initiale (D_r) pour la gamme du rapport de surconsolidation à l'étude ($OCR = 1, 2, 4$ et 8) et les deux méthodes de reconstitution (PS et DH) :

$$e_c = C \cdot (D_r) + A \quad (5.10)$$

Le tableau 5.3 illustre les coefficients A, C et le coefficient correspondant de détermination

(R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 5.3 : Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.10).

Methodes	PS				DH			
	1	2	4	8	1	2	4	8
A	0,74	0,71	0,68	0,67	0,80	0,79	0,78	0,75
C	-0,0011	-0,0009	-0,0006	-0,0008	-0,0006	-0,0007	-0,0014	-0,0013
R²	0,94	0,93	0,98	0,99	0,93	0,90	0,98	0,92

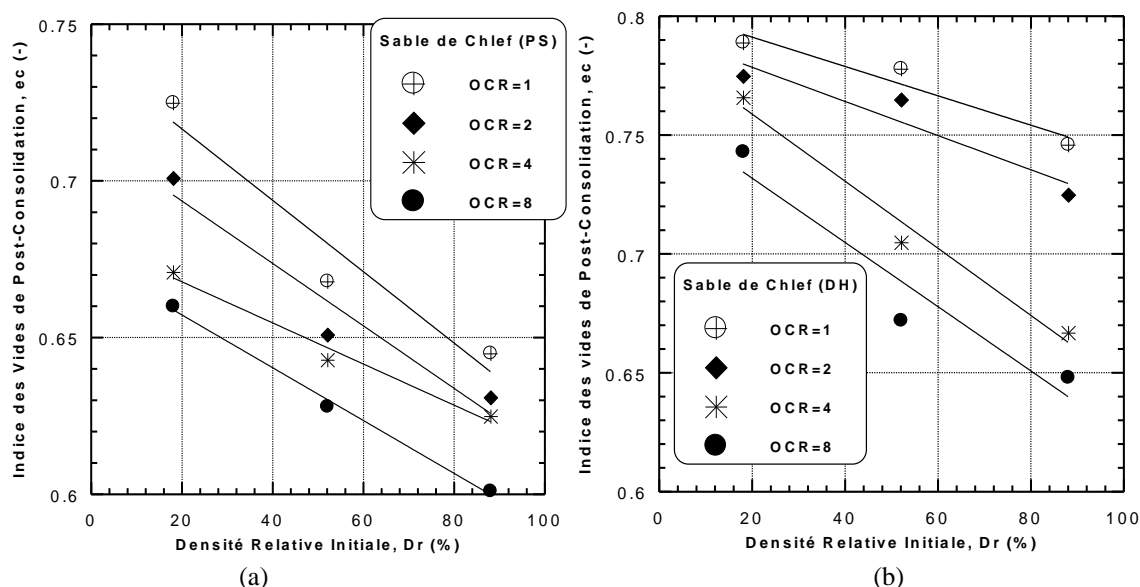


Figure 5.22: Indice des vides après consolidation en fonction de la densité relative initiale
a) PS, b) DH

5.3.3. Influence de la densité relative sur la résistance au cisaillement résiduelle

La Figure 5.23 présente la variation de la résistance au cisaillement résiduelle non drainée (S_{us}) d'échantillons du sable de Chlef reconstitués par la pluviation à sec et le damage humide avec trois densités relatives initiales ($D_r = 18\%$, 52% et 88%) et soumis à des rapports de surconsolidation variant entre $OCR=1$ et $OCR=8$. D'après la figure 5.23a, on remarque que les échantillons du sable normalement consolidés et surconsolidés préparés par la pluviation à sec présentent une augmentation de la résistance au cisaillement résiduelle non drainée avec l'augmentation de la densité relative initiale (11,7 %, 15,5 %, 33,8 % et 33,9 % pour l' $OCR = 1, 2, 4$ et 8 respectivement pour l'état lâche ($D_r = 18\%$) et l'état dense ($D_r = 88\%$)). Cette augmentation devient très prononcée pour les rapports de surconsolidation plus élevés ($OCR = 4$ et 8) et peut être attribuée à l'effet combiné de la densité relative initiale et le rapport de

surconsolidation entraînant une augmentation de l'enchevêtrement de particules et par conséquent l'amplification du caractère dilatant du sable. Cependant, les échantillons du sable normalement consolidés et surconsolidés reconstitués avec le damage humide à l'état lâche ($D_r = 18\%$) et moyennement dense ($D_r = 52\%$) montrent une tendance de la résistance au cisaillement résiduelle non drainée nulle (liquéfaction statique complète, $S_{us}=0$) pour les faibles rapports de surconsolidation ($OCR=1, 2$ et 4) comme le présente la figure 24b. On note que la résistance au cisaillement résiduelle non drainée du sable dense ($D_r 88 \%$) devient très prononcée dans le cas du rapport de surconsolidation élevé ($OCR=8$).

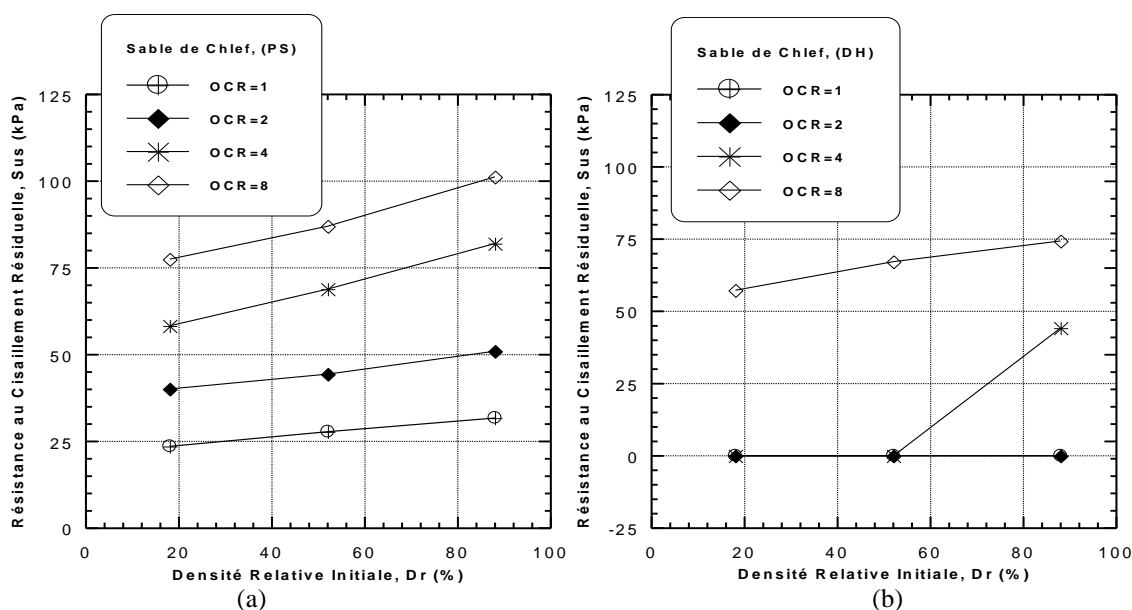


Figure 5.23: Résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la densité relative initiale (a)– PS, (b)- DH

5.4. Effet de la pression de confinement initiale

La pression de confinement initiale est un facteur d'influence important sur les caractéristiques mécaniques, la résistance au cisaillement non drainée, la rigidité et les caractéristiques de déformation des sols granulaires. Sur le plan expérimental, un nombre considérable de chercheurs ont étudié les effets de la pression de confinement initiales (Marachi et al., 1972 et Gupta., 2009) sur les caractéristiques de résistance au cisaillement non drainée des sable limoneux. Les études expérimentales (Tatsuoka et coll., 1986, Gupta., 2009) ont montré qu'avec l'augmentation de la pression de confinement initiale, la capacité portante de charge augmente tandis que l'angle de frottement interne et la dilatance du sable diminuent avec l'augmentation de la pression de confinement initiale. L'écrasement des grains soumis à des fortes pressions de confinement induit une augmentation de la densité du sable

avec une augmentation correspondante de la résistance au cisaillement. (Castro., 1969) a reconnu que le comportement du sable était sensible à la liquéfaction tant que la pression de confinement initiale augmente. (Vaid et Thomas., 1995) ont constaté que l'augmentation de la pression de confinement initiale pour les essais réalisés par un triaxial de chargement en compression induit un comportement plus contractant du sol. Toutefois, l'augmentation de la pression de confinement pour des essais réalisés par un triaxial de chargement en extension favorise un comportement moins contractant.

