

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

OUICI Abdelbassit Abdessamed

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'INSTABILITE DES SOLS EN ZONES SISMIQUES

Soutenu le 23/04/2026, devant le jury composé de :

ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Président
MALIKI Mustapha	Professeur	UAB. Mostaganem	Examineur
DENINE Sidali	MCA	U. Tipaza	Examineur
BELKHATIR Mostefa	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
CHERIF TAIBA Abdellah	MCA	UHB Chlef	Co-Rapporteur

Dédicaces

*Ce modeste travail est une offrande à **mes parents** bien-aimés, sans lesquels je ne serais pas là, pour leur constance et leur soutien continu tout au long de ce chemin.*

À mes précieux frères et sœurs, dont le soutien indéfectible a été le secret de ma réussite académique.

À ma famille.

Remerciements

Je rends grâce d'abord à ALLAH, source de courage et de détermination, pour m'avoir permis de continuer mes études.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de recherche, le Monsieur Mostefa Belkhatir, professeur à l'Université de Chlef, dont les conseils avisés, la rigueur scientifique et le soutien constant ont été essentiels tout au long de ce travail. Sa disponibilité et ses remarques constructives ont grandement contribué à l'amélioration de cette thèse.

Je tiens également à exprimer toute ma gratitude envers le co-directeur de cette thèse, monsieur Abdellah Cherif Taiba, enseignant à l'Université de Chlef, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses conseils avisés, qui ont nourri ma réflexion.

Je désire exprimer toute ma gratitude envers monsieur Youcef Mahmoudi, enseignant à l'université de Chlef. Grâce à ses précieux conseils et recommandations éclairées, j'ai pu avancer avec succès.

Je remercie Monsieur Ahmed Arab, professeur à l'université de Chlef, d'avoir accepté de présider le jury d'examen. J'exprime également ma gratitude à Monsieur Mustapha Maliki (professeur, université de Mostaganem) et Monsieur Sidali Denine (maître de conférences, université de Tipaza), qui nous ont fait l'honneur d'accepter de participer à l'évaluation de ce travail.

J'exprime ma sincère gratitude au Professeur Torsten Wichtmann pour son chaleureux accueil et son précieux soutien lors de mes passages dans son laboratoire en 2019 et 2023. Je remercie également Messieurs Michael Skubisch et Werner Müller, techniciens du Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil de l'Université de Bochum en Allemagne, pour leur collaboration inestimable dans la mise en œuvre du programme expérimental de mon travail de recherche.

J'exprime ma gratitude à l'ensemble des professeurs et membres du personnel de la Faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef. Enfin, je remercie sincèrement toutes les personnes ayant contribué, de manière directe ou indirecte, à l'élaboration de ce projet, en particulier mes collègues de l'option "Structures et Géotechnique".

SOMMAIRE

Résumé.....	II
المخلص.....	III
Abstract.....	IV
NOTATIONS	V
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction.....	6
1.2 La liquéfaction des sols : définition et évolution historique.....	8
1.3 Comportement mécanique des sols Grenus	8
1.3.1 Concept de contractance et de dilatance	8
1.3.2 Etude du comportement des sols grenus sous sollicitations monotones.....	10
1.3.3 Etude du comportement des sols grenus sous sollicitations cycliques	13
1.4 Notions sur l'instabilité des sols :.....	14
1.4.1 -la ligne d'état critique (LEC)	14
1.4.2 -La ligne d'état stationnaire SSL :	15
1.4.3 La ligne d'instabilité IL :	16
1.4.4 La zone d'instabilité :.....	17
1.5 Facteurs influençant l'instabilité des sols :.....	18
1.5.1 Effet de la densité relative initiale.....	18
1.5.2 Effet de la pression de confinement.....	19
1.5.3 Influence des fines :	20
1.5.4 Effet de la teneur en gravier.....	25
1.5.5 Effet de l'indice de plasticité	27
1.5.6 Effet de Paramètre d'état équivalent ψ^* :	29
1.5.7 - Effet de la surconsolidation :.....	30
1.5.8 Effet de la granulométrie.....	31

1.5.9 Influence des méthodes de fabrication.....	33
1.5.10 Effet de l'état de contrainte initiale.....	37
1.5.11 Effet de pré-cisaillement	38
1.5.12 Effet de fluage.....	39
1.5.13 Effet de la saturation	40
1.6 Conclusion	42

CHAPITRE 2 : DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET MATERIAUX TESTES

2.1 Introduction.....	45
2.2 Les dispositifs expérimentaux utilisés :	45
2.2.1 Boîte de cisaillement direct.....	45
2.2.2 Essai triaxial :.....	47
2.2.2.1 Appareil triaxial utilisé pour le chargement monotone.....	47
2.2.2.2 Appareil triaxial cyclique.....	49
2.3 Procédure	50
2.4 Méthodes de Préparation d'échantillons.....	52
2.4.1 La pluviation à sec	52
2.4.2 Damage humide	53
2.5 Matériaux utilisés.....	54
2.6 Essais de répétabilité.....	59
2.7 Conclusion	61

CHAPITRE 3 : INFLUENCE CONBINEE DE LA TAILLE DES PARTICULES ET CONDITIONS DE DEPOT SUR LA RESISTANCE-DILATANCE D'UN SABLE DE RIVIERE

3.1 Introduction.....	64
3.2 Résultats des essais de cisaillement direct.....	66

3.2.1 Effet de la teneur en fines peu plastiques.....	66
3.2.2 Effet de la teneur en gravier.....	69
3.2.3 Contraintes de cisaillement maximales et résiduelles.....	72
3.2.4 Angles de frottement maximal et résiduel	74
3.2.5 Angle de dilatance maximal.....	76
3.2.6 Relation contrainte-dilatance	78
3.3 Conclusion	84

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT MECANIQUE ET INSTABILITE DES MELANGES SABLE-GRAVIER ET SABLE-LIMON SOUS CHARGEMENT MONOTONE

4.1 Introduction.....	88
4.2 Effet de la pression de confinement sur le comportement non drainé du sable.....	89
4.3 Influence du mode de reconstitution des échantillons	91
4.4 Effet de la fraction de fines peu plastiques (Fc) sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon.....	93
4.5 Influence de la fraction de gravier (Gc) sur le comportement mécanique non drainé.....	95
4.6 Analyse de l'instabilité du sable de Chlef	97
4.6.1 Les lignes d'Instabilité	97
4.6.2 Paramètres influençant l'angle d'instabilité (Φ_{ins}).....	99
4.6.2.1 Influence de la fraction de fines peu plastiques	99
4.6.2.2 Influence de la fraction de gravier sur l'angle d'instabilité	100
4.6.2.3 Effet de l'indice des vides (e) sur l'angle d'instabilité	101
4.6.2.4 Rôle du diamètre moyen des grains (D_{50}) et du coefficient d'uniformité (C_u) sur l'angle d'instabilité.....	102
4.6.2.5 L'influence de la surpression interstitielle d'eau ($\Delta\mu_{max}$) :	104
4.6.3 L'influence des fines et de gravier à la résistance au cisaillement d'instabilité	105

4.6.4 Influence des paramètres granulométriques sur la résistance au cisaillement d'instabilité :	106
4.7 Conclusion	108

CHAPITRE 5 : ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES MELANGES SABLE-GRAVIER ET SABLE-LIMON SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

5.1 Introduction.....	112
5.2 Effet de la Teneur en Fines peu plastiques (Fc) sur la Résistance Cyclique :.....	113
5.2.1 Sable propre	113
5.2.2 Mélange à 10 % de fines peu plastiques	115
5.2.3 Mélanges contenant 20% et 30 % de fines peu plastiques.....	116
5.3 Effet de la Teneur en Gravier (Gc) sur la Résistance Cyclique	119
5.3.1 Sable propre	119
5.3.2 Mélanges contenant 10 % de gravier	122
5.3.3 Mélanges contenant 20 % de gravier	126
5.3.4 Mélanges contenant 30 % de gravier	129
5.3.5 Le rapport de contrainte cyclique (RCC) et Le rapport de résistance cyclique (RRC)	133
5.4 Conclusion	135
CONCLUSION GENERALE.....	136
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	139

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2 : DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET MATERIAUX TESTES

Tableau2.1 les propriétés physiques des mélange sable de Chlef - limon57

Tableau2.2 les propriétés physiques des mélange sable de Chlef- gravier57

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT MECANIQUE ET INSTABILITE DES MELANGES SABLE-GRAVIER ET SABLE-LIMON SOUS CHARGEMENT MONOTONE

Tableau 4.1 : Les coefficients a, b et R^2 pour l'équation (4.4) 101

Tableau 4.2 : Les équations et leurs coefficients a, b et R^2 102

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 :

Figure 1.1. Des exemples de catastrophes causés par le séisme à l'échelle mondiale : a-Niigata (1964), b-Alaska (1964), c-Chlef (1980), d- Loma Prieta (1989), e-Kobe en 1995, f- Izmit, Turquie (1999), g-Taiwan (1999), h- Christchurch (2011).	7
Figure 1.2. Illustration de l'état critique (Roscoe et al. (1958))	9
Figure 1.3. Réponse mécanique des sables en condition	10
a-drainée, b- non drainée. (Krim, 2013)	10
Figure 1.4. Comportement typique en condition non drainée des sols sous chargement monotone (Kramer 1996)_(a) chemin de contrainte ; (b) contrainte-déformation ; (c) excès de pression interstitielle-déformation.	12
Figure 1.5. Réponse typique des différentes formes de liquéfaction obtenues sous chargement statique et cyclique en condition non drainée	13
Figure 1.6. Un sable lâche et un sable dense soumis à la même contrainte initiale de confinement (Casagrande 1936)_a-Déviateur de contrainte-déformation, b-Déviateur de contrainte-indice de vide.....	14
Figure 1.7. Représentation graphique de la ligne d'état critique LEC	15
Figure 1.8. La détermination de la ligne d'instabilité (Yamamuro et Lade (1997))	16
Figure 1.9. Représentation graphique de la zone d'instabilité.....	17
Figure 1.10. L'effet de la densité relative sur la réponse non drainée (Yoshimine et Ishihara, 1998).	18
Figure 1.11. Influence de la pression de confinement sur la réponse mécanique des mélanges sable-limon (Chemmam et al., 2015).....	19
Figure 1.12. Impact de la teneur en fines sur le comportement drainé d'un sable limoneux (Benahmed et al.2015).....	20
Figure 1.13. Impact de la fraction de fines et pression de confinement sur la résistance maximale q_{max} (Cherif Taiba et al. 2017).....	21
Figure 1.14. Effets de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement cyclique des sables limoneux (Wei et Yang .2019)	22
Figure 1.15. Influence des fines sur la réponse non drainée des mélanges sable-limon (Belhouari et al, 2015)	23
Figure 1.16. Evolution de la pente de la ligne d'instabilité en fonction d'indice de vide (Chu & Leong (2002))	24

Figure 1.17. Evolution de la contrainte déviatorique du sable de Chlef avec différentes tailles maximales vs : a-déformation axiale, b- contrainte moyenne effective. (Doumi et al. (2021)) ..	25
Figure 1.18. L'impact de la taille maximale des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes (Azaiz et al. (2021)).....	26
Figure 1.19. Evolution du rapport de contrainte cyclique en fonction de l'indice de plasticité (Ishihara et Kosecki, (1989)).	27
Figure 1.20. Influence de l'indice de plasticité sur la réponse mécanique du sable de Fontainebleau (Jradi et al. (2021)).....	28
Figure 1.21. Définition de ψ^* d'après Rahman et Lo (2007)	29
Figure 1.22. Relation entre ψ^* et η_{IS} pour différentes fractions de fines (Baki et al. 2010)	30
Figure 1.23. Effet de la surconsolidation sur la zone d'instabilité potentiel par Lade et Yamamuro (2011)	31
Figure 1.24. Influence de la granulométrie sur l'instabilité d'un sable limoneux (Cherif Taiba et al. (2019))	32
Figure 1.25. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur les lignes d'instabilité des mélanges sable-limon (Mahmoudi et.al.2018)	33
Figure 1.26. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur les angles de frottement d'instabilité des mélanges sable-limon (Mahmoudi et.al.2018)	34
Figure 1.27. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur la pente et la zone d'instabilité (Della et al. 2014)	34
Figure 1.28. Schéma d'arrangement des grains reconstitués par pluviation à sec.	36
Figure 1.29. Schéma d'arrangement des grains reconstitués par damage humide.	36
Figure 1.30. Etat de contrainte initiale d'un sol au repos.	37
Figure 1.31. Influence du coefficient des terres au repos K_0 sur la réponse cyclique des sols (Ishihara et al. (1977)).....	37
Figure 1.32. Effet du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al. (2005))	38
Figure 1.33. Schéma illustrative des trois zones définissant les différents comportements d'instabilité. (Leong et Chu (2002)).	39
Figure 1.34. Comparaison entre les comportements des sols secs et saturés.....	40
(Monkul et al. (2015)).....	40
Figure 1.35. Influence du coefficient de Skempton sur la résistance au cisaillement ultime (Doumi et.al (2020))	41

CHAPITRE 2 :

Figure 2.1. Essai de cisaillement direct.....	46
Figure 2.2. Boite de cisaillement utilisée.....	46
Figure 2.3. Schéma descriptif de l'appareil triaxial.....	47
Figure 2.4. Dispositif expérimental utilisé pour les différents essais triaxiaux monotones.....	48
Figure 2.5. Dispositif expérimental utilisé pour les différents essais triaxiaux cycliques.....	49
Figure 2.6. Procédure de préparation des échantillons.....	51
Figure 2.7. Préparation d'échantillons de sol par pluviation à sec.....	52
Figure 2.8. Préparation d'échantillons de sol par damage humide.....	53
Figure 2.9. Localisation de Chlef (Algérie).....	54
Figure 2.10. Vue microscopique des matériaux utilisés : a- les fines, b- le sable de Chlef, c- le gravier.....	55
Figure 2.11. Le microscope utilisé.....	56
Figure 2.12. Courbes granulométriques des mélanges : a-sable-limon, b-sable-gravier.....	58
Figure 2.13. Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la : a-teneur en fines, b-teneur en gravier.....	59
Figure 2.14. Essais de répétabilité sur la boite de cisaillement ($F_c=0\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$, $D_r=50\%$). a- la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal b-Déplacement Vertical en fonction de déplacement horizontal.....	60
Figure 2.15. Essais de répétabilité à l'appareil triaxial monotone ($P'_c = 100\text{ kPa}$, $D_r = 50\%$) ; .	60
Figure 2.16. Essais de répétabilité à l'appareil triaxial cyclique ($G_c=30\%$, $P'_c = 100\text{ kPa}$, $D_r = 50\%$).	61

CHAPITRE 3 :

Figure 3.1. Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt à sec ($w = 0\%$) ;(a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,(b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.....	67
Figure 3.2. Influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt humide ($w = 3\%$) (a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.....	68
Figure 3.3. Effet de la teneur en gravier sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt à sec ($w = 0\%$) ; (a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,(b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.....	71

Figure 3.4. Influence de la teneur en gravier sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt humide ($w = 3\%$); (a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.....	71
Figure 3.5. Contrainte de cisaillement maximale vs contrainte normale (a) Teneur en fines et (b) Teneur en gravier.....	72
Figure 3.6. Contrainte de cisaillement résiduelle vs contrainte normale (a) Teneur en fines et (b) Teneur en gravier.....	73
Figure 3.7. Influence de la teneur en fines et de la contrainte normale sur les angles de frottement maximal et résiduel (a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.....	75
Figure 3.8. Influence de la teneur en gravier et de la contrainte normale sur les angles de frottement maximal et résiduel (a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.....	75
Figure 3.9. Angle de dilatance maximal vs teneur en fines et teneur en gravier.....	77
Figure 3.10. Angle de frottement excessif vs contrainte normale et (a) Teneur en fines, (b) Teneur en gravier.....	79
Figure 3.11. Angle de frottement excessif vs angle de dilatance maximale des mélanges sable-limon (a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.....	81
Figure 3.12. Angle de frottement excessif vs angle de dilatance maximale des mélanges sable-gravier (a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.....	82
Figure 3.13. Evolution de l'indice de dilatance versus contrainte normale (a) Teneur en fines (b) Teneur en gravier.....	83