5.4.1. Résultats des essais réalisés

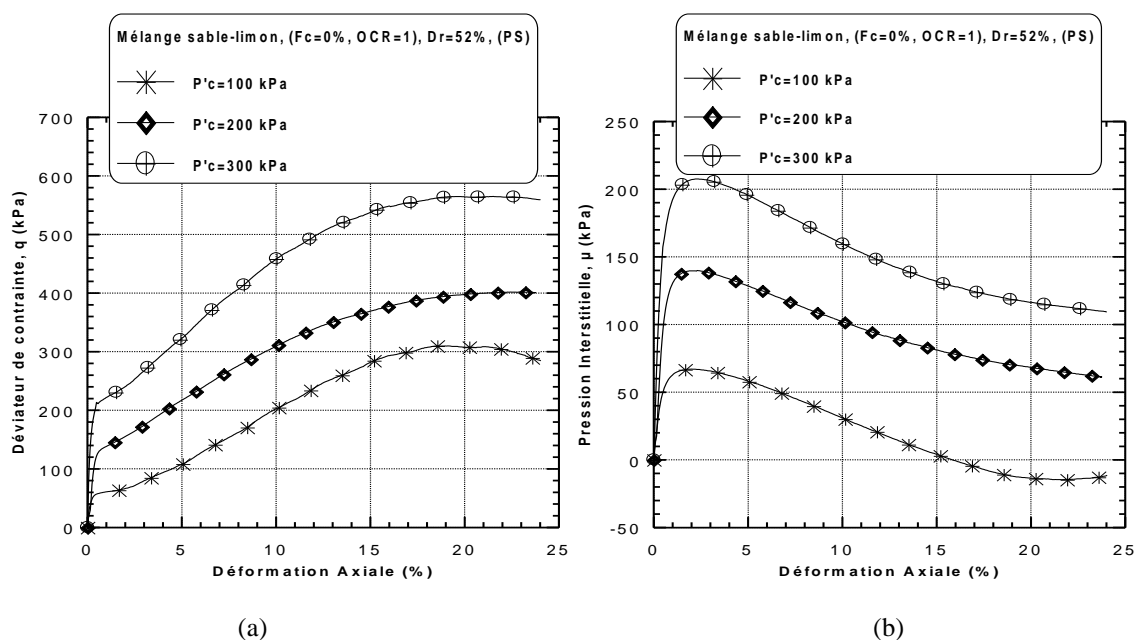
5.4.1.1. Echantillons préparés par pluviation à sec

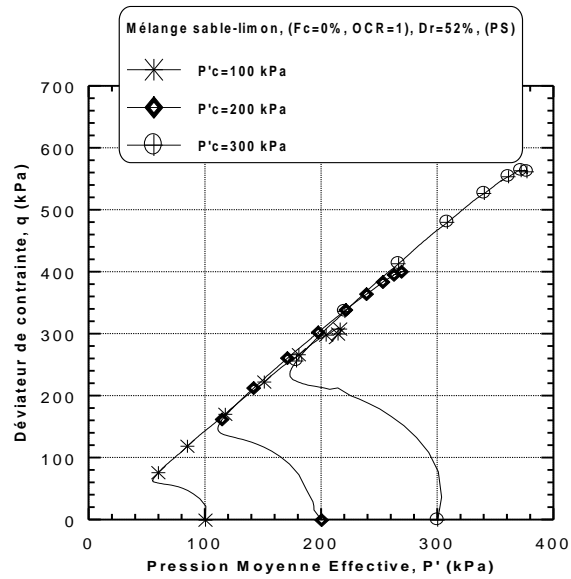
Pour analyser l'influence de la pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa) sur la résistance au cisaillement non drainée d'échantillons de mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$ et 40%). Les échantillons avec $OCR= 1$ et 2 ont été reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec à une densité relative initiale moyenne ($Dr = 52\%$). Les Figures 5.24, 5.25, 5.26 et 5.27 montrent les résultats des essais obtenus pour cette section. Les résultats obtenus ont montré que la pression de confinement était à l'origine d'une influence significative sur la résistance à la liquéfaction (résistance au cisaillement non drainée) des échantillons de mélange sable-limon. On note que le déviateur de contrainte croît avec l'augmentation de la pression de confinement pour les deux rapports de surconsolidation ($OCR=1$ et 2) et la gamme de la teneur en fines ($F_c =0\%$ et 40%) et la densité relative initiale considérée ($Dr=52\%$). Les échantillons de mélange sable-limon ($F_c=0\%$ et 40%) avec une pression de confinement de $P'_c=300$ kPa indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) (75% et 65%) et (72% et 74%) pour les rapports de surconsolidation $OCR= 1$ et 2 respectivement par-rapport aux échantillons des mélanges soumis à $P'_c=100$ kPa comme illustre les Figures (5.24a, 5.25a, 5.26a et 5.27a). Cette augmentation peut être attribuée au rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la phase de dilatance des mélanges sable-limon conduisant à une structure d'échantillon plus stable. Les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les travaux de (Tatsuoka 1986, Gupta, 2009).

L'influence de la pression de confinement sur la variation de la pression interstitielle est présentée sur les Figures (5.24b, 5.25b, 5.26b et 5.27b). On remarque que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de la pression de confinement ne confirmant pas le rôle de ce paramètre. Cependant, pour démontrer le rôle de la pression de confinement initiale sur la variation de la pression interstitielle, elle doit être comparé avec l'augmentation

de la pression interstitielle par-rapport à la pression de confinement initiale ($P'_c - \Delta u_{\max}$) puisque le phénomène de la liquéfaction peut être visualiser dans le cas ou ($\Delta u_{\max} = P'_c$), donc le risque de ce phénomène se réduit pour les valeurs de différence ($P'_c - \Delta u_{\max}$) plus élevées. Les échantillons du sable propre ($F_c = 0\%$) avec un ($OCR = 1$) présentent une augmentation de la différence ($P'_c - \Delta u_{\max}$) avec l'augmentation de la pression de confinement initiale (32 kPa pour $P'_c = 100$ kPa, 61 kPa pour $P'_c = 200$ kPa et 92 kPa pour $P'_c = 300$ kPa). Cela signifie que la pression de confinement initial est paramètre pertinent qui amplifie le caractère dilatant des mélanges sable-limon.

Le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) montre clairement le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent l'augmentation du déviateur de contrainte (Figure 5.24c, 5.25c, 5.26c et 5.27c).

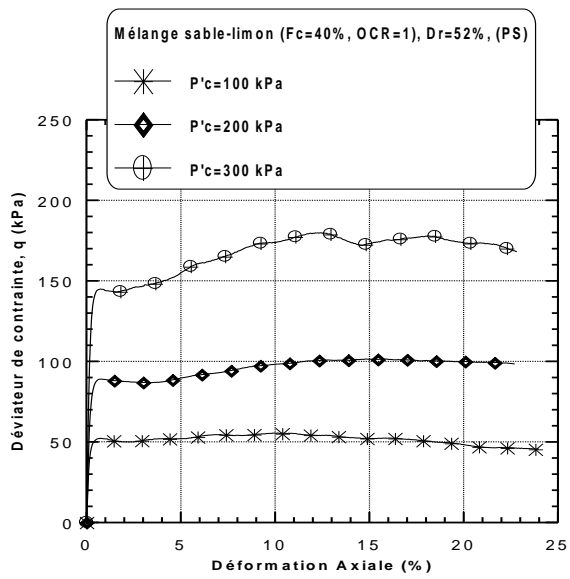




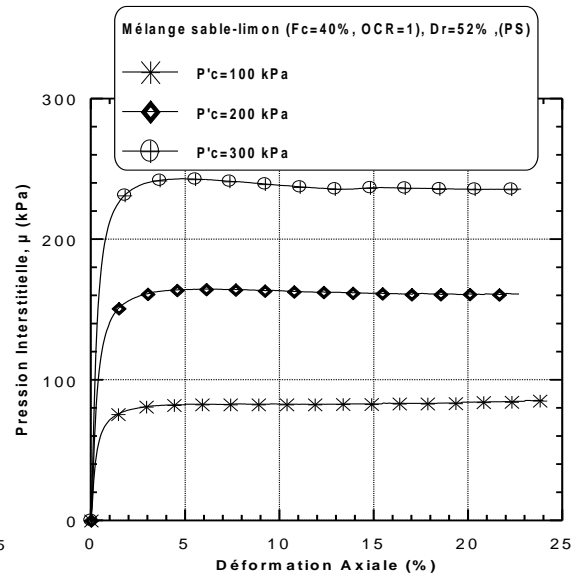
(c)

Figure 5.24: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
($F_c=0\%$, $OCR=1$, $Dr=52\%$, PS)

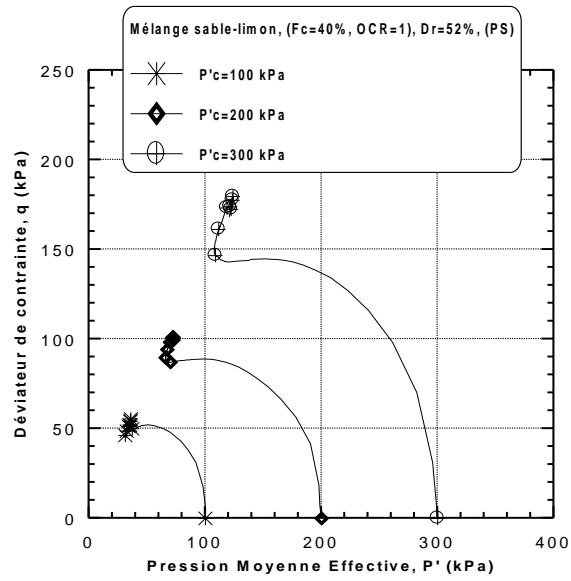
- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte



(a)