CHAPITRE 4 :

Figure 4. 1 Réponse non drainée du sable de Chlef sous différentes pressions de confinement ($\sigma_c = 100, 200$ et 300 kPa), (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte	90
Figure 4. 2 Réponse non drainée du sable de Chlef sous différents modes de déposition (Pluviation à sec « PS » versus Damage humide « DH »), (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte	92
Figure 4. 3 Influence de la fraction des fines, F_c sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon (Damage humide « DH »), (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte	94
Figure 4. 4 Influence de la fraction de gravier G_c sur la réponse mécanique non drainée d'un mélange sable-limon (Damage humide « DH »), (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte	96

Figure 4. 5 Lignes d'instabilité des mélanges testés: (a) - Sable propre (damage humide vs pluviation a sec), (b) - Effet de présence des fines peu plastiques ($F_c= 0, 10, 20$ et 30%), (c) - Effet de présence de gravier ($G_c= 0, 10, 20$ et 30%).....	98
Figure 4. 6 Influence de présence des fines F_c sur l'angle de frottement d'instabilité Φ_{ins} ($Dr = 50 \%$, $P_c'= 100kPa$).....	99
Figure 4. 7 Impact de la fraction en gravier G_c sur l'angle de frottement d'instabilité Φ_{ins} ($Dr = 50 \%$, $P_c'= 100kPa$).....	100
Figure 4. 8 Variation de l'angle de frottement d'instabilité en fonction de l'indice des vides global pour des mélanges ($Dr = 50 \%$, $P_c'= 100kPa$) a-Sable-limon / b-Sable-gravier	101
Figure 4. 9 Variation de l'angle de frottement en fonction de diamètre moyen des grains pour des mélanges ($Dr = 50 \%$, $P_c'= 100 kPa$) a-Sable-limon / b-Sable-gravier.....	103
Figure 4. 10 Variation de l'angle de frottement en fonction de coefficient d'uniformité pour des mélanges ($Dr = 50 \%$, $P_c'= 100kPa$) a-Sable-limon / b-Sable-gravier	103
Figure 4. 11 Evolution de l'angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale.....	104
Figure 4. 12 Evolution de la résistance au cisaillement d'instabilité en fonction de la fraction des fines (F_c) et de gravier (G_c)	105
Figure 4. 13 Evolution de la résistance au cisaillement d'instabilité avec :a- Indice des vides global, e, b- Diamètre moyen des grains, D_{50} , c-Coefficient d'Uniformité, C_u	107

CHAPITRE 5 :

Figure 5.1. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c= 0\%$, $Dr= 50 \%$, $q_m= 50 kPa$)	114
Figure 5.2. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=10\%$, $Dr= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	116
Figure 5.3. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=20 \%$, $Dr= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	117
Figure 5.4. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=30 \%$, $Dr= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	118
Figure 5.5. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $Dr= 50 \%$, $q_m= 30kPa$)	120

Figure 5.6. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	121
Figure 5.7. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70kPa$)	122
Figure 5.8. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30kPa$)	123
Figure 5.9. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	124
Figure 5.10. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 7 kPa$)	125
Figure 5.11. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30kPa$)	127
Figure 5.12. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	128
Figure 5.13. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70kPa$)	129
Figure 5.14. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30kPa$)	130
Figure 5.15. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50kPa$)	131
Figure 5.16. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70kPa$).....	132
Figure 5.17. Représentation graphique du rapport de contrainte cyclique (RCC) et rapport de résistance cyclique (RRC) en fonction du nombre de cycle.	133
Figure 5.18. L'évolution de la résistance cyclique du mélange sable-gravier avec a-Nombre de cycles, N_{cyc} , b- Diamètre moyen des grains, D_{50} , c- Indice des vides global, e,	134

Résumé

Cette étude expérimentale examine le comportement mécanique et l'instabilité des mélanges de sable de Chlef modifiés par l'ajout de fines non plastiques (limon) et de gravier. L'objectif est de fournir une compréhension complète de l'influence de la composition des particules et de la structure initiale du sol sur les réponses mécaniques sous des conditions de charge dynamique typiques des événements sismiques. La recherche débute par un cadre théorique détaillé qui synthétise les connaissances actuelles et les débats en cours en mécanique des sols, en mettant l'accent sur l'importance de la répartition granulométrique et de l'état de compactage initial. Ce cadre établit les bases d'un programme expérimental visant à étudier de manière approfondie l'impact des fines et du gravier sur le comportement du sol. Une série d'essais de cisaillement direct, ainsi que des essais triaxiaux monotones et cycliques, a été réalisée sur des échantillons soigneusement caractérisés. Ces tests ont été choisis de manière à reproduire les conditions de contrainte auxquelles le sol est soumis lors d'activités sismiques, permettant ainsi une analyse approfondie de la résistance au cisaillement, de la rigidité et du déclenchement de la liquéfaction. Les résultats clés de l'enquête expérimentale révèlent que la présence de limon non plastique affecte négativement la rigidité du sol, abaissant ainsi le seuil d'instabilité sous des charges cycliques. En revanche, l'incorporation de gravier présente une influence complexe : alors qu'une teneur modérée en gravier peut améliorer la résistance au cisaillement et retarder la liquéfaction statique, un excès de gravier peut entraîner des réponses hétérogènes en fonction de la densité initiale et de l'historique de contraintes du sol. Il est particulièrement notable que la structure initiale du sol joue un rôle déterminant dans la réponse mécanique. Les sols ayant un mélange optimisé présentent une meilleure résistance aux charges cycliques, offrant ainsi des stratégies de conception potentielles pour améliorer la stabilité des fondations dans les zones sismiques.

Mots clés : sable, gravier, limon, instabilité, résistance, cisaillement, liquéfaction.

المخلص

تهدف هذه الأطروحة الى دراسة السلوك الميكانيكي وعدم استقرار خلطات رمل الشلف المعدلة بإضافة الدقائق الرملية (الطمي) والحصى. وتهدف الدراسة إلى تقديم فهم شامل لكيفية تأثير تركيبة الجسيمات والبنية الأولية للتربة على الاستجابات الميكانيكية تحت ظروف الأحمال الديناميكية المميزة للأحداث الزلزالية. تبدأ الدراسة بإطار نظري مفصل يجمع بين المعرفة الحالية والنقاشات الجارية في ميكانيكا التربة، مع التركيز على أهمية التوزيع الحبيبي وحالة الدمك الأولية. ويضع هذا الإطار الأسس لبرنامج تجريبي يهدف إلى دراسة تأثير الدقائق الرملية والحصى على سلوك التربة بشكل متعمق. لقد تم إجراء سلسلة من اختبارات القص المباشر، إلى جانب اختبارات المحاور الثلاثية تحت تأثير مختلف الأحمال، على عينات مدروسة بدقة. وقد تم اختيار هذه الاختبارات بعناية لمحاكاة ظروف الإجهاد التي تتعرض لها التربة أثناء النشاط الزلزالي، مما أتاح تحليلاً معمقاً لمقاومة القص، والصلابة، وبداية حدوث التميع.

تكشف النتائج الرئيسية للتجارب أن وجود الطمي يؤثر سلبيًا على صلابة التربة، مما يخفض عتبة عدم الاستقرار تحت الأحمال الدورية. وفي المقابل، فإن إضافة الحصى تُظهر تأثيرًا معقدًا؛ فبينما يمكن لمحتوى معتدل من الحصى أن يحسّن مقاومة القص ويؤخر التميع الثابت، فإن الإفراط في نسبته قد يؤدي إلى استجابات غير متجانسة تعتمد على الكثافة الأولية وتاريخ إجهادات التربة. ومن الجدير بالملاحظة بشكل خاص أن البنية الأولية للتربة تلعب دوراً حاسماً في الاستجابة الميكانيكية. وتُبدى التربة ذات الخليط الأمثل مقاومة أفضل للأحمال الدورية، مما يوفّر استراتيجيات تصميمية محتملة لتعزيز استقرار الأساسات في المناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: الرمل، الحصى، الطمي، عدم الاستقرار، المقاومة، القص، التسييل.

Abstract

this study investigates the mechanical behavior and instability of Chlef sand mixtures modified with non-plastic fines (silt) and gravel. The aim is to provide a comprehensive understanding of how particle composition and initial soil structure influence mechanical responses under dynamic loading conditions typical of seismic events. The research begins with a detailed theoretical framework that synthesizes current knowledge and ongoing debates in soil mechanics, emphasizing the dual importance of particle size distribution and initial compaction state. This framework establishes the foundation for an experimental program aimed at comprehensively investigating the impact of fines and gravel on soil behavior. A series of direct shear tests, along with monotonic and cyclic triaxial tests, were conducted on well-characterized samples. These tests were carefully chosen to replicate the stress conditions experienced during seismic activity, allowing for an in-depth analysis of shear resistance, stiffness, and the onset of liquefaction. Key findings from the experimental investigation reveal that the presence of non-plastic silt adversely affects soil stiffness, thereby lowering the threshold for instability under cyclic loading. In contrast, the incorporation of gravel demonstrates a complex influence: while moderate gravel content can enhance shear resistance and delay static liquefaction, excessive gravel may lead to heterogeneous responses depending on the initial density and stress history of the soil. Notably, the results highlight that the initial soil structure plays a pivotal role in determining the mechanical response. Soils with an optimized mixture exhibit improved resistance to cyclic loading, offering potential design strategies for enhancing foundation stability in earthquake-prone regions.

Keywords: sand, gravel, silt, instability, strength, shear, liquefaction.

NOTATIONS

a, b :	Coefficients d'équation ;
Cu :	Coefficient d'uniformité ;
D :	Diamètre d'échantillon ;
D ₅₀ :	Diamètre moyen ;
DH :	Damage humide ;
Dr :	Densité relative initiale ;
e :	Indice des vides global ;
e _{max} :	Indice des vides maximal ;
e _{min} :	Indice des vides minimal ;
e* :	Indice des vides équivalent ;
F :	La force axiale ;
Fc :	Teneur en fines ;
Gc :	Teneur en gravier ;
Gs :	Poids volumique des grains solide ;
I _p :	Indice de plasticité ;
ISO :	International Organization for Standardization;
m _s :	Masse de l'échantillon
σ _n :	Contrainte normale ;
σ _{res} :	Contrainte résiduelle ;
τ :	Contrainte de cisaillement ;
τ _{max} :	Résistance au cisaillement maximale ;
τ _{res} :	Résistance au cisaillement résiduelle ;
φ :	Angle de frottement interne ;
φ _{ex} :	Excès de l'angle de frottement ;
φ _{max} :	Angle de frottement maximal (au pic) ;
ψ _{max} :	Angle de dilatance maximal ;
ΔH :	Déplacement horizontal ;
ΔV :	Déplacement vertical ;
α :	Indice de dilatance ;
q :	Déviateur de contrainte ;
q _{ins} :	Résistance au cisaillement d'instabilité ;
q _{max} :	Résistance au cisaillement non drainée maximale ;

P_0' :	Pression de confinement initiale ;
P' :	Pression moyenne effective ;
PS :	Pluviation à sec ;
u :	Pression interstitielle ;
Δu :	Variation de la pression interstitielle ;
V_t :	Volume total d'échantillon ;
W :	Teneur en eau ;
W_l :	Limite de liquidité ;
W_p :	Limite de plasticité ;
ε_a :	Déformation axiale ;
φ'_{ins} :	Angle de frottement d'instabilité ;
γ_d :	Poids volumique sec du sol ;
γ_{dmax} :	Poids volumique sec maximal du sol ;
γ_{dmin} :	Poids volumique sec minimal du sol ;
q_m :	Amplitude du chargement cyclique ;
N_c :	nombre de cycles ;
RCC :	rapport des contraintes cyclique ($q_m/2\sigma_3'$) ;
RRC :	rapport de résistance cyclique ($N_c=15$ cycles) ;
$\Delta\varepsilon_v$:	Variation de la déformation volumique ;
$\Delta\varepsilon_1$:	Variation de la déformation axiale ;

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

En géotechnique, la problématique d'instabilité des sols, en particulier dans les régions sismiques, représente un défi majeur et persistant. Ce problème fondamental nécessite une méthodologie rigoureuse et une compréhension approfondie des mécanismes impliqués. L'une des formes les plus graves de cette instabilité est la liquéfaction, un processus qui, en réponse à des contraintes dynamiques telles que les séismes ou des charges monotones rapides non drainées, peut entraîner une diminution presque complète de la résistance au cisaillement des sols saturés.

Si le comportement des sables "propres" (sans fines ni gravier) a fait l'objet de nombreuses recherches, les dépôts naturels sont fréquemment constitués de mélanges plus complexes contenant des particules fines (limons, argiles) et/ou des éléments plus grossiers (graviers). L'influence de ces fractions sur le comportement mécanique global est loin d'être simple et reste un sujet de débat dans la communauté scientifique. La littérature rapporte des effets parfois contradictoires : les fines peuvent soit améliorer, soit affaiblir la résistance à la liquéfaction, selon leur composition, leur proportion et la structure du sol. De même, l'impact du gravier varie considérablement en fonction de sa concentration et de l'intensité de la sollicitation. Un autre facteur déterminant, souvent mis en évidence dans les études expérimentales, est la structure même du sol, qui dépend fortement des conditions de dépôt initiales et de la méthode de reconstitution des échantillons en laboratoire.

La thèse s'articule autour de plusieurs chapitres clés :

- Le premier chapitre réalise une analyse bibliographique détaillée, posant les bases théoriques de l'instabilité des sols, définissant les concepts essentiels (contractance/dilatance, état critique/stationnaire, lignes d'instabilité) et synthétisant les connaissances et les controverses existantes sur l'influence des divers facteurs étudiés (fines, gravier, densité, confinement, structure).
- Le deuxième Chapitre présente la configuration expérimentale, décrivant précisément les appareils utilisés (boîte de cisaillement direct, cellule triaxiale pour essais monotones et cycliques), les matériaux (sable de Chlef, limon, gravier) et leurs caractéristiques physiques, ainsi que les protocoles méthodiques suivis pour la préparation des échantillons selon les deux techniques retenues (pluviation à sec et damage humide) et la conduite des essais.

- Le troisième chapitre se concentre sur l'influence des particules fines et de gravier sur la résistance-dilatance du sable, analysée à partir des essais de cisaillement direct. Il examine l'évolution de la contrainte de cisaillement maximale et résiduelle, des angles de frottement et de la dilatance en fonction de F_c , G_c , de la contrainte normale et de l'état initial (sec ou humide) induit par la méthode de dépôt.
- Le quatrième chapitre aborde le comportement mécanique et l'instabilité sous chargement monotone non drainé, à travers l'analyse des essais triaxiaux. Il étudie l'impact des fines, du gravier, du confinement et du mode de dépôt sur la réponse contrainte-déformation, la génération de pression interstitielle, les chemins de contrainte effective et les paramètres d'instabilité statique (ligne et angle d'instabilité, résistance associée).
- Le cinquième Chapitre traite du comportement mécanique sous chargement cyclique, en évaluant la résistance à la liquéfaction des différents mélanges. Il analyse l'influence de F_c , G_c et de l'amplitude de la sollicitation cyclique sur le nombre de cycles requis pour atteindre la liquéfaction, l'évolution des déformations et de la pression interstitielle, et le rapport de résistance cyclique (RRC).

À travers l'analyse et la synthèse des résultats de ces différents chapitres, cette thèse vise à apporter une contribution significative à la compréhension des mécanismes complexes régissant le comportement des sables contenant des fines et/ou du gravier, en soulignant notamment le rôle essentiel de la structure initiale. Les conclusions tirées ont pour ambition d'améliorer la capacité à prédire l'instabilité de ces sols et à affiner les méthodes d'évaluation des risques et de conception géotechnique dans la pratique de l'ingénierie.