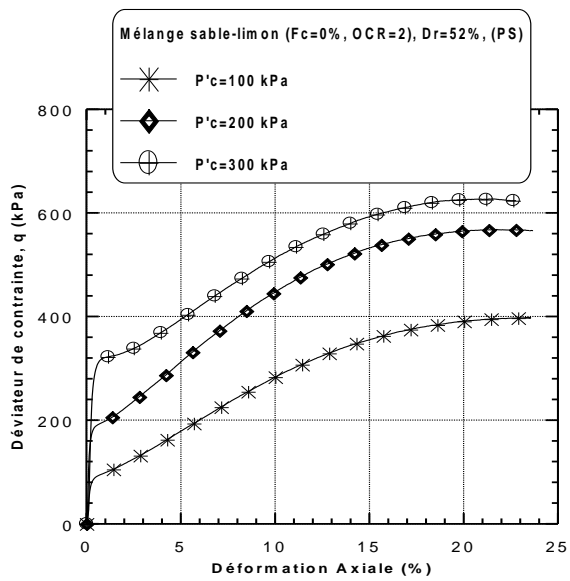
(b)



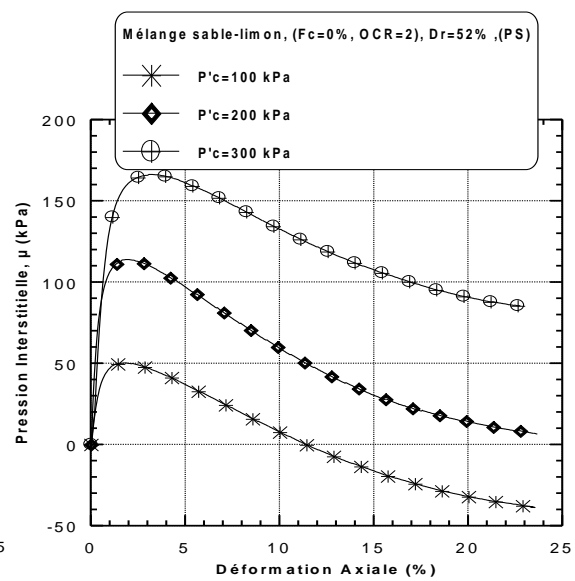
(c)

Figure 5.25 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
($F_c=40\%$, $OCR=1$, $D_r=52\%$, PS)

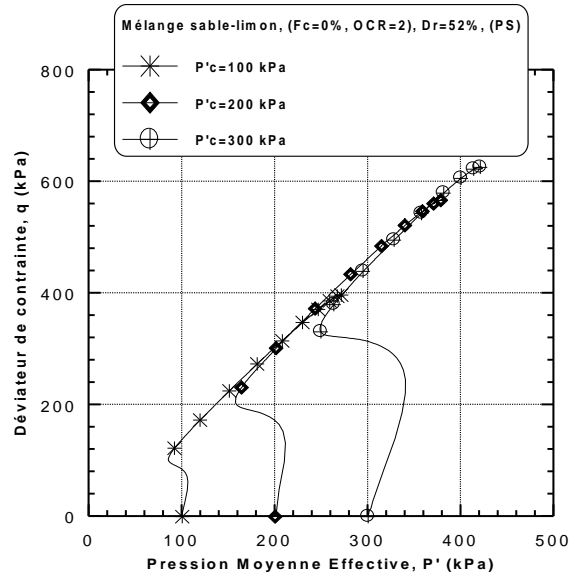
- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte



(a)



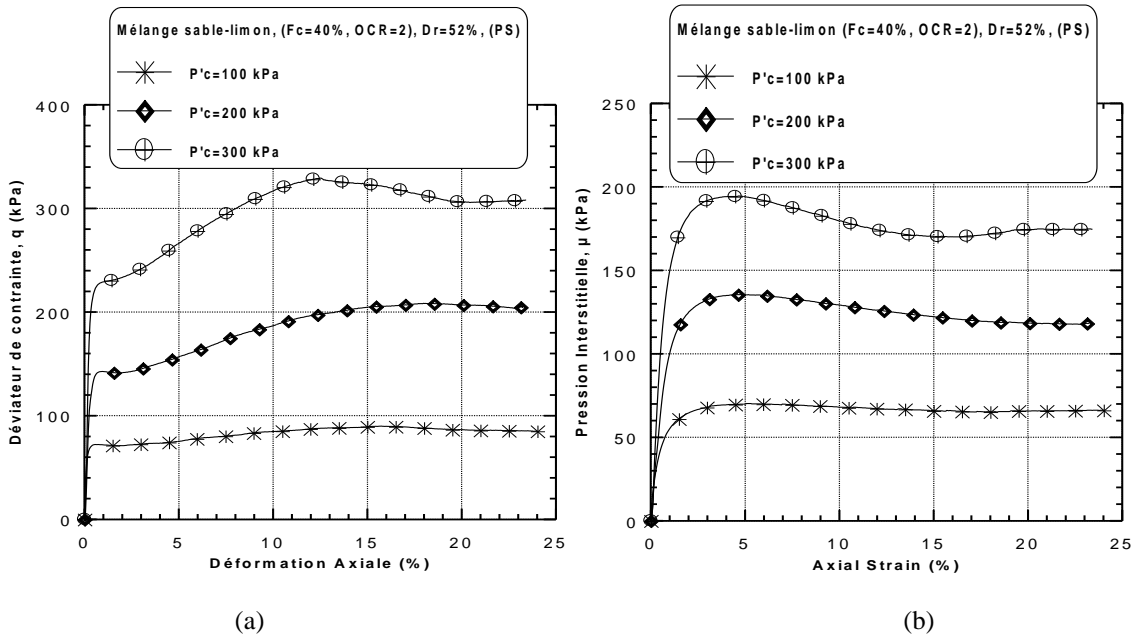
(b)



(c)

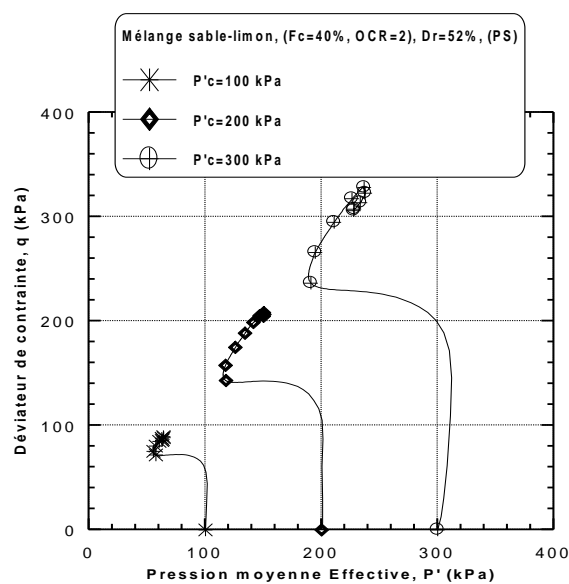
Figure 5.26: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (Fc=0%, OCR=2, Dr=52%, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte



(a)

(b)



(c)

Figure 5.27: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef (Fc=40%, OCR=2, Dr=52%, PS)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

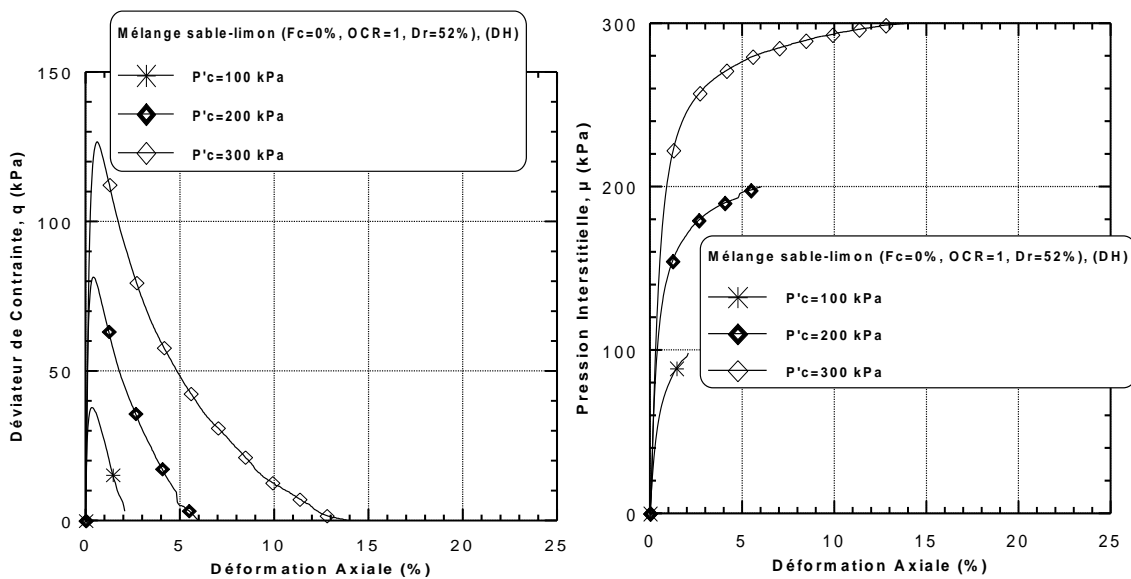
5.4.1.2. Echantillons préparés par damage humide

Figures 5.28, 5.29, 5.30 et 5.31 montrent la réponse mécanique non drainée des mélanges sable-limon (0 % et 40 %) en considérant l'effet de la pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les échantillons normalement consolidés (OCR=1) et surconsolidés (OCR=2) ont été reconstitués avec la méthode de damage humide à une densité relative initiale ($Dr = 52\%$). On note que la résistance à la liquéfaction (résistance au cisaillement non drainée) tend à augmenter avec l'augmentation de la pression de confinement initiale pour les deux rapports de surconsolidation et les teneurs en fines considérées à la densité relative initiale à l'étude ($Dr=52\%$). Les échantillons du sable propre (Fc=0%) avec une pression de confinement de $P'_c=300$ kPa indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement d'instabilité q_{ins} (la résistance de premier pic) (75% et 72%) pour les rapports de surconsolidation OCR= 1 et 2 respectivement, par-rapport aux échantillons de sable propre soumis $P'_c=100$ kPa comme est illustré dans les graphes du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale (Figures. 5.28a, 5.29a, 5.30a et 5.31a).

Les figures (5.28b, 5.29b, 5.30b et 5.31b) montrent l'influence de la pression de confinement initiale sur la variation de la pression interstitielle. On remarque que la pression

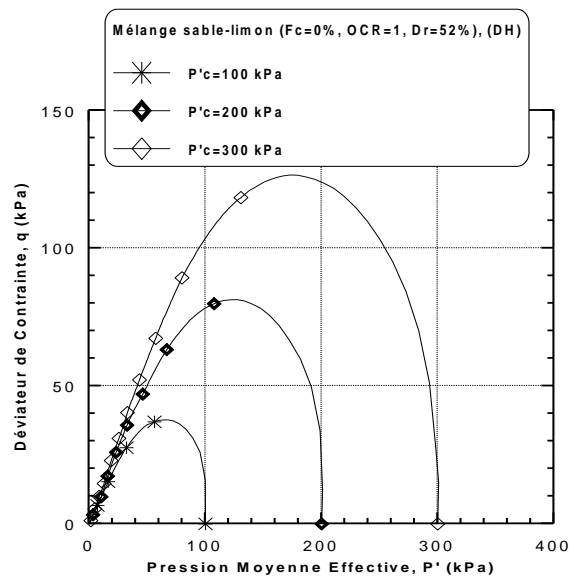
interstitielle augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. En outre, la différence ($P'_c - \Delta u_{\max}$) augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale.

Le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) montre clairement le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et la contrainte maximale (Figures 5.28c, 5.29c, 5.30c et 5.31c). Cependant, les résultats obtenus montrent des cas de liquéfaction statique complète (le déviateur de contrainte égale 0 et la pression interstitielle devient égale à la pression de confinement initiale) pour tous les échantillons du sable propre sauf l'échantillon avec $OCR = 2$ et $P'_c = 300$ kPa et le mélange sable-limon avec $F_c=40\%$ et soumis à un $OCR=1$ et $P'_c=100$ kPa.



(a)

(b)



(c)

Figure 5.28: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
($F_c=0\%$, $OCR=1$, $D_r=52\%$, DH)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

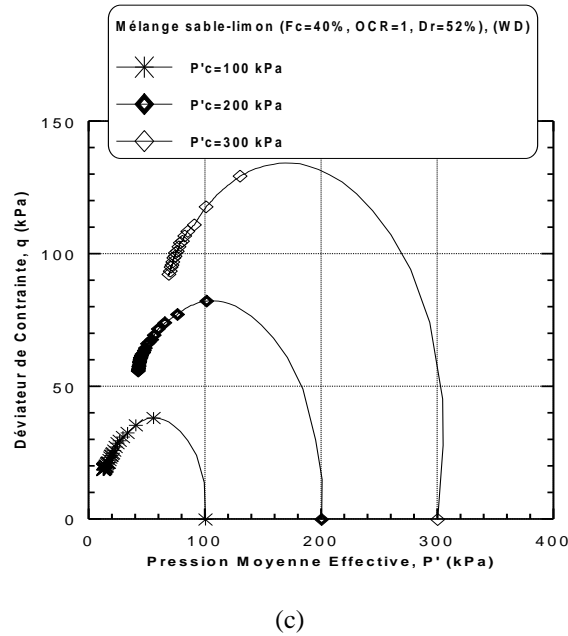
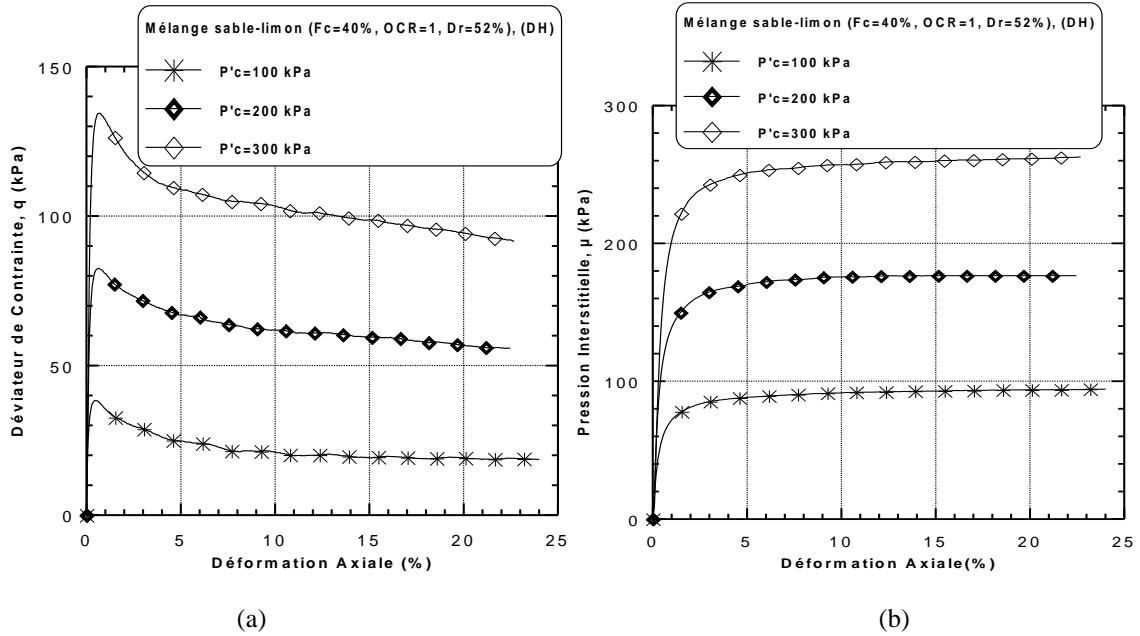


Figure 5.29 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef
($F_c=40\%$, $OCR=1$, $D_r=52\%$, DH)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

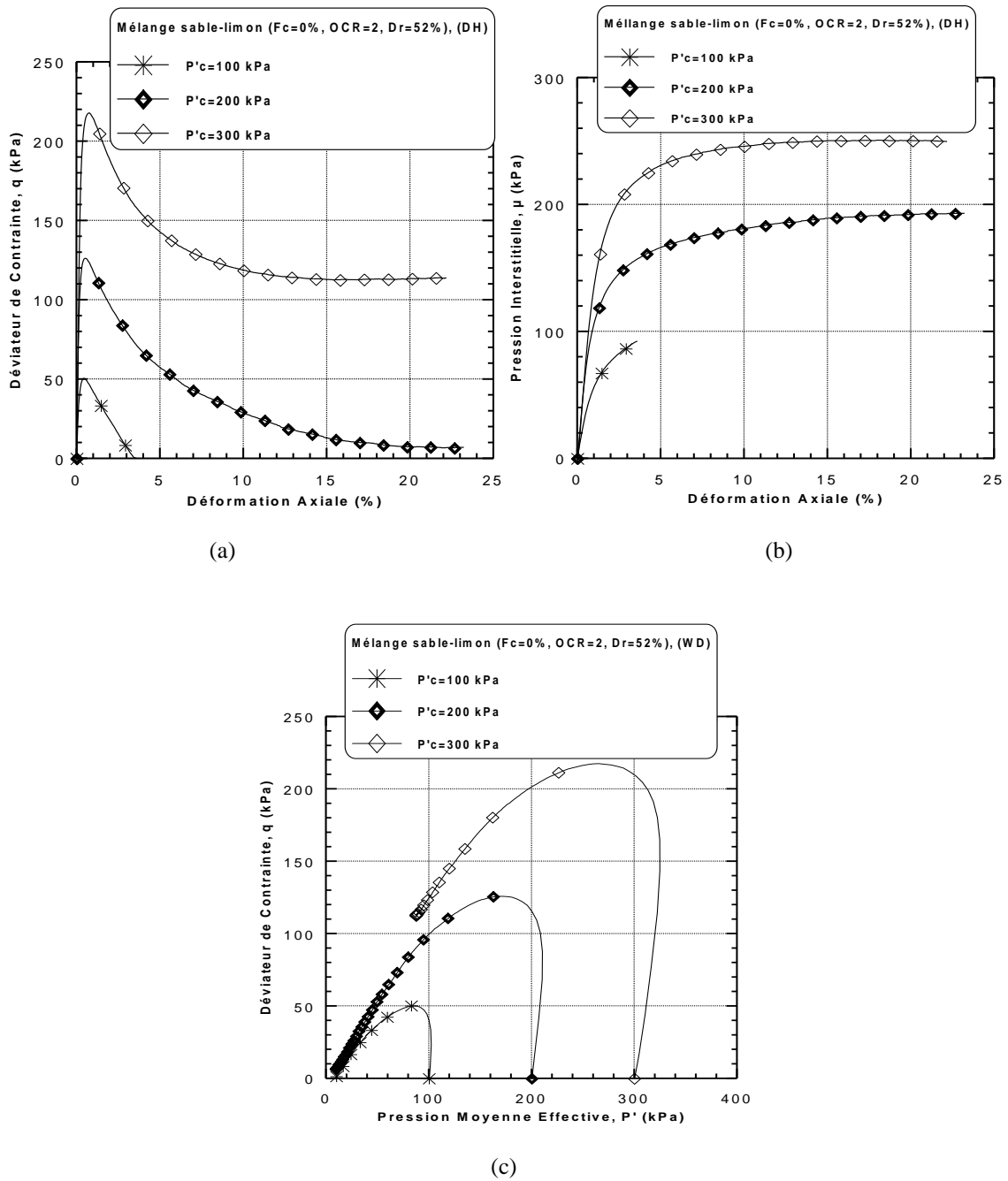


Figure 5.30: Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c=0\%$, $OCR=2$, $Dr=52\%$, DH)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