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Ce chapitre donne un aperçu de l'instabilité des sols en s'appuyant sur les travaux antérieurs de la littérature concernant la liquéfaction dans les sols granulaires. Il explore l'évolution historique du phénomène de la liquéfaction, le comportement mécanique des sols granulaires ainsi que l'identification des paramètres d'instabilité. Les principaux facteurs influençant l'instabilité sont ensuite présentés, tels que la granulométrie, la densité relative initiale, l'histoire des contraintes et les méthodes de préparation des échantillons. La teneur en fines et celle du gravier sont également abordées comme conditions préalables à l'instabilité. En combinant ces concepts, critères et paramètres, ce chapitre pose ainsi les bases pour l'étude expérimentale des mélanges sable-fines/gravier qui sera détaillée dans des différents chapitres abordés.

1.1 Introduction

L'instabilité des sols représente un défi fondamental dans le domaine du génie géotechnique, ayant des implications significatives pour la sécurité et la durabilité des infrastructures construites. Cette instabilité peut être causée par différents facteurs, tels qu'une teneur en eau élevée, des sols peu denses ou mal compactés, ainsi que l'impact de chargement dynamique. Ces éléments ont pour effet de modifier la répartition des contraintes internes et par conséquent peuvent conduire à des déformations excessives, voire des ruptures brusques. À mesure que la structure du sol se dégrade dans ces conditions, sa capacité à supporter des constructions est compromise, conduisant à des tassements, des glissements de terrain et d'autres types de dégâts structurels.

Un phénomène naturel d'une importance capitale directement lié à l'occurrence de l'instabilité des sols est la liquéfaction. Contrairement à une instabilité générale qui peut se développer progressivement sous l'effet d'une charge croissante, la liquéfaction se caractérise par une diminution rapide et spectaculaire de la résistance des sols saturés lors de phénomènes tels que les séismes. Lorsque des charges dynamiques importantes sont appliquées, la capacité d'évacuation de l'eau des pores du sol est limitée, entraînant ainsi, une accumulation de pression interstitielle. Cette accumulation de pression interstitielle réduit systématiquement la contrainte effective assurant ainsi, la stabilité de la structure du sol. Cette transition induit le passage de l'état solide vers l'état liquide, ce qui attribue au matériau des propriétés similaires à celles d'un corps fluide. Par conséquent, les infrastructures construites sur des sols sujets à la liquéfaction peuvent subir des phénomènes d'instabilité tels que l'affaissement, l'inclinaison ou l'effondrement, provoquant ainsi des défaillances majeures et des dommages considérables. Figure 1.1 illustre les exemples les plus notables, on peut citer le séisme de Niigata et de l'Alaska en 1964, la rupture du barrage de San Fernando en 1971, ainsi que le séisme de Chlef de 1980, celui de Loma Prieta en 1989 et de Kobe en 1995.

En comprenant d'abord les différents mécanismes qui contribuent à l'instabilité des sols, puis en examinant les conditions spécifiques dans lesquelles la liquéfaction se produit, cette thèse vise à contribuer au développement d'un cadre global pour prédire et par conséquent, réduire d'éventuels risques dans le domaine de l'ingénierie géotechnique.



a



b



c



d



e



f



g



h

Figure 1.1. Des exemples de catastrophes causés par le séisme à l'échelle mondiale : a- Niigata (1964), b-Alaska (1964), c-Chlef (1980), d- Loma Prieta (1989), e-Kobe en 1995, f- Izmit, Turquie (1999), g-Taiwan (1999), h- Christchurch (2011).

1.2 La liquéfaction des sols : définition et évolution historique

Hazen en 1920 a employé le terme « liquéfié » pour décrire le phénomène lié à la liquéfaction, qui s'est produit au barrage de Calaveras en Californie. En 1977, Castro et Poulos ont présenté une définition plus générale de la liquéfaction où les sols saturés subissent une perte de résistance au cisaillement, indépendamment du type de chargement (statique ou cyclique), et se comportent comme un liquide jusqu'à ce que la contrainte effective atteigne son faible niveau.

Sladen et al. (1985) ont amélioré cette définition en déclarant que « la liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un grand pourcentage de sa résistance au cisaillement lorsqu'elle est soumise à un chargement statique, cyclique ou de choc, et s'écoule d'une manière qui ressemble à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement agissant sur la masse soient aussi faibles que la résistance au cisaillement réduite ». Une comparaison des différentes définitions indique que la liquéfaction correspond à une déformation rapide lorsqu'une masse de sol non cohérent saturé ou partiellement saturé perd sa résistance en raison de la génération d'une pression d'eau interstitielle excessive et d'une réduction de la contrainte effective.

1.3 Comportement mécanique des sols Grenus

1.3.1 Concept de contractance et de dilatance

Les sols granulaires, tels que les sables et les graviers, se caractérisent par leur non-plasticité et leur absence de cohésion effective. Lorsqu'ils sont soumis à des contraintes de cisaillement, ils peuvent présenter une tendance soit à la contractance, soit à la dilatance. L'accumulation de grandes déformations peuvent conduire le sol à atteindre un état critique (Figure 1.2) où celles-ci deviennent continues sous une charge uniformément constante (Casagrande (1936), Been et Jefferies (1985) et Yamamuro et Lade (1998)).

Dans des conditions de chargement drainé, un sol contractant, généralement associé à un état lâche, tend à se densifier sous l'effet de la contrainte appliquée, tandis qu'un sol dilatant, souvent considéré comme dense, adopte un comportement inverse (Figure 1.3). Par ailleurs, en condition non drainé, il a été observé que la pression interstitielle augmente dans les sols contractants et diminue dans les sols dilatants (Vaid et al. (1990), Canou et al. (2000)).

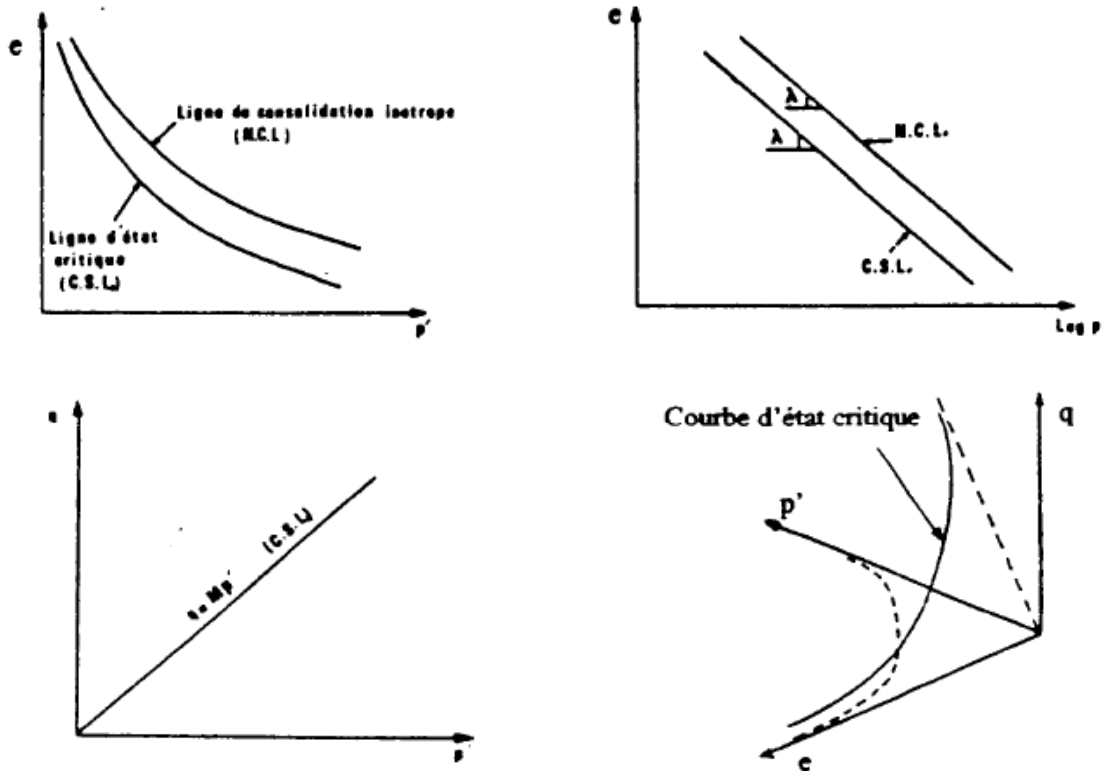
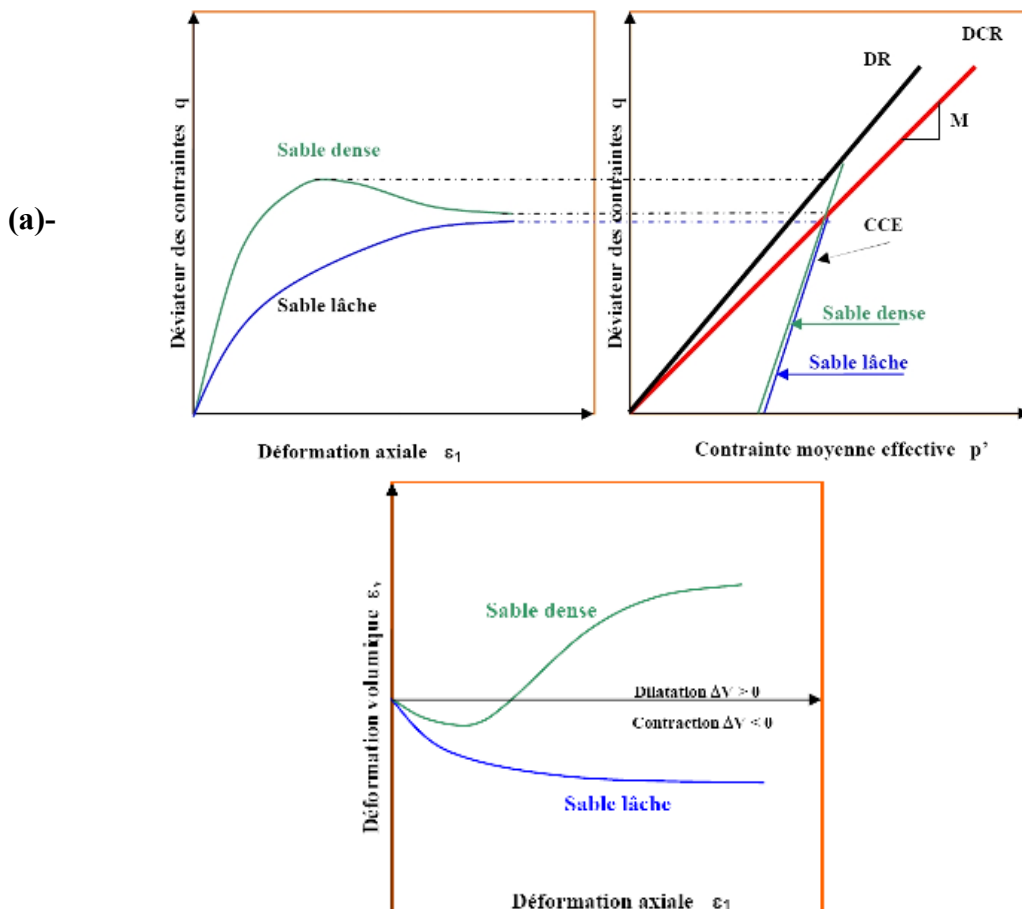


Figure 1.2. Illustration de l'état critique (Roscoe et al. (1958))



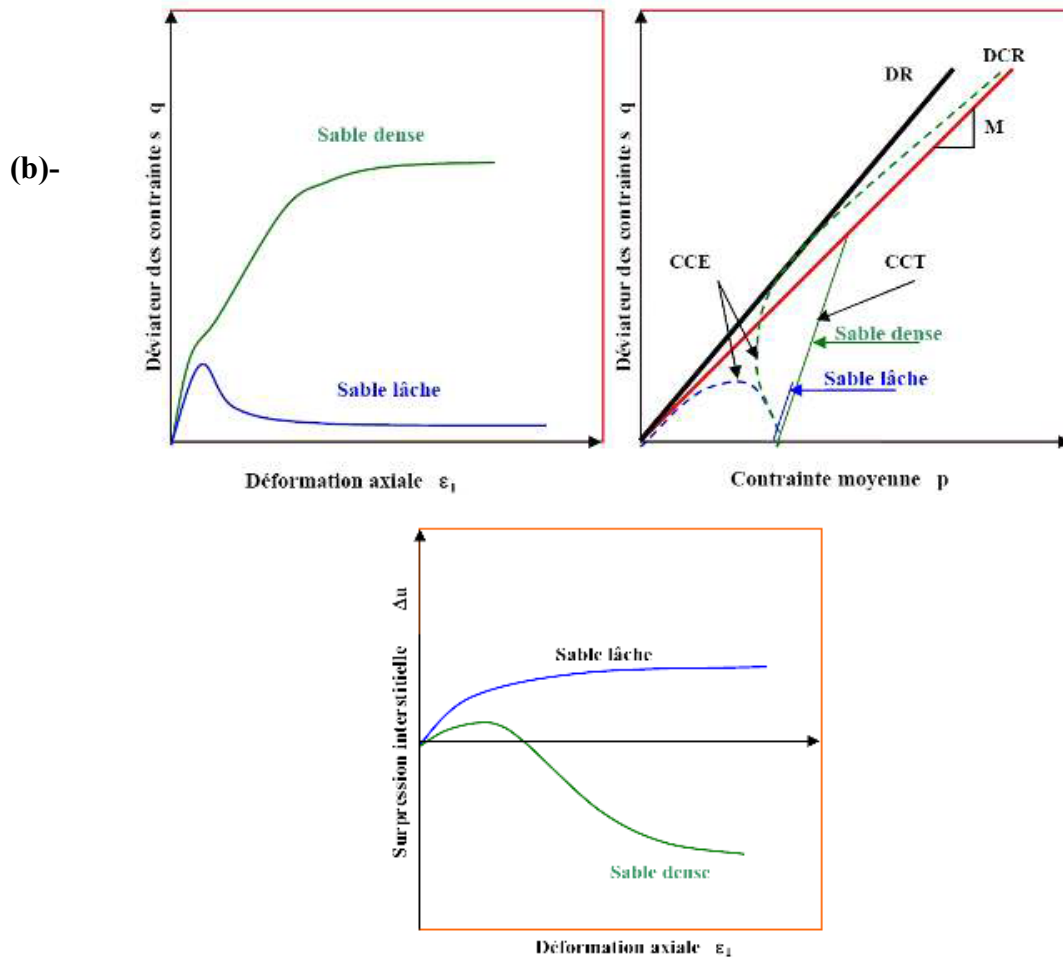


Figure 1.3. Réponse mécanique des sables en condition a-drainée, b- non drainée. (Krim, 2013)

1.3.2 Etude du comportement des sols grenus sous sollicitations monotones

La littérature indique que le comportement non drainé des sables lâches et saturés a été largement examiné. La plupart des recherches se sont concentrées sur les sols lâches et non cohérent, montrant qu'ils peuvent présenter un ramollissement des déformations « strain-softening » sous un chargement statique non drainé, provoquant la liquéfaction, qui se manifeste par une résistance au cisaillement du sol à l'état stable inférieure à la contrainte de cisaillement requise pour l'équilibre (Casagrande (1975) ; Castro et al. (1982) ; Robertson (1992)). Ce processus implique une augmentation excessive de la pression interstitielle dans des conditions non drainées, ce qui donne aux essais triaxiaux en condition non drainée la méthode standard pour étudier expérimentalement le phénomène de la liquéfaction. Cependant, certaines études rapportent également une instabilité de la liquéfaction en conditions drainées (Chu & Leong (2002) ; Bobei & Lo (2005) ; Lo et al. (2010)).