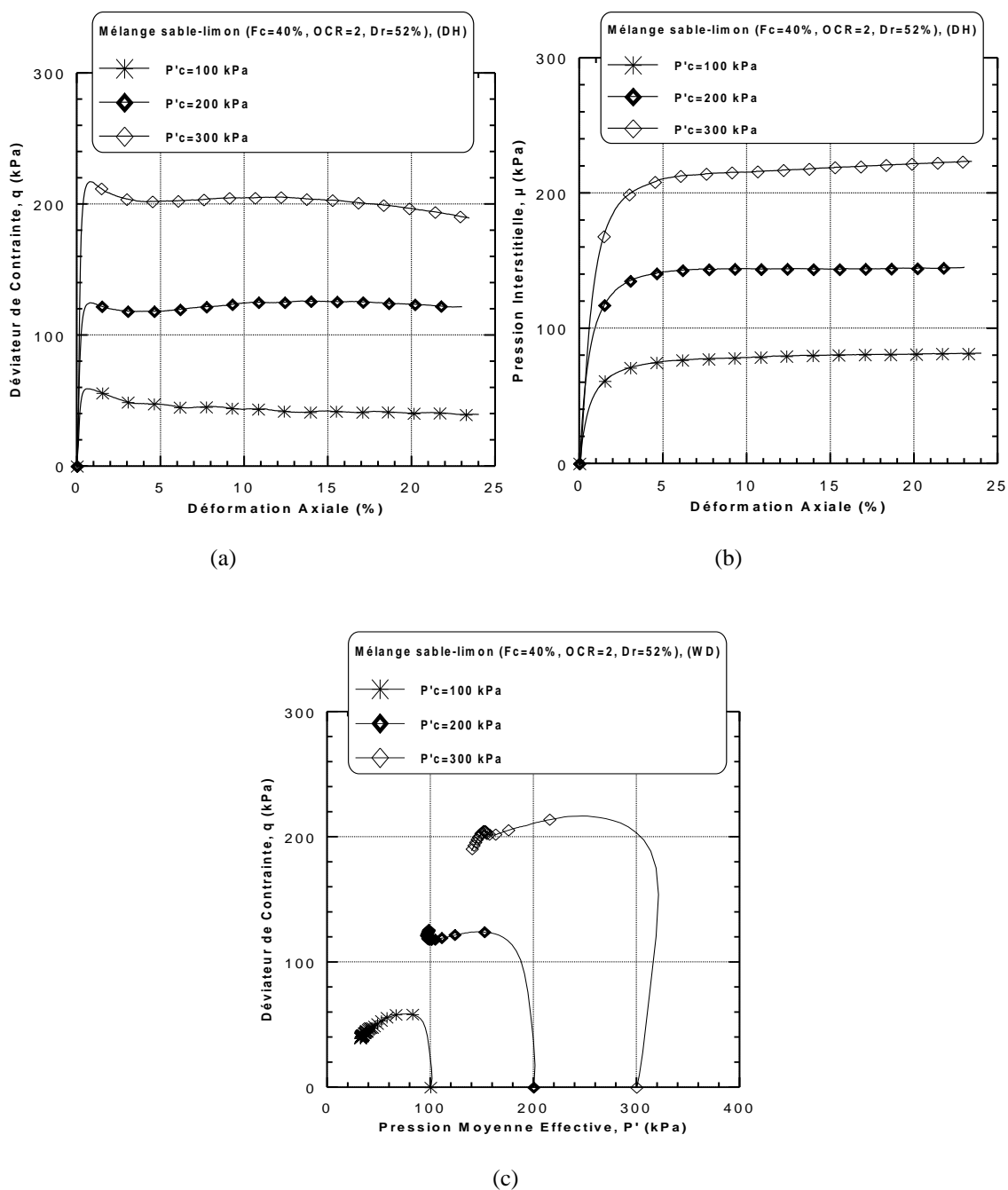


Figure 5.31 : Réponse non drainée monotone du mélange sable-limon de Chlef

($F_c=0\%$, $OCR=1$, $D_r=52\%$, DH)

- (a) - Evolution du déviateur de contrainte
- (b) - Evolution de la pression interstitielle
- (c) - Chemin de contrainte

5.4.2. Effet de la pression de confinement initiale sur la résistance au cisaillement d'instabilité

Figure 5.32 présente la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) en fonction de l'angle de frottement d'instabilité (φ'_{ins}) pour différents teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 20% et 40%) soumis à trois pressions de confinement ($P'_c = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les

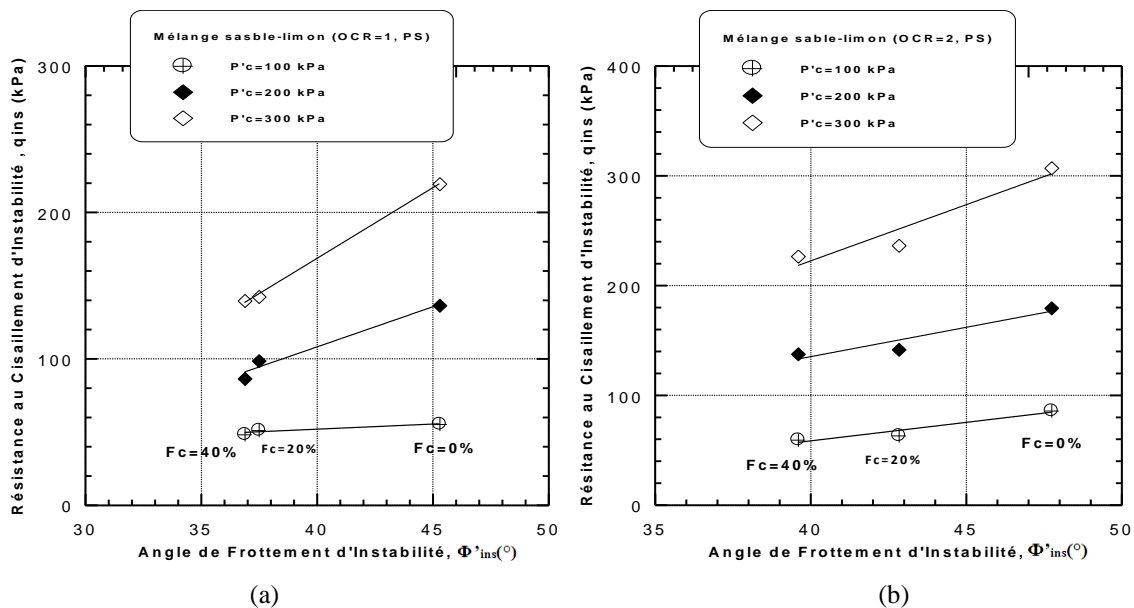
mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés ont été reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec et damage humide. D’après la Figure 5.32, on constate que la résistance au cisaillement d’instabilité (q_{ins}) augmente avec l’augmentation de l’angle de frottement d’instabilité (ϕ'_{ins}) pour la gamme de pression de confinement initiale à l’étude. Cependant, la variation de la résistance au cisaillement d’instabilité (q_{ins}) augmente avec l’augmentation de la pression de confinement initiale pour les deux méthodes de reconstitution, les deux rapports de surconsolidation et les teneurs en fines considérées. En outre, la pente d’instabilité pour les échantillons reconstitués par la pluviation à sec (variation de la résistance au cisaillement d’instabilité avec l’angle de frottement à l’instabilité) est très prononcée par rapport aux valeurs de la pente d’instabilité pour les échantillons reconstitués par le damage humide. La relation suivante est proposée pour exprimer la résistance au cisaillement d’instabilité (q_{ins}) en fonction de l’angle de frottement d’instabilité, (ϕ'_{ins}) :

$$q_{ins} = C*(\phi'_{ins}) + A \quad (5.11)$$

Le tableau 5.4 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l’étude.

Tableau 5.4: Les coefficients A, C et R^2 pour l’équation (5.11).