Figure 1.4 illustre trois comportements typiques de contrainte-déformation des sables propres sous chargement monotone non drainé, qui dépendent des conditions initiales telles que l'indice des vides, la densité relative initiale et la contrainte effective moyenne initiale. Les échantillons lâches présentent une forte tendance à la contractance et suivent un chemin de contrainte qui s'approche de l'état stationnaire (SS) après avoir atteint la résistance maximale au cisaillement non drainé à de faibles déformations. Il en résulte un comportement de ramollissement de la déformation « strain-softening » (courbe 3 de la Figure 1.4), également connu sous le nom de « liquéfaction statique » ou « état d'instabilité » (Yamamuro & Lade (1997) ; Rahman (2009)). A ce stade, le sol se déforme continuellement à volume, contrainte de cisaillement et contrainte effective constants (Ishihara (1993)). La résistance au cisaillement à l'état stationnaire (S_{su}) est fortement influencée par les caractéristiques des particules et les vides initiaux (Casagrande (1975) ; Poulos (1981)).

Les échantillons de sable dense présentent initialement une légère phase de contractance à de faibles déformations et un comportement de ramollissement de la déformation « strain-softening », générant un léger excès de pression interstitielle. Cependant, à des déformations plus importantes, le comportement passe d'une tendance contractive à celle dilatante, entraînant ainsi, une réduction de la pression interstitielle et une augmentation de la contrainte effective moyenne, ce qui conduit à un comportement d'écrouissage qui se traduit par un durcissement de déformations « strain-hardening » (courbe 1 de la Figure 1.4). Le troisième type de comportement est typique des sols moyennement denses (courbe 2 de la Figure 1.4), où l'échantillon présente d'abord un comportement de ramollissement, suivi d'une transition vers la le caractère dilatant à des déformations intermédiaires. Le point où se produit ce passage de la contractance à la dilatation est appelé point de transformation de phase (PT) (Ishihara et al. (1975)). Comme il s'agit d'un type de comportement instable, de nombreux chercheurs (Lade (1993) ; Chu & Leong (2002) ; Lade & Yamamuro (2011)) ont étudié le comportement de ramollissement de la déformation « strain-softening » du sol en termes lignes d'instabilité.

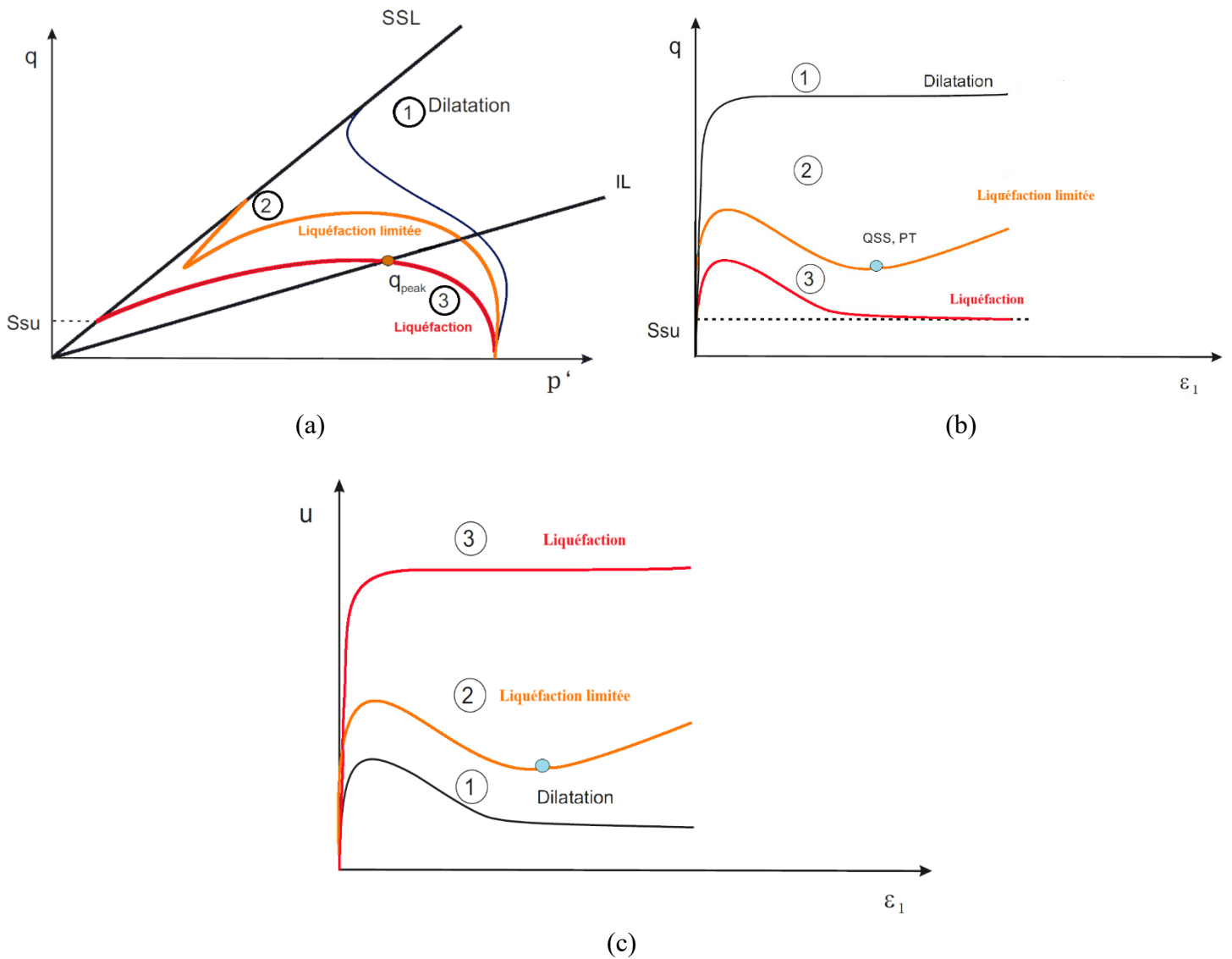


Figure 1.4. Comportement typique en condition non drainée des sols sous chargement monotone (Kramer 1996)
 (a) chemin de contrainte ; (b) contrainte-déformation ; (c) excès de pression interstitielle-déformation.

1.3.3 Etude du comportement des sols grenus sous sollicitations cycliques

Le matériau peut présenter sous chargement cyclique non drainé un comportement liquéfiant caractérisé par une déformation importante et brusque, principalement en extension. Cela se caractérise par une perte soudaine de la contrainte effective moyenne et une augmentation significative de la pression interstitielle (Figure.1.5b). En outre, le chargement cyclique peut être à l'origine de l'occurrence d'une autre forme d'instabilité appelée « mobilité cyclique » (Hyodo et al.1994). Dans ces conditions, le sol présente une réponse déviatorique ou le sol présente un ramollissement de la déformation « strain-softening » due à une série d'impulsions de contraintes cycliques et à la génération rapide d'une pression d'eau interstitielle excessive, bien que les déformations initiales ne soient pas aussi élevées que dans le cas de la liquéfaction statique (figure.1.5c). La mobilité cyclique est habituellement observée dans les sols à grains fins ainsi que dans les sables moyennement denses à denses, où des boucles en forme de papillon se chevauchant dans le chemin de la contrainte effective sont perceptibles.

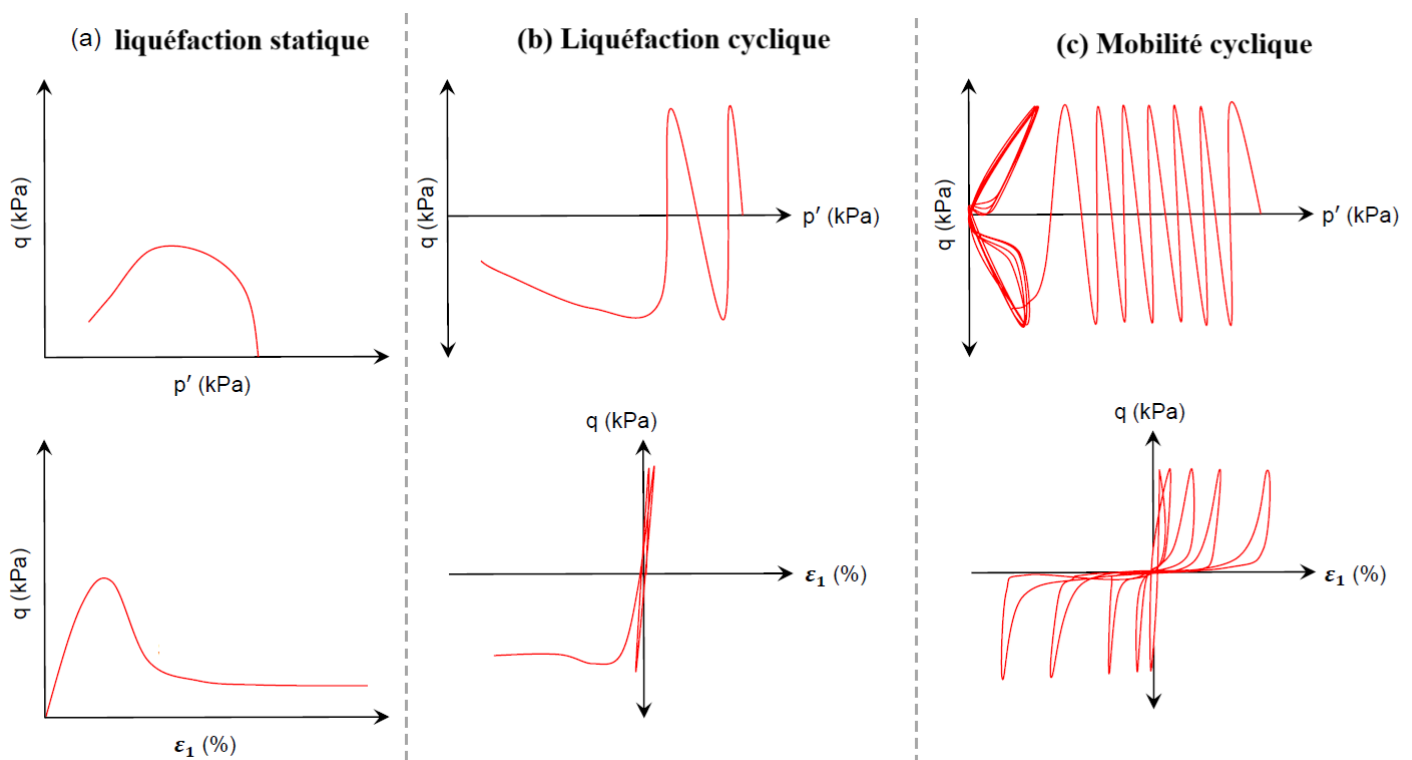


Figure 1.5. Réponse typique des différentes formes de liquéfaction obtenues sous chargement statique et cyclique en condition non drainée

1.4 Notions sur l'instabilité des sols :

1.4.1 -la ligne d'état critique (LEC)

Casagrande (1936) a réalisé des essais triaxiaux drainés en vue d'identifier l'influence combinée de l'indice de vide initial (e) et de la pression de confinement (P'_c), car une légère variation de ces deux paramètres peut entraîner une différence significative dans la réponse mécanique correspondante. Les échantillons de sable étaient initialement reconstitués à l'état lâche et dense. Les résultats obtenus ont montré que tous les échantillons testés à la même contrainte P'_c ont atteint approximativement la même densité lorsqu'ils étaient cisailés à de grandes déformations :

- (a) état initialement lâche (e_L dans la Figure.1.6b) l'échantillon s'est contracté lors du cisaillement, ou s'est densifié ;
- (b) état initialement dense (e_D dans la Figure.1.6b) l'échantillon, d'abord s'est contracté dans une plage de déformation faible avant de commencer à se dilater.

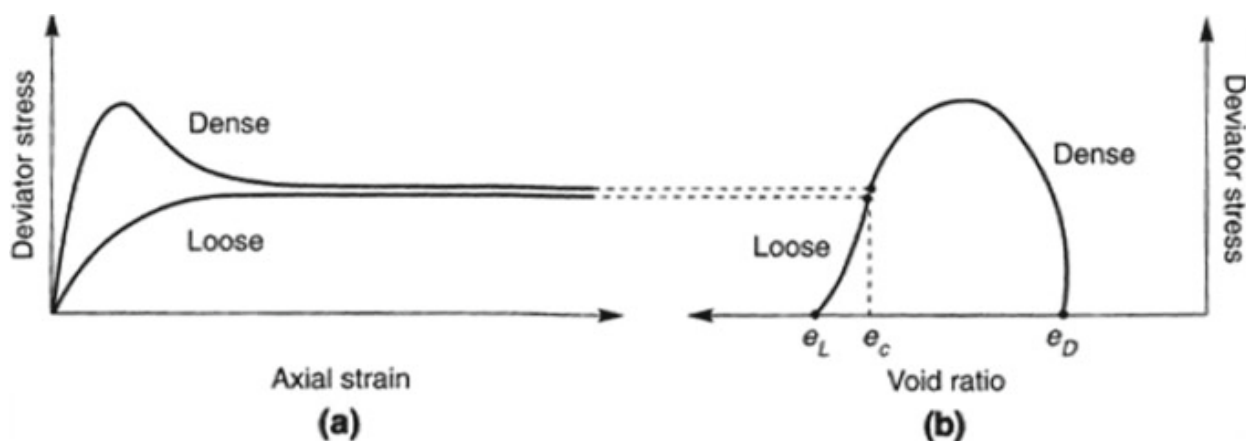


Figure 1.6. Un sable lâche et un sable dense soumis à la même contrainte initiale de confinement (Casagrande 1936)
a-Déviateur de contrainte-déformation, b-Déviateur de contrainte-indice de vide

De plus, à de grandes déformations, tous les échantillons subissent un chargement sous cisaillement monotone avec une contrainte déviatorique constante (Figure.1.6.a). L'indice des vides correspondant à cet état constant est appelé "indice des vides critique" e_c . Casagrande (1936) a observé que e_c dépendait uniquement de P'_c .

Dans ce sens, une ligne d'état critique (LEC) est une droite tracée dans l'espace e - $\log p'$ reliant divers états initiaux (Figure 1.7). Le LEC distingue entre le comportement contractant et dilatant, puis est utilisé pour suivre la tendance du changement de volume dans des conditions non drainées de sable saturé pendant le cisaillement (Figure 1.7). Les échantillons de sable à l'état initial situés en-dessus du LEC sont très susceptibles à la liquéfaction, tandis que ceux situés en dessous du LEC sont insensibles à l'occurrence de la liquéfaction.

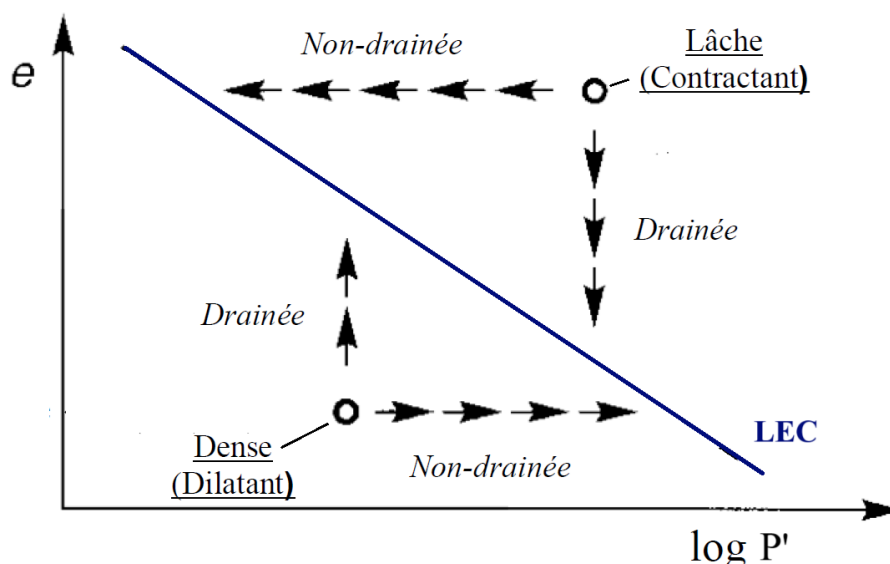


Figure 1.7. Représentation graphique de la ligne d'état critique LEC (Casagrande 1936)

1.4.2 -La ligne d'état stationnaire SSL :

L'état stationnaire (SS) d'un sol est défini comme étant l'état où le sol continue de se déformer à volume constant, contrainte effective constante, effort de cisaillement constant et vitesse constante (Poulos (1981)). Dans la littérature, certains auteurs affirment que l'état stationnaire et l'état critique ne sont pas les mêmes (Konrad (1990)). En revanche, la plupart des études concluent quant à leur similitude (Poulos (1981) ; Been & Jefferies (1985) ; Sladen et al. (1985) ; He (2013)). Casagrande (1975) a séparé ces deux termes en affirmant que l'état critique ne s'applique qu'aux essais drainés tandis que l'état stationnaire est utilisé dans l'interprétation des résultats des essais de cisaillement non drainés. Cependant, Dans leur étude, Kang et al. (2019) ont établi que la différence entre l'état stationnaire et l'état critique était négligeable. Cette observation suggère que les méthodes d'identification de la ligne d'état stationnaire et celle de l'état critique pourraient être similaires.

1.4.3 La ligne d'instabilité IL :

Dans leur investigation expérimentale, (Lade et al., 1993) ont constaté que pour des échantillons de sable lâche à fort tendance de contractance soumis à un chargement monotone en condition non drainée, un point du chemin de contrainte effective qui déclenche la liquéfaction statique passe par l'origine des axes à travers une ligne droite. Cette ligne a d'abord été appelée « ligne d'instabilité »

La ligne d'instabilité n'est pas unique et varie avec la contrainte appliquée et l'indice de vide initiale (Benahmed et al. (2001) ; Chu et al. (2015)). En outre, il est largement établi que les échantillons testés avec un indice de densité initial constant mais sous différentes contraintes de confinement ont presque la même ligne d'instabilité (Lade et Yamamuro (1997) ; Benahmed et al. (2015)). Par conséquent, la pente de cette ligne est devenue un facteur majeur pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Ce paramètre est défini comme étant le rapport de contrainte (q/p') au seuil d'instabilité. Il est désigné sous le terme « η_{IS} ».

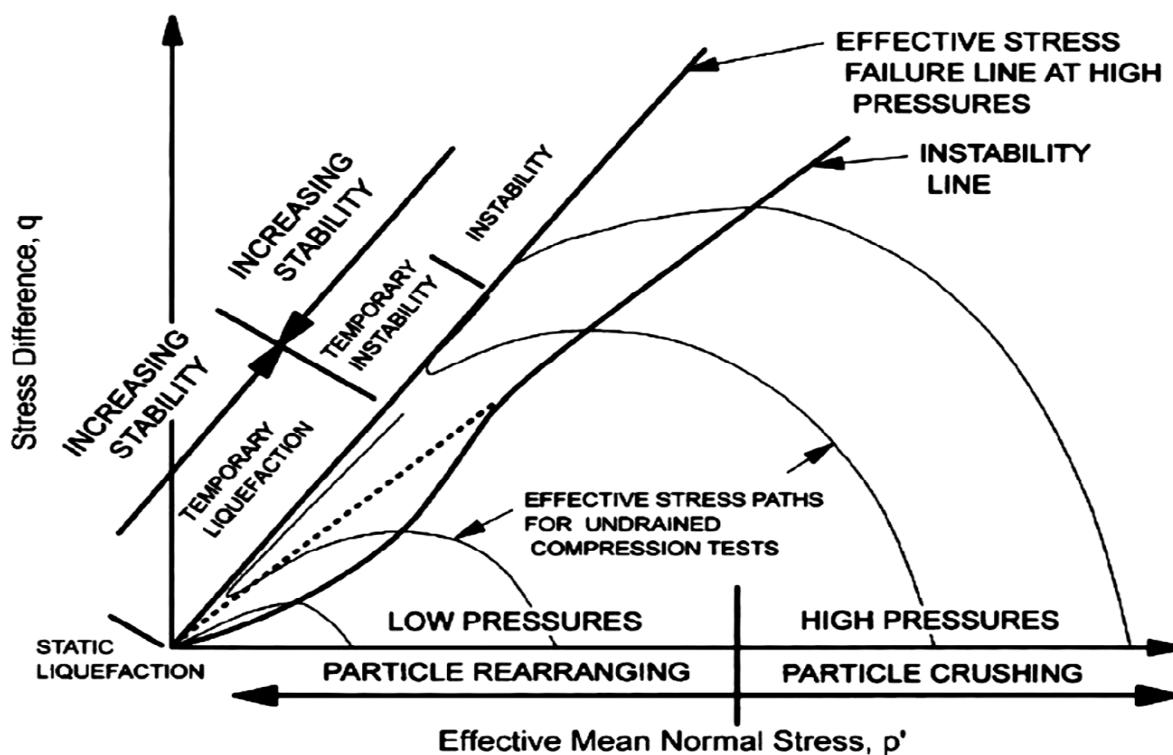


Figure 1.8. La détermination de la ligne d'instabilité (Yamamuro et Lade (1997))

1.4.4 La zone d'instabilité :

La région délimitée par la ligne d'instabilité IL et la ligne d'état stationnaire SSL, est désignée comme étant la zone d'instabilité où un sable lâche deviendra instable en conditions non drainées (Yamamuro et Lade (1997) ; Leong et al. (2000) ; Leong et Chu (2002)).

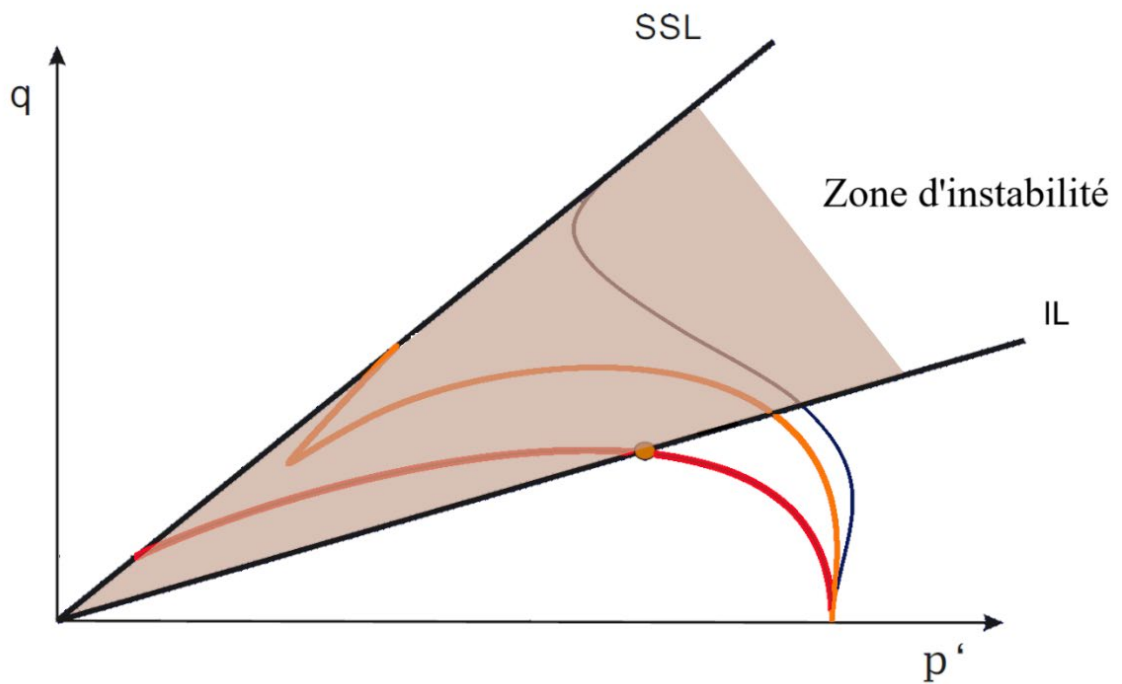


Figure 1.9. Représentation graphique de la zone d'instabilité

1.5 Facteurs influençant l'instabilité des sols :

1.5.1 Effet de la densité relative initiale

Yoshimine et Ishihara (1998) présentent les résultats d'essais de compression triaxiale non drainée sur le sable de Toyoura de différentes densités relatives initiales (indices de vide). Les essais ont montré que pour le sable à l'état lâche, une réponse très contractante a été observée, due à la forte diminution de la contrainte déviatorique. Ce comportement contractant peut progressivement évoluer vers une dilatance avec augmentation de la densité, passant par un comportement intermédiaire de liquéfaction limitée. Cependant pour l'état très dense, la contrainte déviatorique augmente progressivement, montrant ainsi, un comportement dilatant à fort écrouissage « strain-hardening ». En ce qui concerne la valeur maximale de la contrainte déviatorique (q_{max}), il convient de noter que q_{max} augmente avec l'augmentation de la densité et la réduction de l'indice de vide, ce qui implique que le potentiel de liquéfaction disparaît progressivement. Ces résultats sont en parfaite cohérence avec les travaux expérimentaux réalisés par d'autres chercheurs Tatsuoka et al. (1986b) ; Konrad et al. (1991) ; Polito et Martin (2001) et Belkhatir et al. (2014).

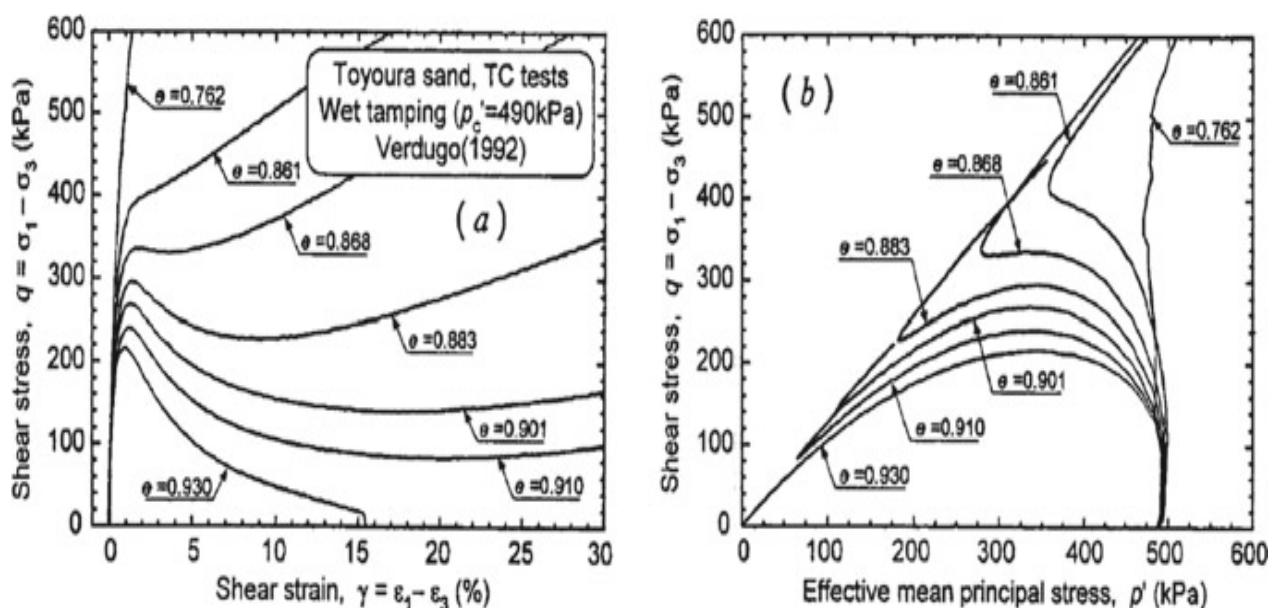


Figure 1.10. L'effet de la densité relative sur la réponse non drainée (Yoshimine et Ishihara, 1998).

1.5.2 Effet de la pression de confinement

La pression de confinement est un paramètre crucial pour déterminer la réponse mécanique des sols granulaires. De nombreuses études expérimentales antérieures ont examiné l'effet de la pression de confinement. Ponce et Bell (1971) ont déterminé le comportement du sable sous de faibles pressions de confinement et ont identifié que la diminution de la contrainte de confinement pendant les essais par éléments provoque une réduction significative de l'angle de frottement. Yamamuro et Lade (1998) ont mené une étude expérimentale sur des sables limoneux lâches et ont établi que l'angle de frottement diminue sous les faibles pressions de confinement en raison de la compressibilité élevée du sol. Della et al. (2011) ainsi que Krim et al. (2012) ont rapporté que la pression de confinement initiale affecte considérablement l'instabilité des sols. Selon l'étude expérimentale réalisée par Chemmam et al. (2015) sur le sable de Chlef, il a été observé que la résistance à la liquéfaction augmente proportionnellement à l'élévation de la pression de confinement (Figure 1.11).

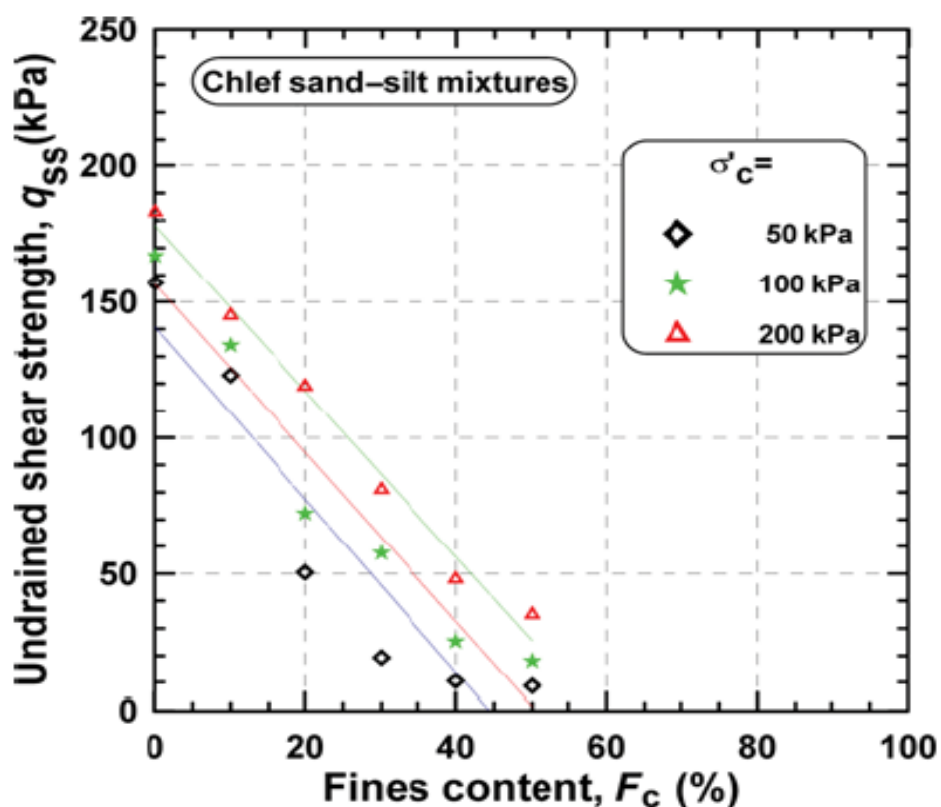


Figure 1.11. Influence de la pression de confinement sur la réponse mécanique des mélanges sable-limon (Chemmam et al., 2015)

1.5.3 Influence des fines :

La présence de fines dans les sols naturels n'est pas rare. Ceci a amené les chercheurs à se poser une question : quelle est l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique du sable ? Georgiannou (2006) a réalisé deux essais triaxiaux monotones non drainés sur des échantillons anisotropes consolidés de sable de Jumana mélangé à 0 et 2,5 % de fines non plastiques. Les échantillons ont été préparés par la méthode de pluviation à sec. Les essais ont été réalisés avec une contrainte effective initiale $p_0' = 66$ kPa et une contrainte de cisaillement déviatorique initiale de $q_0 = 52$ kPa. Il a été rapporté que la résistance à la liquéfaction augmente considérablement grâce à l'ajout de seulement 2,5 % de fines. Benahmed et al. (2015) ont suggéré une corrélation positive entre une teneur en fines plus élevée et une meilleure résistance à la liquéfaction ; ils ont effectué des essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sol avec une teneur en fines variant entre 5 % et 15 % (Figure 1.12). Leurs résultats ont indiqué une légère augmentation de la résistance au cisaillement drainé et un effet significatif sur les déformations volumétriques avec l'augmentation de la teneur en fines. Plus précisément, la présence d'une teneur en fines plus élevée a conduit à un comportement moins contractant dans les sols testés. De même, Jradi et al. (2019) ont indiqué que la résistance à la liquéfaction augmentait proportionnellement à l'accroissement de la quantité en fines non plastiques.