Méthodes	PS						DH					
	1			2			1			2		
P'c (kPa)	100	200	300	100	200	300	100	200	300	100	200	300
A	24,01	-110,8	-216,8	-76,24	-78,36	-186,7	20,88	55,18	92,37	-3,15	-10,18	95,39
C	0,70	5,74	9,64	3,37	5,34	10,23	0,42	0,73	1,06	1,51	3,66	3,12
R ²	0,88	0,97	0,99	0,93	0,90	0,92	0,83	0,77	0,89	0,52	0,88	0,93



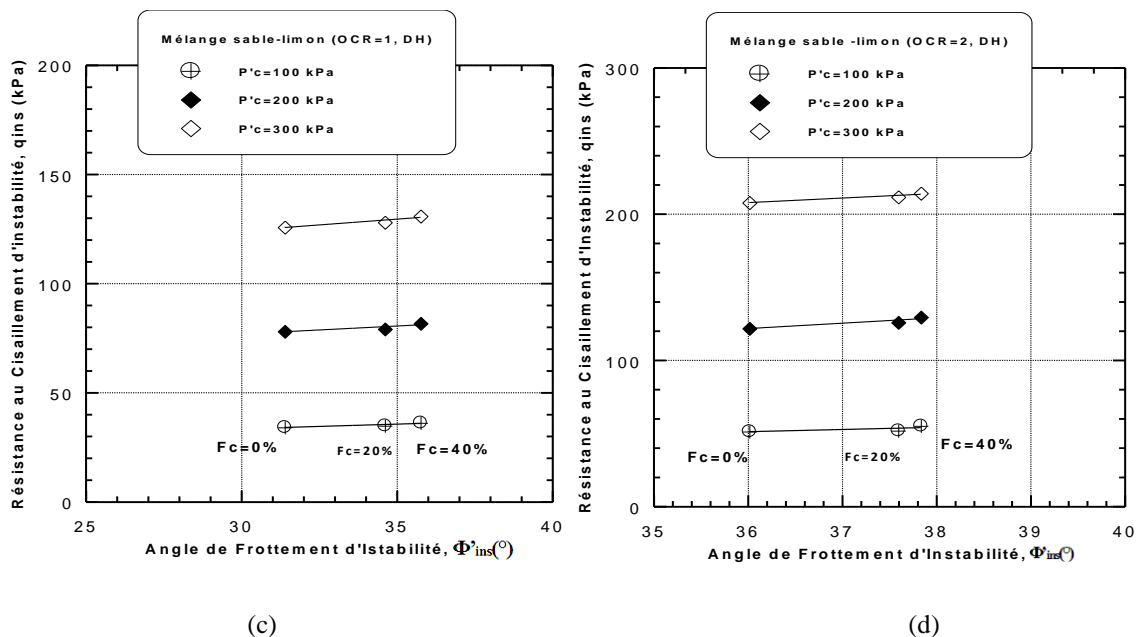


Figure 5.32 : Résistance au cisaillement d'instabilité en fonction de l'angle de frottement d'instabilité (Dr = 52%)
 (a) - OCR=1, PS
 (b)- OCR=2, PS
 (c) - OCR=1, DH
 (d) - OCR=2, DH

5.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté une étude détaillée concernant l'influence de divers paramètres sur le comportement mécanique non drainé des sols normalement consolidés et surconsolidés. Cette étude nous a permis d'analyser les effets de la fraction des fines peu plastiques ($F_c = 0\% - 40\%$), la densité relative initiale ($Dr = 18\%, 52\%$ et 88%) et la pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les échantillons ont été reconstitués avec technique de reconstitution (pluviation à sec et damage humide).

Les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés montrent que la teneur en fines, la densité relative initiale et la pression de confinement initiale ont des effets très remarquables sur la résistance à la liquéfaction des sols normalement consolidés et surconsolidés.

En effet la résistance au cisaillement en condition non drainée diminue avec l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques pour les échantillons reconstitués par la technique de la pluviation à sec pour la gamme du rapport de surconsolidation à l'étude. Cependant, les échantillons normalement consolidés et surconsolidés reconstitués par le damage humide présentent une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée avec l'augmentation de la fraction des fines pour la même gamme du rapport de surconsolidation.

Ceci résulte du rôle de la fraction des fines peu plastiques qui augmente le caractère contractant et dilatant d'échantillons des mélanges sable-limon reconstitués par la pluviation à sec et le damage humide, respectivement. La tendance observée a été expliquée par Lade et Yamamuro., 1997 et Belkhatir et al., 2012 par le fait que la fraction des fines peu plastiques induit une structure du sol plus ou moins compressible et par conséquent diminue ou augmente la résistance au cisaillement d'échantillons reconstitués par la pluviation à sec et le damage humide respectivement.

Les résultats des essais confirment l'existence des relations entre 1) l'indice des vides équivalent (e^*) et la pression moyenne effective des matériaux testés (relation logarithmique) et 2) le paramètre d'état équivalent (ψ^*) et la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique (relation exponentielle) pour différents teneurs en fines peu plastiques ($0\% \leq F_c \leq 40\%$) et les deux techniques de préparation d'échantillons (PS et DH).

L'augmentation de la densité relative initiale induit une amplification de la dilatance et par conséquent une augmentation de la résistance au cisaillement. Ceci confirme les résultats de Polito et Martin., 2001, Arab et Shahrour., 2010 et Belkhatir et al., 2014.

L'indice des vides après consolidation diminue de manière linéaire avec l'augmentation de la densité relative ($18\% \leq D_r \leq 88\%$) et le rapport de surconsolidation ($1 \leq OCR \leq 8$), pour les deux techniques de préparation d'échantillons (PS et DH) considérées. La tendance de l'indice des vides observée résulte de l'enchevêtrement des particules qui est attribué aux effets combinés de la densité relative et le rapport de surconsolidation conduisant à une structure plus stable pour les échantillons préparés par la technique de la pluviation à sec. Cependant, les échantillons de sable reconstitués par damage humide sont caractérisés par des indices des vides après consolidation plus élevés induisant des structures de sol instable.

L'augmentation de la pression de confinement initiale induit une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon et le sol devient plus dilatant et plus résistant à la liquéfaction pour la gamme du rapport de surconsolidation à l'étude. Les résultats trouvés confirment ceux obtenus par Tatsuoka et al., 1986, Gupta., 2009.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif principal de cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude l'influence de la structure initiale (les méthodes de déposition d'échantillons) sur le comportement mécanique non drainé monotone (résistance à la liquéfaction statique) des mélanges sable-limon de Oued Chlef normalement consolidés ($OCR = 1$) et surconsolidés ($OCR > 1$). Cette étude nous a permis aussi d'analyser les effets de quelques paramètres tels que la fraction des fines peu plastiques, la densité relative initiale et la pression de confinement initiale sur la réponse non drainée des sols surconsolidés.

Les résultats des essais triaxiaux monotones en conditions non drainées montrent que le rapport de surconsolidation, la structure initiale, la teneur en fines peu plastiques, la densité relative initiale et la pression de confinement initiale ont des effets très remarquables sur la résistance à la liquéfaction des sols en termes de résistance au cisaillement maximale, pression interstitielle maximale, résistance résiduelle et l'instabilité des échantillons testés.

La résistance au cisaillement des mélanges sable-limon augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour les deux techniques de préparation (pluviation à sec et damage humide). L'impact de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée est plus importante pour les échantillons reconstitués par la pluviation à sec en comparaison avec les échantillons déposés par le damage humide. Cette augmentation résulte du rôle de la surconsolidation à augmenter l'enchevêtrement des particules en raison de la localisation des particules fines de limon entre les particules du sable et l'amplification de la phase de dilatance conduisant à des structures d'échantillons plus stables.

Les résultats des essais ont montré une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement en condition non-drainée des échantillons surconsolidés et celle des échantillons normalement consolidés pour les deux méthodes de préparation utilisées (PS et DH).

Les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par la méthode de damage humide pour tous les paramètres testés. La méthode de pluviation à sec présente un comportement plus dilatant ou un caractère de sol stable, tandis que la méthode de damage humide donne un comportement plus contractant ou un comportement instable. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au

cours de la phase du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêcher l'adhérence entre les grains.

Des cas de liquéfaction statique complète apparaissent pour les échantillons reconstitués par damage humide (DH) soumis à des rapports de surconsolidation faibles, et que le sol devient plus dilatant et plus résistant à la liquéfaction avec l'augmentation du rapport de surconsolidation, pression de confinement et densité relative.

Les techniques de déposition des échantillons du sable-limon ont des effets remarquables pour les faibles teneurs en fines ($F_c = 0\%$ et 20%) lorsqu'ils sont comparés aux teneurs en fines élevées ($F_c = 40\%$).

Les résultats des essais ont montré de très bonnes corrélations entre les deux méthodes de préparation (PS et DH) en termes de résistance au cisaillement maximale, pression interstitielle maximale, angle de frottement d'instabilité, résistance résiduelle et indice des vides après consolidation.

La résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour les échantillons préparés par la technique de pluviation à sec pour tous les paramètres utilisés. Cependant, les échantillons normalement consolidés et surconsolidés déposés par le damage humide présentent une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée avec l'augmentation de la fraction des fines pour la même gamme du rapport de surconsolidation. Ceci résulte du rôle de la fraction des fines peu plastique qui augmente le caractère contractant et dilatant d'échantillons du mélange sable limoneux reconstitués par la pluviation à sec et le damage humide, respectivement.

Les résultats obtenus confirment l'existence de relations entre l'indice des vides équivalent (e^*) et la pression moyenne effective des matériaux testés (relation logarithmique) d'une part et entre le paramètre d'état équivalent (ψ^*) et la résistance au cisaillement normalisée à l'état critique (relation exponentielle) d'autre part pour la gamme des teneurs en fines ($0\% \leq F_c \leq 40\%$) et les deux méthodes de préparation d'échantillons (PS et DH).