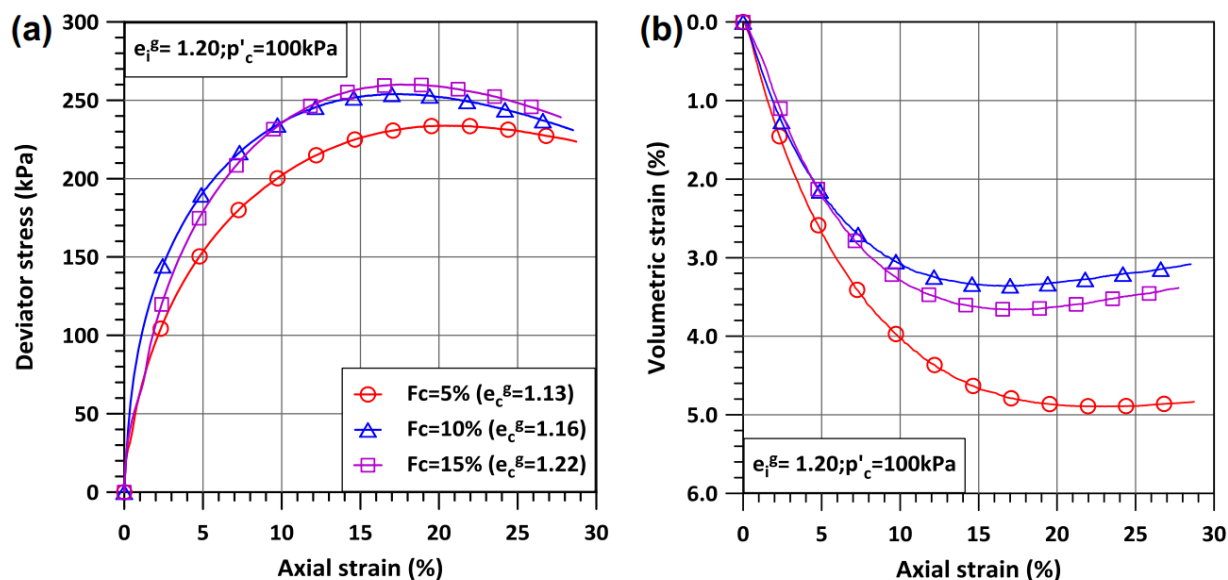


Figure 1.12. Impact de la teneur en fines sur le comportement drainé d'un sable limoneux (Benahmed et al. 2015)

En revanche, d'autres chercheurs ont affirmé que la teneur en fines réduisait la résistance à la liquéfaction. Lade, Liggió et Yamamuro (1998) ont démontré que l'ajout des fines peu plastiques augmentait significativement la compressibilité du sable, contribuant davantage au potentiel de comportement contractant. De même, Bobei et al. (2009) ont observé que l'incorporation de fines dans une matrice sableuse provoquait un déplacement vers le bas des lignes d'état critique (CS) et de contrainte d'instabilité (IC), indiquant une diminution de la résistance du sol à la liquéfaction dans certaines conditions. En appui à cette perspective, Wichtmann, Navarrete et Triantafyllidis (2015) ont constaté qu'une augmentation de la teneur en fines entraînait une réduction significative du module de cisaillement à faible déformation et du module élastique restreint, représentant des indicateurs clés de la rigidité d'un sol et de sa capacité à résister à la déformation. Cherif Taiba et al. (2017) ont rapporté une diminution linéaire de la résistance au cisaillement statique non drainée avec l'augmentation de la fraction de fines, accompagnée d'une réduction des rapports de contrainte d'instabilité et d'état stable (Figure 1.13). Cela a soutenu l'idée qu'une teneur en fines plus élevée peut conduire à des sols ayant de faibles portances en conditions non drainées.

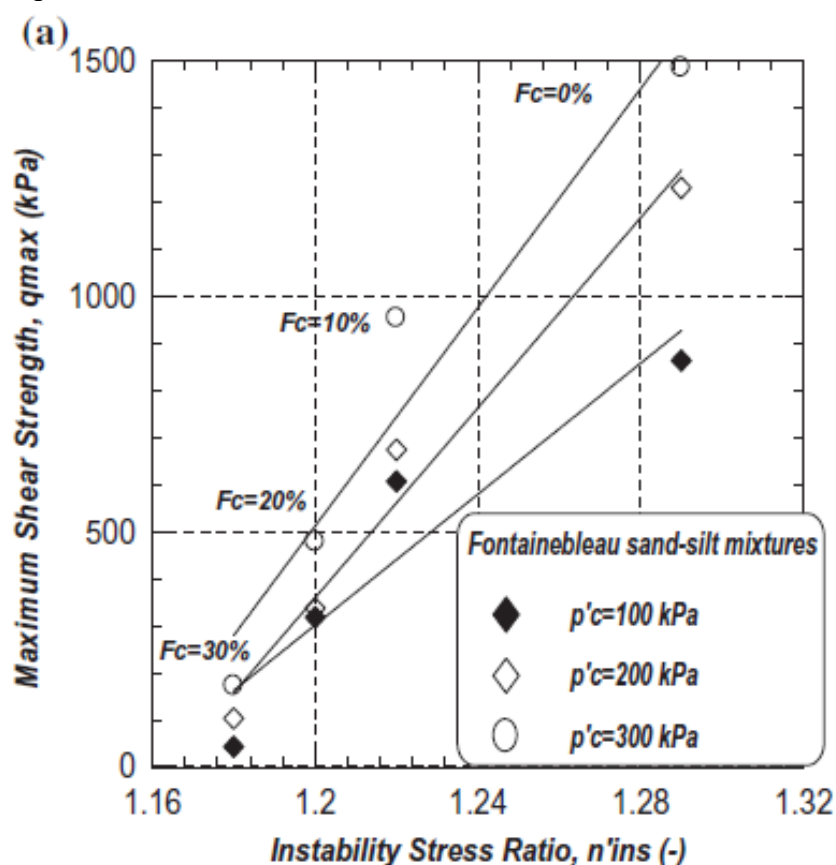


Figure 1.13. Impact de la fraction de fines et pression de confinement sur le résistance maximale q_{max} (Cherif Taiba et al. 2017)

Wei et Yang (2019) ont également noté que l'ajout des fractions de limon de silice broyé aux sables limoneux réduisait le rapport de résistance cyclique (CRR) à tous les niveaux de contrainte de cisaillement initiale, mettant clairement en évidence l'impact des fines peu plastiques sur la réponse cyclique des mélanges étudiés.

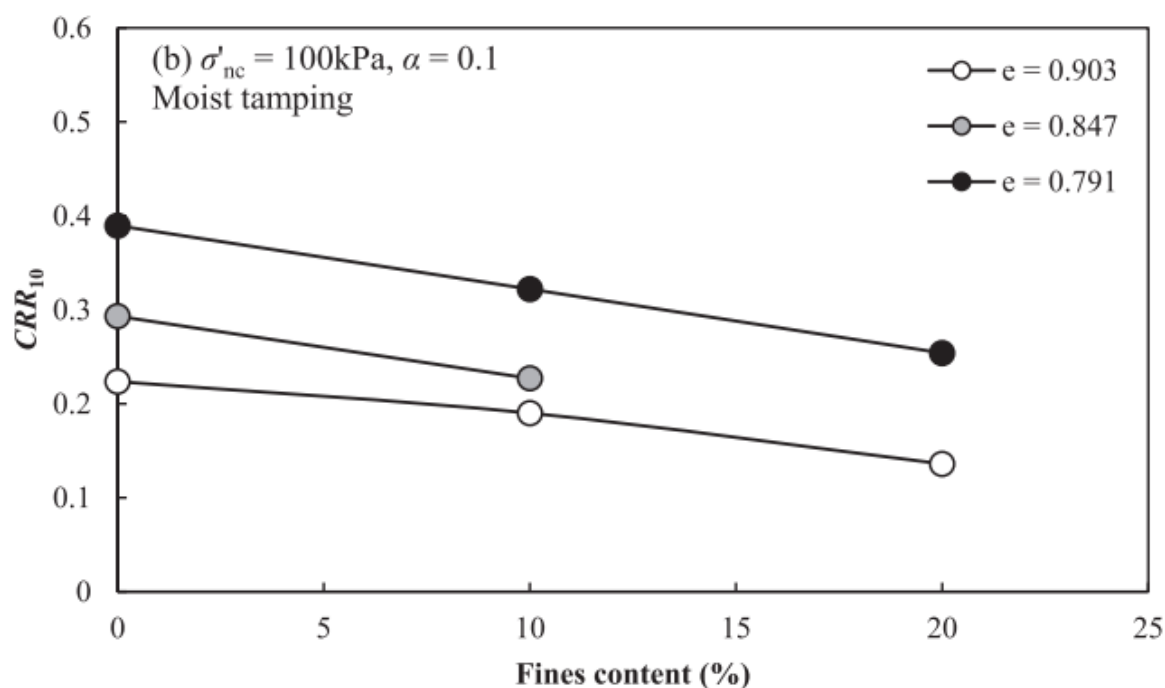


Figure 1.14. Effets de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement cyclique des sables limoneux (Wei et Yang .2019)

Un autre avis sur l'effet des fines sur le comportement du mélange sable-fines a été rapporté par Das & Sitharam (2011) ; des essais triaxiaux non drainés ont été effectués dans le cadre de l'étude sur le sable d'Ahmedabad contenant des fines non plastiques. Il a été observé que la résistance à la liquéfaction diminue à mesure que la teneur en particules fines croît, jusqu'à atteindre un seuil de 20 %. En élevant la proportion de fines, la résistance à la liquéfaction est augmentée. Comme l'illustre la Figure 1.15, Belhouari et al. (2015) ont observé que les mélanges sable-limon devenaient plus susceptibles à la liquéfaction avec l'augmentation de la teneur en limon, mais une fois un seuil critique atteint, le comportement du sol passait du caractère contractant vers celui dilatant indiquant ainsi, une amélioration de la résistance à la liquéfaction. Bousmaha et al. (2016) ont rapporté des résultats similaires, notant que les mélanges avec une teneur en fines jusqu'à environ 30 % présentaient l'aspect contractant, mais passaient à celui dilatant au-delà de ce point.

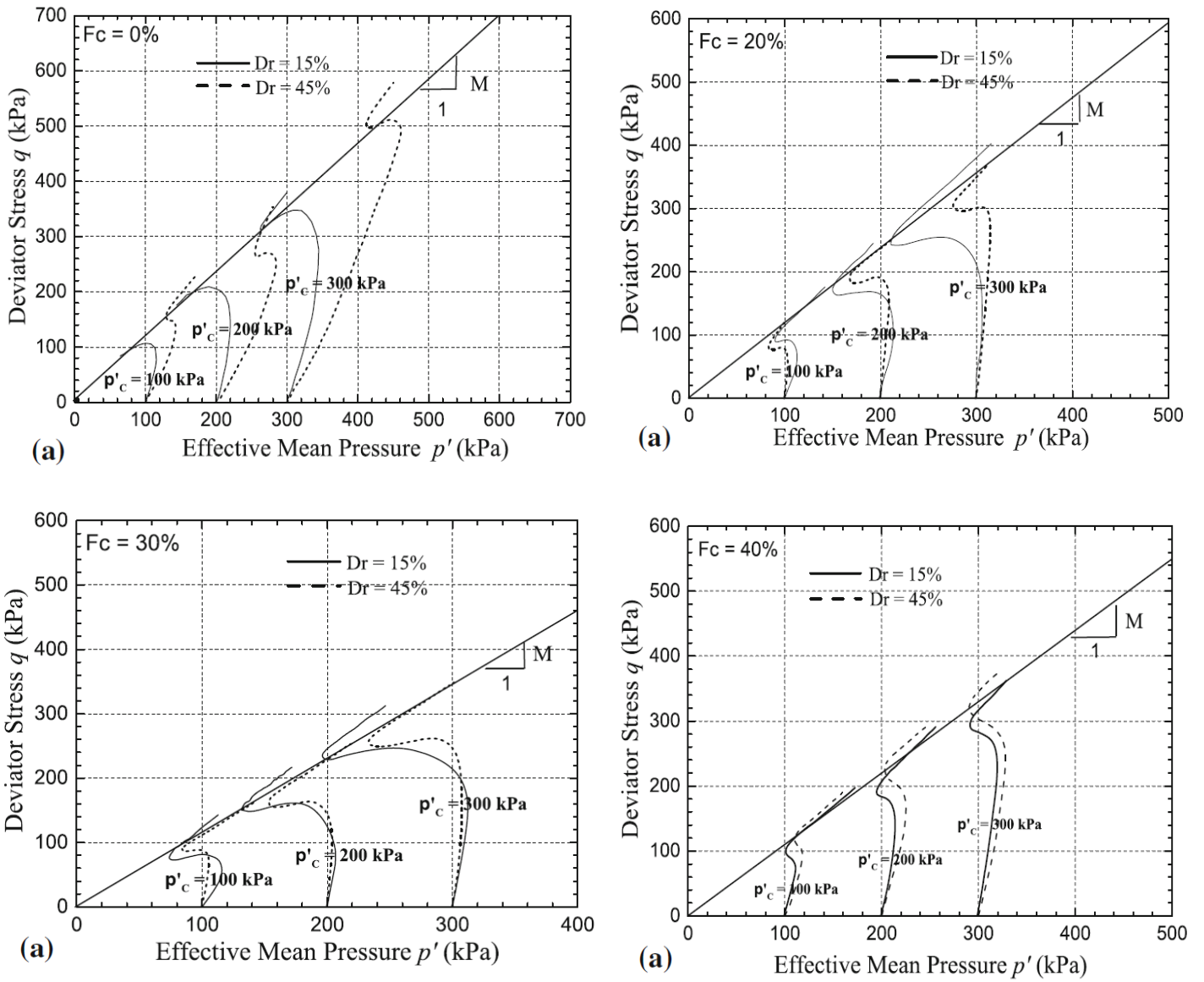


Figure 1.15. Influence des fines sur la réponse non drainée des mélanges sable-limon (Belhouari et al, 2015)

La résistance au cisaillement maximale de chaque échantillon peut être déterminée à partir du chemin de contrainte effective pendant un chargement monotone non drainé lorsque l'échantillon présente un comportement en liquéfaction ou de liquéfaction limitée. De nombreux chercheurs ont rapporté que l'instabilité était initiée après que la courbe de contrainte effective a franchi le point d'instabilité. Par conséquent, l'orientation de la contrainte de cisaillement maximale révèle d'importante indication sur l'instabilité du sol étudié. Cette section présente quelques exemples d'études antérieures sur l'état d'instabilité des mélanges sable-fines. En effet, Chu & Leong (2002) ont démontré la relation entre le rapport de contrainte d'instabilité et l'indice des vides après consolidation (Figure.1.16). Ils ont rapporté qu'une augmentation de l'indice des vides induit une diminution du rapport de contrainte d'instabilité. En outre, Murthy et al. (2007) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable d'Ottawa mélangé avec 0 à 15 % de fines non plastiques et reconstituées par deux méthodes différentes de préparation des échantillons. Ils ont montré que, pour une méthode de préparation d'échantillon donnée, (dans le cas de petites quantités de fines, $F_c < F_{c_{th}}$), une augmentation de la densité du sol entraîne une augmentation du rapport de contrainte d'instabilité. En outre, Murthy et al. (2007) ont déclaré que l'état d'instabilité non drainé a une importance pratique car ce point est celui qui initie le phénomène de la liquéfaction.

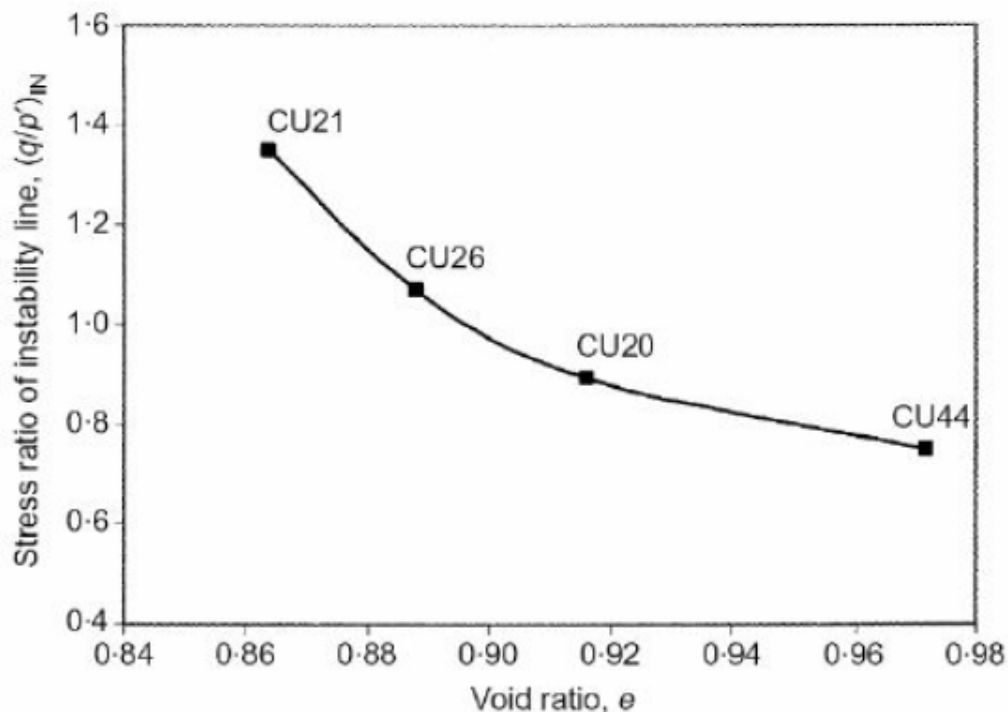


Figure 1.16. Evolution de la pente de la ligne d'instabilité en fonction d'indice de vide (Chu & Leong (2002))

1.5.4 Effet de la teneur en gravier

Le gravier est identifié comme étant un matériau granulaire dont les grains ont un diamètre compris entre 2 mm et 63 mm, conformément à la norme ISO 14688-1 :2017. Historiquement, l'étude du comportement non drainé s'est principalement concentrée sur les mélanges de sable et de fines. Cependant, l'inclusion du gravier dans le sable suscite un intérêt croissant ces dernières années. La plupart de ces études indiquent que la présence de gravier a un impact significatif sur l'augmentation de la stabilité de ces mélanges (Simoni et Houlsby (2006) ; Guoxing et al. (2018)). Chen et Zhang (2019) ont montré qu'une quantité appropriée de gravier pouvait améliorer à la fois la résistance et les caractéristiques de déformabilité des matériaux testés. De plus, Doumi et al. (2021) ont effectué des essais triaxiaux monotones non drainés sur des échantillons de sable avec différentes tailles maximales de particules ($1 \text{ mm} \leq D_{\text{max}} \leq 4 \text{ mm}$), révélant que la résistance au cisaillement augmentait avec la taille maximale des particules (Figure.1.17).

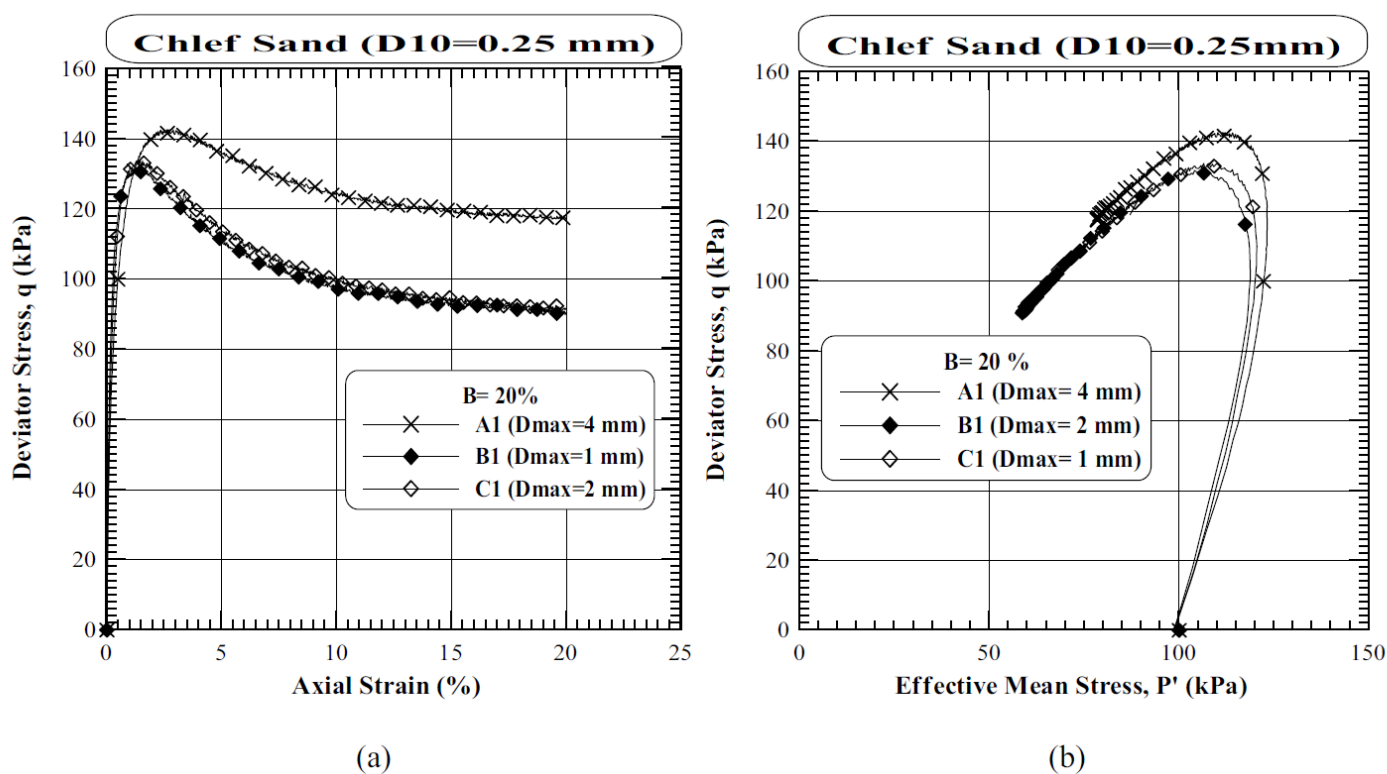


Figure 1.17. Evolution de la contrainte déviatorique du sable de Chlef avec différentes tailles maximales vs : a-déformation axiale, b- contrainte moyenne effective. (Doumi et al. (2021))

Azaiz et al. (2021) ont mené une étude en laboratoire sur des mélanges de sable et de cendres volantes avec différentes tailles maximales de grains. Les résultats trouvés montrent que les échantillons contenant une fraction du gravier ($D_{\max} = 4 \text{ mm}$) présentent une résistance au cisaillement plus élevée que ceux sans gravier ($D_{\max} = 0,63 \text{ mm}$ et 2 mm). Cela met clairement en évidence le rôle déterminant des éléments grossiers (gravier) dans l'amélioration de la résistance du sable.

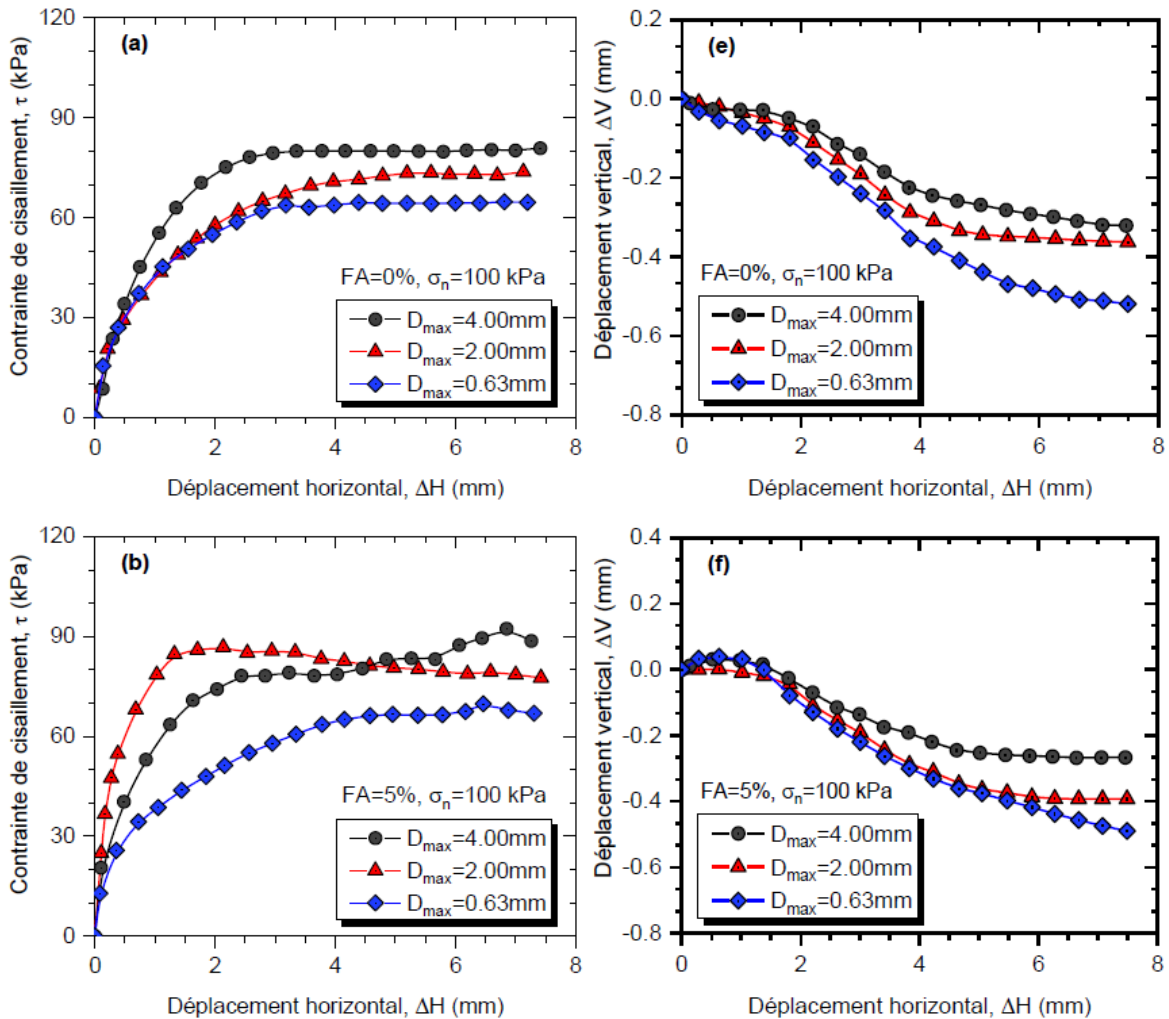


Figure 1.18. L'impact de la taille maximale des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes (Azaiz et al. (2021))

1.5.5 Effet de l'indice de plasticité

L'indice de plasticité correspond à la différence entre les teneurs en eau définissant la limite de liquidité (w_L) et la limite de plasticité (w_P) d'un sol (limites d'Atterberg) :

$$I_P = w_L - w_P \quad (01)$$

Les sols ayant un indice de plasticité, IP modéré à élevé (soit typiquement $I_P > 20\%$) ne sont pas en général susceptibles au phénomène de liquéfaction (Puri (1984) ; Pitman et al. (1994) ; Kramer (1996)). Ishihara et Kosecki (1989) ont démontré que, plus l'IP augmente, plus la résistance à la liquéfaction croît.