L'augmentation de la densité relative initiale induit une amplification de la dilatance et par conséquent une augmentation de la résistance au cisaillement.

L'indice des vides après consolidation diminue de manière linéaire avec l'augmentation de la densité relative et le rapport de surconsolidation pour les deux techniques de préparation

d'échantillons (PS et DH) considérées. Cette tendance résulte de l'enchevêtrement des particules qui est attribué aux effets combinés de la densité relative et le rapport de surconsolidation conduisant à une structure plus stable pour les échantillons préparés par la technique de pluviation à sec. Cependant, les échantillons du sable déposés par le damage humide sont caractérisés par des indices des vides plus élevés induisant des structures de sols instables.

Les résultats des essais non drainé ont montré que la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale la pour tous paramètres à l'étude.

Le travail réalisé met en évidence quelques aspects manquant du concept de la surconsolidation. Cependant, quelques perspectives peuvent être proposées afin de mieux valider certaines observations, notamment :

1. Etude des effets de la surconsolidation et la structure initiale sur le comportement mécanique non drainé réalisé à partir d'un état de contrainte anisotrope (vrai triaxial).
2. Etude du comportement mécanique cyclique non drainé des mélanges sable-limon normalement consolidés et surconsolidés considérant les paramètres à l'étude.
3. Etude des effets de la surconsolidation et structure initiale sur la résistance au cisaillement non drainée en utilisant l'approche de différent d'indices des vides (indice des vides global, indice des vides intergranulaire et indice des vides équivalent)
4. Les données expérimentales sont suffisantes pour tenter de donner une modélisation des effets de la surconsolidation. Cette recherche offre de nouveaux paramètres qui peuvent être intégrés dans les modèles existants.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE:

Arab, A. (2009) " Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux". Comptes Rendus Mecanique. 337 (8) : 621- 631.

Arab A, 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.

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, PP 47-64

Al Issa, M. (1973) "Recherche de lois contraintes déformations des milieux pulvérulents" Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

Amini F, & Sama K.M, (1999) "Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions", Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, pp. 445-455.

Amini F, & Qi G.Z, (2000) "liquefaction testing of stratified silty sands", Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 126 (3), pp. 208-217.

ASTM D 4253: "Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table". Annual Book of ASTM Standards. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2002.

ASTM D 4254: "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density". Annual Book of ASTM Standards. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2002.

Been, K., and Jefferies, M. G. (1985). "A state parameter for sands." Géotechnique, 35(2), 11 99-112.

Belkhatir M, Arab A, Della N, Missoum H, Schanz T (2010) "Influence of inter-granular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils". CR Mécanique 338:290–303

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 (2011) 13:599–609

Belkhatir M, Schanz T, Arab A, (2012) "Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures", Environmental Earth Sciences ISSN 1866-6280.

Belkhatir M, Schanz T, Arab A, Della N, (2014) "Experimental study on the pore water pressure generation characteristics of saturated silty sands" Arab J Sci Eng 39:6055–6067

Benahmed N, Canou J, Dupla J.C, (2004) " Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable ", Comptes Rendus Mécanique 332, p. 887-894.

Benahmed, N., Nguyen, T-K., Hicher, P-Y., and Nicolas, M.,(2014): "An experimental investigation into the effects of low plastic fines content on the behaviour of sand/silt mixtures." European Journal of Environmental and Civil Engineering, DOI: 10.1080/19648189.2014.939304

Biarez J, et Hicher P.Y, (1994) "Elementary mechanics of soil behavior, saturated remolded soils." A.A.Balkema, Rotterdam.

Bouferra, R., 2000, "Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols," PhD thesis, Université des sciences et techniques, USTL, Lille, France.

Canou J, El Hachem M, Kattan A, (1989) "Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche", In 25ème colloque du groupe français de rhéologie, pages 159–170, Institut de mécanique de Grenoble

Carraro J.A.H, Prezzi M, (2008) "A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines". Geotechnical Testing Journal, ASTM, 31(1), 1-11.

Casagrande A, (1936) "Caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers.pp. 257-276.

Casagrande A, (1975) "Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review", Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Series N° 88.

Castro G, (1969) "Liquefaction of Sands". Doctoral thesis, Harvard Soil Mechanics Serie n°81.Harvard Univerity Cambridge Massachussetts.

Chaney R.C, (1978) "Saturation effects on the cyclic strength of sands", Earthquake Engineering and Soil dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.

Chang N.Y, Yeh S.T, & Kaufman L.P, (1982) " Liquefaction potential of clean and silty sands", Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.

Chu, J. and Leong, W.K. (2002). "Effect of fines on instability behaviour of loose sand". *Geotechnique* 52 (10): 751–755.

Dash H. K, and Sitharam, T. G, (2011) "Undrained Monotonic Response of Sand-Silt Mixtures: Effect of Nonplastic Fines," *Geomech. Geoeng.*, Vol. 6, No. 1, pp. 47–58.

Della N, Missoum, H, Arab A, and Belkhatir, M, (2010) "Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on the mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil,". *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 54, No. 2, pp. 107–116.

Della N, Arab A, and Belkhatir M, (2011a) "Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shearing response of medium dense sand," *Journal of Iberian Geology*, Vol. 37, No. 1, pp. 37-44.

Della A, Arab A, and Belkhatir M, (2011b) "Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of loose granular soil under static loading," *Acta Mech. Sin.* Vol. 27, No. 5, pp. 796–802.

Della N, Belkhatir M, Arab A, Canou J, and Dupla J.C, (2014a) "Effect of fabric method on instability behavior of granular material". *Acta Mech* 225, 2043-2057.

Della N, Belkhatir, M, Arab, A, Canou, J, and Dupla, J.C, (2014b) "Undrained Monotonic Response and Instability of medium dense sandy soil". *Marine Georesources and geotechnology*. 33 (6): 141217134114005.

Desrues J, Mokni m, et Mazerolle, F, (1991) "Tomodensitométrie et la localisation sur les sables", 10e ECSMFE, Florence, pp.61-64.

Djafar Henni A, Arab A, Hamoudi S, Khelafi H, (2011) "Etude en laboratoire de l'effet du rapport de surconsolidation sur le comportement non drainé des sols" Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction.

Di Prisco C, Matiotti, R, et Nova, R (1995) "Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes". *Géotechnique*, 45(3):479–496,

Frost J. D, and Park J. Y, (2003) "A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique," *J. Geotech. Test.*, Vol. 26, No. 1, pp. 1–14.

- Gajo A, Piffer L, De Polo F, (1999) "The effects of preloading history on the undrained behaviour of saturated loose sand,". *Soils and Foundations*, 39(6) :43–54.
- Georgiannou, V.N., Burland, J.B., and Hight, D.W., (1990). "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension". *Geotechnique*, 40 (3), 431-449.
- Georgiannou V. N, Hight D. W, and Burland J. B, (1991) "Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading," *Geotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 383-93.
- Georgiannou, V.N. (2006). "The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes". *Géotechnique*, 56 (9), 639–649.
- Giroud P, & Cordary D, (1976) "Variation du coefficient de Skempton B", *Annales de I.T.B.T.P.* N°335.
- Gratchev I.B, Sassa K, Osipov V.I, Fukuka H. and Wang G, (2007) "Undrained cyclic behavior of bentonite-sand mixture and factors affecting it." *Geotechnical and Geological Engineering*. 25: 349-67.
- Gupta A.K, (2009) "Effect of particle size and confining pressure on breakage and strength parameters of rockfill materials," *EJGE*, Vol. 14.
- Habib P, & Luong M.P, (1978) "Sols pulvérulents sous chargement cyclique", *Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique*, école Polytechnique, Sept. 28-29, pp 49-79.
- Hanzawa H, Itoh Y, Suzuki K, (1979) "Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf". *Soils and Foundations*, *JSSMFE*, 19(4), 1-15.
- Hsiao, D-H., and Phan, VT-A., (2016): "Evaluation of static and dynamic properties of sand– fines mixtures through the state and equivalent state parameters" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 84(2016)134–144.
- Huang, Y., T., Huang, A., B., Kuo, Y., C., & Tsai, M., D., 2004, "A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, pp. 733–743.
- Ishihara K, Tatsuoka F, & Yasuda S, (1975) " Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses", *Soils and Foundations*, Vol. 18, N°1, pp. 57-72

Ishihara K, Sodekawa M, & Tanaka Y, (1978) " Effects of surconsolidation 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 the liquefaction characteristics of sands", Soils and Foundations, Tokyo, Japon, PP.59-68.

Ishihara K, Troncoso J, Kawase Y, et Takahashi Y, (1980) "Cyclic strength characteristics of tailings materials". Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 20(4), pp. 127-142.

Ishihara K, (1993) " Liquefaction and flow failure during earthquakes», The 33rd Rankine lecture, Geotechnique, 43(3), pp. 351-415.

Khin S.T, Young S.K, In-Shik S, and Das-Man K, (2007) "Shear behaviour of overconsolidated Nakdong River sandy silt" KSCE Journal of Civil Engineering .Vol 11 N°5 pp 233-244.

Khin S.T, Seung R.L, Young S.K (2009) "Comparison between shear behaviour of overconsolidated Nakdong River Sandy silt and silty sand". Marine Georesources and Geotechnology 27:3,217-229.

Kolbuszewski J. J (1948a) "General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sands. In Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechanics & Foundation Engineering, Volume VII, pages 47–49.

Kolbuszewski J.J, (1948b) «An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands», Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechanics and foundation Engineering, Vol. I, pp. 158-165.

Koseki, J, Ohta A, (2001) "Effects of different consolidation conditions on liquefaction resistance and small strain quasi-elastic deformation properties of sands containing fines". Soils and Foundations, 41(6) :53–62,

Kramer S.L, (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering". Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

Kuerbis R, et Vaid Y. P, (1988) "Sand sample preparation - the slurry deposition method". Soils and Foundations, 28(4):107–118.

- Ladd R. S, (1974) "Specimen preparation and liquefaction of sands". Journal of Geotechnical Engineering, 100(GT10):180–1184, 1974.
- Ladd R.S, (1978) "Preparing test specimen using under compaction", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.
- Lade P.V, & Duncan J.M, (1973) "Cubical triaxial tests on cohesionless soil" Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, vol. 99, N° SM, pp.793-812.
- Lade, P.V. (1992). "Static instability and liquefaction of loose sandy slopes". Journal of Geotechnical Engineering. 118(1): 51-71.
- Lade P. V, & Yamamuro J. A, (1997) "Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands. Canadian Geotechnical Journal, 34, 918 - 928.
- Lanier I, Di Prisco C, et Nova R, (1991) "Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun", Revue Française de Géotechnique, N°57, pp.59-74.
- Lee K.L, (1965) "Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions", PhD, University of California, Berkeley, California, 521p.
- Lee K.L, & Seed H.B, (1968) "Dynamic strength of anisotropically consolidated sand", Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, vol. 93, N° SM5, pp. 117-147.
- Luong M.P, (1978) "Etat caractéristique du sol", C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.
- Luong M.P, (1980) "Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents", revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.
- Lupini J.F, Skinner A.E, & Vaughan P.R, (1981) "The drained residual strength of cohesive soils", Geotechnique, Vol. 31, N°2, pp. 181-213.
- Marachi N.D, Chan, C.K, Seed, H.B, (1972) "Evaluation of properties of rockfill materials," Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98 No. 1, pp. 95-114.
- Martin G.R, Finn W.D.L, & Seed H.D, (1978) "Effects of system compliance on liquefaction tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4,
- Monkul M. M, and Ozden G, (2007) "Compressional behavior of clayey sand and transition fines content". Engineering Geology, 89(3-4), 195-205.

Mulilis J.P, Seed H.B, Clarence K.C, Mitchell J.K, & Arulanadan K, (1977) "Effects of sample preparation on sand liquefaction ", J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.

Mulilis J.P, Townsend F.C, & Horz R.C, (1978) "triaxial testing techniques and sand liquefaction", ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.

Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R., and Hight, D.W., (2004). "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils". *Geotechnique*, 54 (9), 561--569.

Oda, M, and Iwashita, K, (1999) "Mechanics of granular materials". an introduction, Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Pecker A, (1984) " Dynamique des sols ", Presses des Pont et Chaussées, Paris.

Pitman T.D, & Roberston P.K, & Sego D.C, (1994) " Influence of fines on the collapse of loose sands", *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Vol. 321, 772-792.

Polito C.P, & Martin J.R, (2001) "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 127, N°5, pp. 408-415.

Puri V.K, (1984) "Liquefaction behaviour and dynamic properties of loessial soils", PhD Dissertation, University of Missouri-Rolla.

Puri V.K, (1990) "Liquefaction aspects of loessial soils", *Proc., 4th U. S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering Research Inst., El Cerito, California*, 3, 755-762.

Qadimi A, Mohammadi A. (2014): "Evaluation of state indices in predicting the cyclic and monotonic strength of sands with different fines contents". *Soil Dyn Earthq Eng*;66(2014):443–58.

Rahman, M. M. (2009): "Modelling the influence of fines on liquefaction behaviour". In: Department of Civil Engineering, University of New South Wales at Australian Defence Force Academy, PhD thesis, Canberra. <http://handle.unsw.edu.au/1959.4/43920>. Accessed 12 Sept 2011.

Rahman, M. M., and Lo, S. R. (2007a). "Equivalent granular void ratio and state parameters for loose clean sand with small amount of fines." 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Brisbane, Australia, 674-679.

Rahman, M. M., and Lo, S. R. (2007b). "On intergranular void ratio of loose sand with small amount of fines." 16th South East Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 255-260

Rahman, M. M., Lo, S. R., (2014). "Undrained behaviour of sand-fines mixtures and their state parameter" Journal of Geotechnical and Geo-environmental, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.19435606.0001115.

Rahman, M. M., Lo, S. R. & Gnanendran, C. T. (2008). " On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines". Canadian Geotechnical Journal 45, No. 10, 1439-1456.

Roscoe K.H, Schofield A.N, & Wroth C.P, (1958) "On the yielding of soils", Geotechnique, Vol.8, N°1, pp.22-53.

Saitta, A. (1994) " Modélisation elastoplastique du comportement mécanique des sols. Application a la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité" Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Schofield A.N, & Wroth C.P, (1968) "Critical state soil mechanics", McGraw-Hill, London

Seed, H.B, and Lee, K.L, (1967) "Undrained strength characteristics of cohesionless soils". Journal of Soil Mechanics and Foundations; Division, ASCE, Vol.93, N°.SM6, pp 333-360

Seed H.B, & Peacock W.H, (1971) "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE,vol.97(8), pp.1099-1119.

Seed H.B, Idriss I.M, & Lee K.L; (1975) "Dynamics analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 1971", Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, vol. 101, GT 9, PP.889-911.

Shen C.K, Vrymoed, J.L, Uyeno, C.K, (1977) "The effects of fines on liquefaction of sands". In: Proceedings of 9th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. 2, pp. 381–385

Sherif A.M, Ishibashi & Tsuchiya, (1977) " Saturation effects on initial soil liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.

Sidaner J.F, (1981) "Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents», Thèse de doctorat", Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris

Singh S, (1994) "Liquefaction characteristics of silts," Special Geotechnical Publication 44, ASCE,

Sze H.Y, ASCE A.M, ASCE F, Yang J, (2014) "Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation" J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2014.140:152-169.

Tatsuoka F, & Ishihara K, (1974) "Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction", Soils and Foundations, Vol. 14, N° 3, pp. 51-65.

Tatsuoka F, Toki S, Okamoto M, Yasuda S, & Tanizawa F, (1986a) "Some factors affecting undrained triaxial strength of sand ", Soils and foundations, 26, pp. 99-116.

Tatsuoka F, Miura S, Yoshimi Y, Yasuda S, & Makihara Y, (1986b) "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, Soils and foundations", 26, 117-128.

Thevanayagam S, (1998) " Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands", J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE, 124, N° 6, 479-491.

Thevanayagam, S., Fiorillo, M., and Laing, L., (2000). "Effect of nonplastic fines on undrained cyclic strength of silty sands". ASCE Geotechnical Special Publication, 91-99.

Thevanayagam S. & Martin G. R, (2002) "Liquefaction in Silty Soils – Screening and Remediation Issues. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1035 – 1042

Troncoso J.H, Verdugo R, (1985) " Silt content and dynamic behaviour of tailing sands". In: Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 1311–1314

Tsuchida H, (1970) "Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits ", Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Research Institute (Japan),

Vaid, Y.P., (1994). "Liquefaction of silty soils in ground failure under seismic conditions". Geotech. Spl. publ. No. 44, S. Prakash and P. Dakoulas (eds.), 1-16.

Vaid P.Y, & Sivathayalan S, (1995) "Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens», Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.1017-1020.

Vaid Y. P, Sivathayalan S, et Stedman D, (1999) " Influences of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand". Geotechnical Testing Journal, 22(3):187–195.

Wood, F.M, Yamamuro, J.A, Lade P.V, (2008) "Effect of depositional method on the undrained response of silty sand." Canadian Geotechnical Journal 45(11), 1525–1537.

Yamamuro J.A, & Covert K.M, (2001) "Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 127, N°4, pp. 314-324.

Yamamuro J.A, and Wood, F.M, (2004) "Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 751–760.

Yamamuro J.A, Wood F.M., and Lade P.V, (2008) "Effect of depositional method on the microstructure of silty sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, No. 11, pp. 1538–1555.

Yang S.L, Sandven R, Grande L, (2006) "Steady-state lines of sand- silt mixtures. *Can Geotech J* 43(11):1213–1219

Yang, S. L., Sandven, R., & Grande, L., (2006a): "Instability of sand-silt mixtures," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, pp. 183–190.

Yang Z. X, Li X. S, and Yang J, 2008 "Quantifying and modeling fabric anisotropy of granular soils," *Geotechnique*, Vol. 58, No. 4, pp. 237–248.

Yoshimine M, Ishihara K, (1998) " Flow potential of sand during liquefaction". *Soils and Foundations*, 38(3):189–198.

Zdravkovic L. et Jardine, R. J, (2000) "Undrained anisotropy of K₀-consolidated silt". *Canadian Geotechnical Journal*, 37:178–200.

Zlatovic et Ishihara (1995) "On the influence of nonplastic fines on residual strength", *proceedings of IS- TOKYO 95, first International Conference on earthquake geotechnical engineering –ed. K. Ishihara*), pp. 239-244, Rotterdam: A. A. Balkema.

Zlatovic, S., Ishihara, K.(1997): "Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric." *Soils and Foundations*, **37**(4), 47–56.