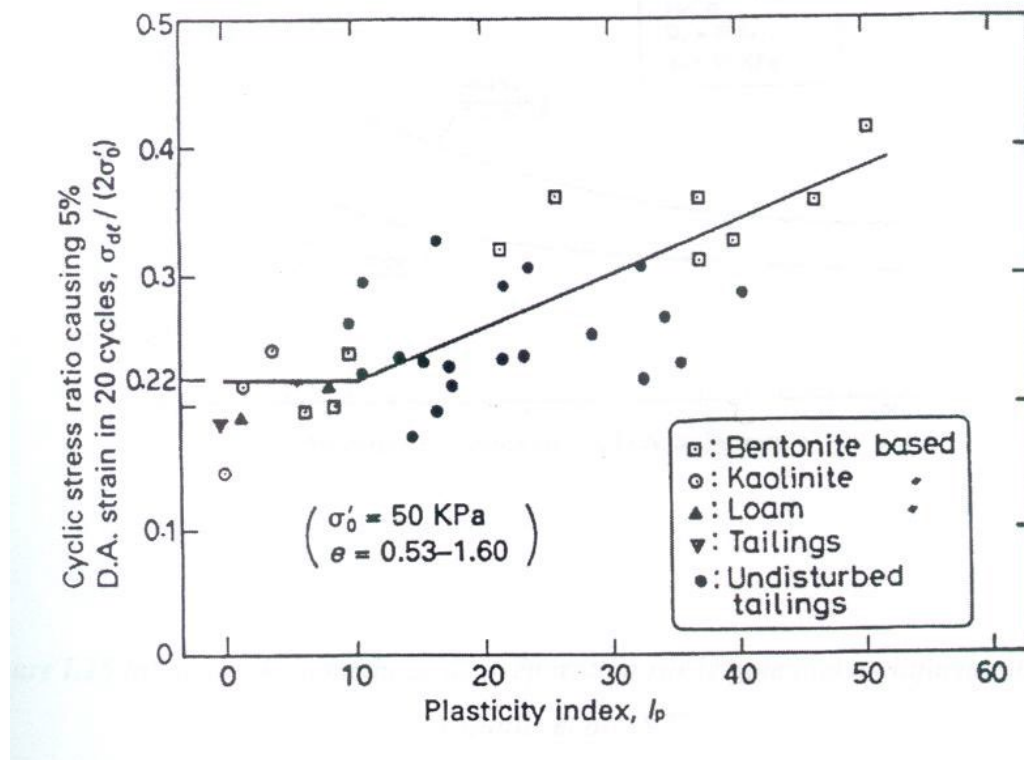
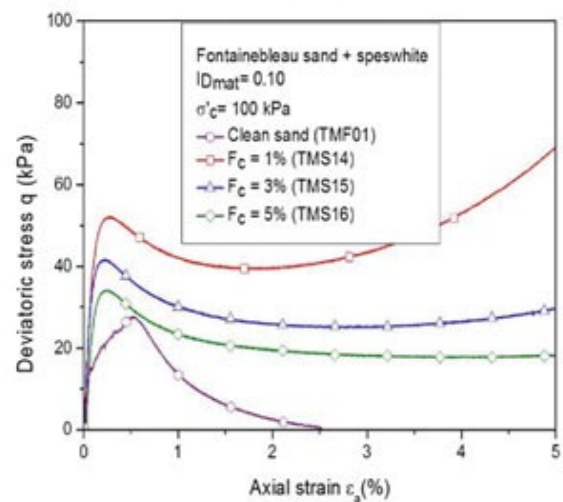
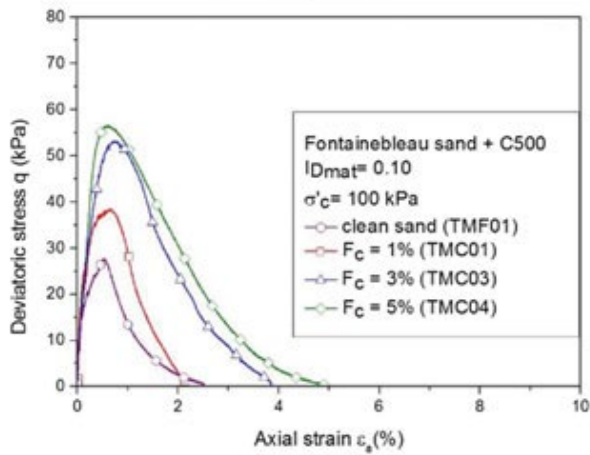
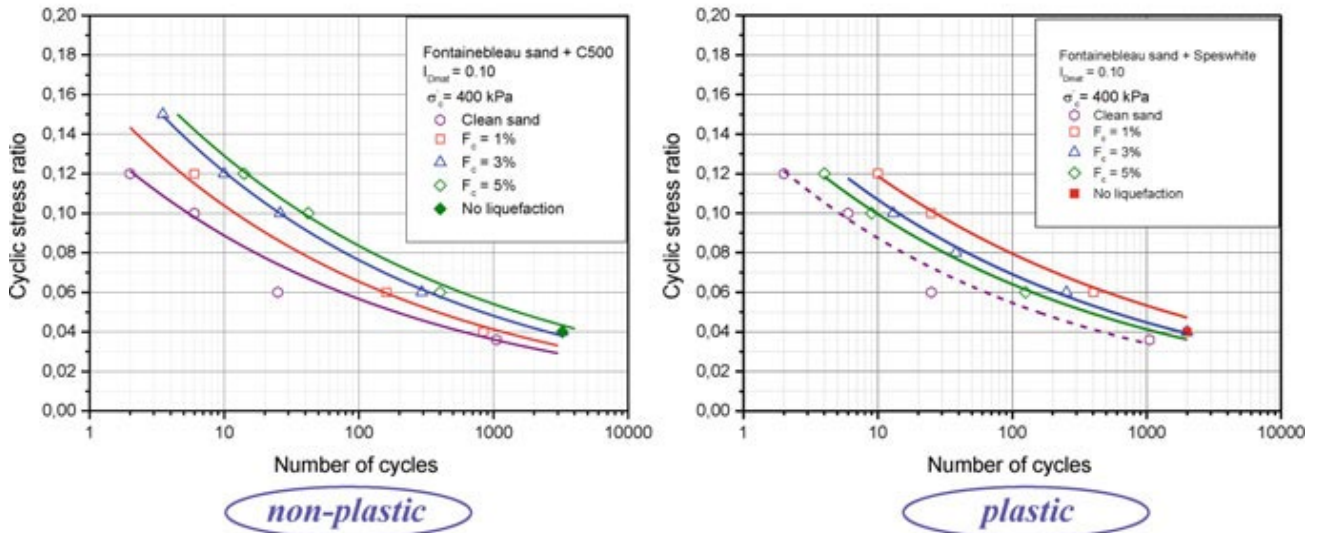


Figure 1.19. Evolution du rapport de contrainte cyclique en fonction de l'indice de plasticité (Ishihara et Kosecki, (1989)).

Papadopoulou et Tika (2016) ont réalisé une série d'essais triaxiaux monotones reconstitués par la méthode de damage humide. Les résultats expérimentaux trouvés ont révélé que dans la gamme des faibles valeurs de l'indice de plasticité de la fraction des fines ajoutée ($I_P = 0\%$ à 12%), il n'existait pas de relation claire et unique entre I_P et la résistance au cisaillement. Récemment, Jradi (2019) et Jradi et al. (2021) ont étudié, par des essais triaxiaux monotones et cycliques non drainés, l'impact de l'indice de plasticité sur la liquéfaction du sable reconstitué selon deux méthodes de préparation (damage humide et pluviation à sec). L'utilisation de fines de limon non plastiques a montré une amélioration significative de la

résistance à la liquéfaction, tandis que l'ajout des fines plastiques a entraîné une diminution de celle-ci (Figure 1.20). Ces différences de comportement s'expliquent en partie par les méthodes de reconstitution qui créent des structures initiales distinctes, pour lesquelles le rôle mécanique des fines n'est pas identique.

(a) cyclic loading



(b) monotonic loading

Figure 1.20. Influence de l'indice de plasticité sur la réponse mécanique du sable de Fontainebleau (Jradi et al. (2021))

1.5.6 Effet de Paramètre d'état équivalent ψ^* :

Il est largement admis que l'état initial exerce une forte influence sur le comportement mécanique du sol. Diverses variables d'état ont été suggérées dans des recherches précédentes. Ces variables ont été employées afin de modéliser simultanément l'impact de l'état de contrainte et de l'état de densité sur un échantillon soumis à différents types de chargement. Ces variables sont définies de la manière suivante :

- 1) Been & Jefferies (1985) ont proposé le paramètre d'état ψ ,
- 2) Wang et al. (2002) ont proposé l'indice d'état de pression I_p .
- 3) Thevanayagam & Mohan (2000) ont proposé le paramètre d'état intergranulaire.
- 4) Bobei & Lo (2001) ont proposé le paramètre d'état modifié ψ_m .

Le paramètre d'état ψ est largement utilisé parmi tous les paramètres disponibles. Il est caractérisé comme différence entre l'indice des vides actuel et l'indice des vides correspondant à la même contrainte effective moyenne sur la ligne d'état stationnaire. En 2007, Rahman et Lo ont proposé une généralisation du paramètre d'état ψ , noté ψ^* , afin de tenir compte de l'impact de la présence des particules fines dans la structure initiale.

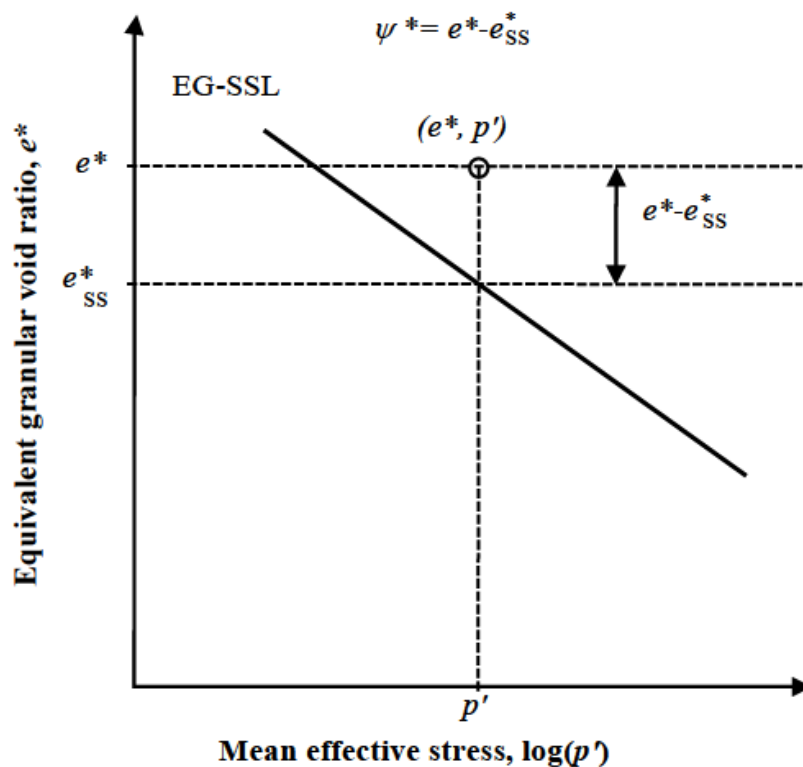


Figure 1.21. Définition de ψ^* d'après Rahman et Lo (2007)

Baki et al. (2010) ont observé une corrélation entre le rapport de contrainte d'instabilité η_{IS} et le paramètre d'état équivalent ψ^* , indépendamment de la proportion de fines et de la pression de confinement initiale. Ils ont également noté que l'augmentation de la valeur de ψ^* entraîne une diminution du rapport de contrainte η_{IS} (Figure 1.22).

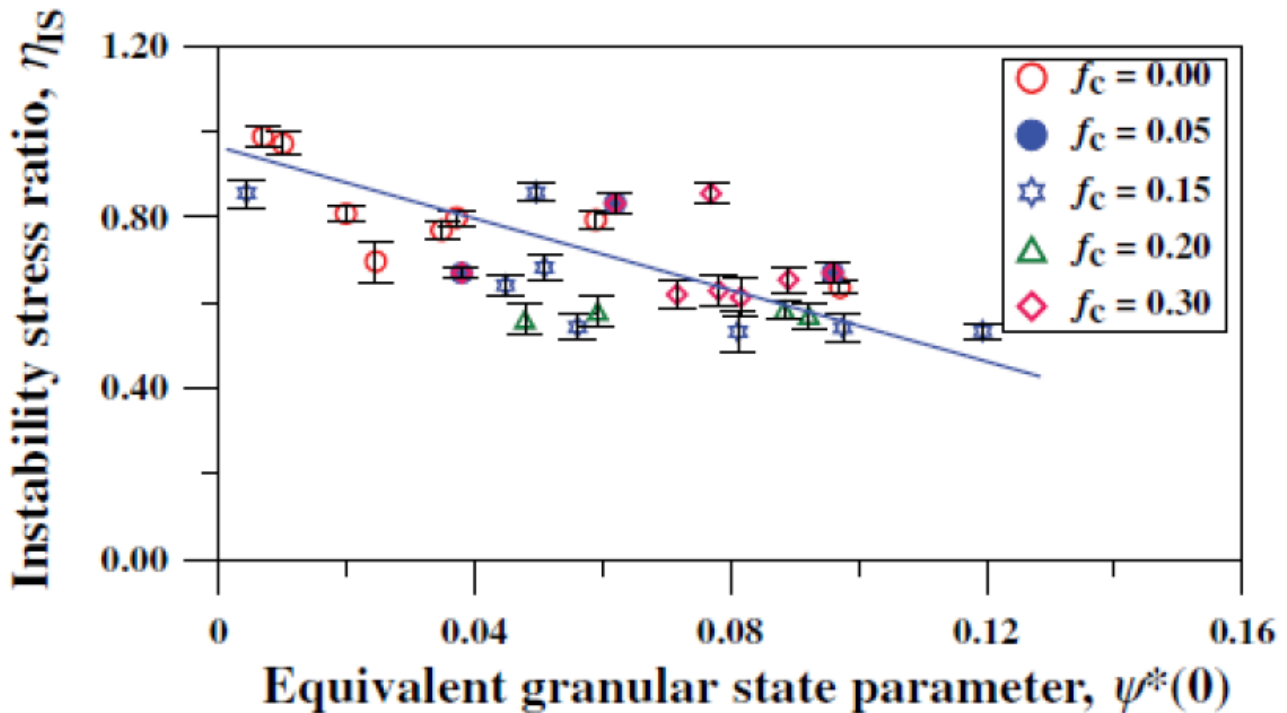


Figure 1.22. Relation entre ψ^* et η_{IS} pour différentes fractions de fines (Baki et al. 2010)

1.5.7 - Effet de la surconsolidation :

D'après la Figure.1.23 adaptée par Lade et Yamamuro (2011), l'effet de la surconsolidation est d'élargir la surface de la limite élastique (Yield surface) et par conséquent favorise l'augmentation de la zone du comportement stable du sol autour du point de l'état actuel de contrainte induisant ainsi une réduction de la zone d'instabilité. Ceci est confirmé par les travaux de Djafar Henni et al. (2010), Della et al. (2011) et Mahmoudi (2017).

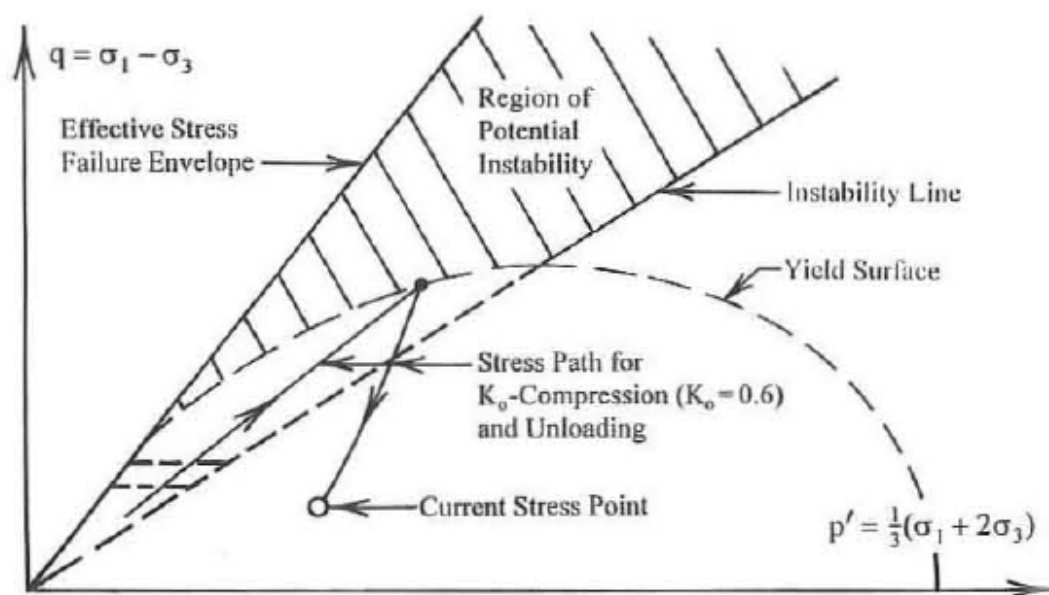


Figure 1.23. Effet de la surconsolidation sur la zone d'instabilité potentiel par Lade et Yamamuro (2011)

1.5.8 Effet de la granulométrie

Récemment, la granulométrie a été signalée à plusieurs reprises comme étant un facteur influent régissant le comportement mécanique et l'instabilité des sols (Islam et al. (2011), Wang et al. (2013), Sarkar et al. (2019), Cherif Taiba et al. (2019)). En effet, plusieurs auteurs ont rapporté que la diminution des différentes caractéristiques granulométriques d'un sol (D_{10} , D_{30} , D_{50} , D_{60} et C_u) due à l'ajout de particules fines, une diminution progressive de la résistance au cisaillement a été observée dans les résultats expérimentaux de Belkhatir et al. (2011). En outre, Cherif Taiba et al. (2016) ont pu d'ajuster la variation de la résistance au cisaillement maximale (q_{peak}) en fonction des différentes tailles de grains pour unifier les résultats expérimentaux pour deux sables : Chlef et Fontainebleau. Une explication raisonnable a été donnée par Monkul et Yamamuro (2011) en utilisant le rapport de diamètre moyen entre les grains grossiers et fins ($D_{50-sable}/D_{50-limon}$) comme base de comparaison. Avec l'augmentation de ce paramètre physique, les particules ajoutées sont devenues plus fines et principalement situées dans les vides intergranulaires au lieu de former des contacts de type « contact sable-fines », puisque les particules plus fines ont une plus grande mobilité et une plus grande capacité à s'intégrer facilement dans le système de vides internes. Ainsi, le rôle mécanique de la matrice principale de sable hôte a été bien maintenu et elle a pu par conséquent fournir presque la même résistance globale au cisaillement, indépendamment de l'ajout de particules fines.

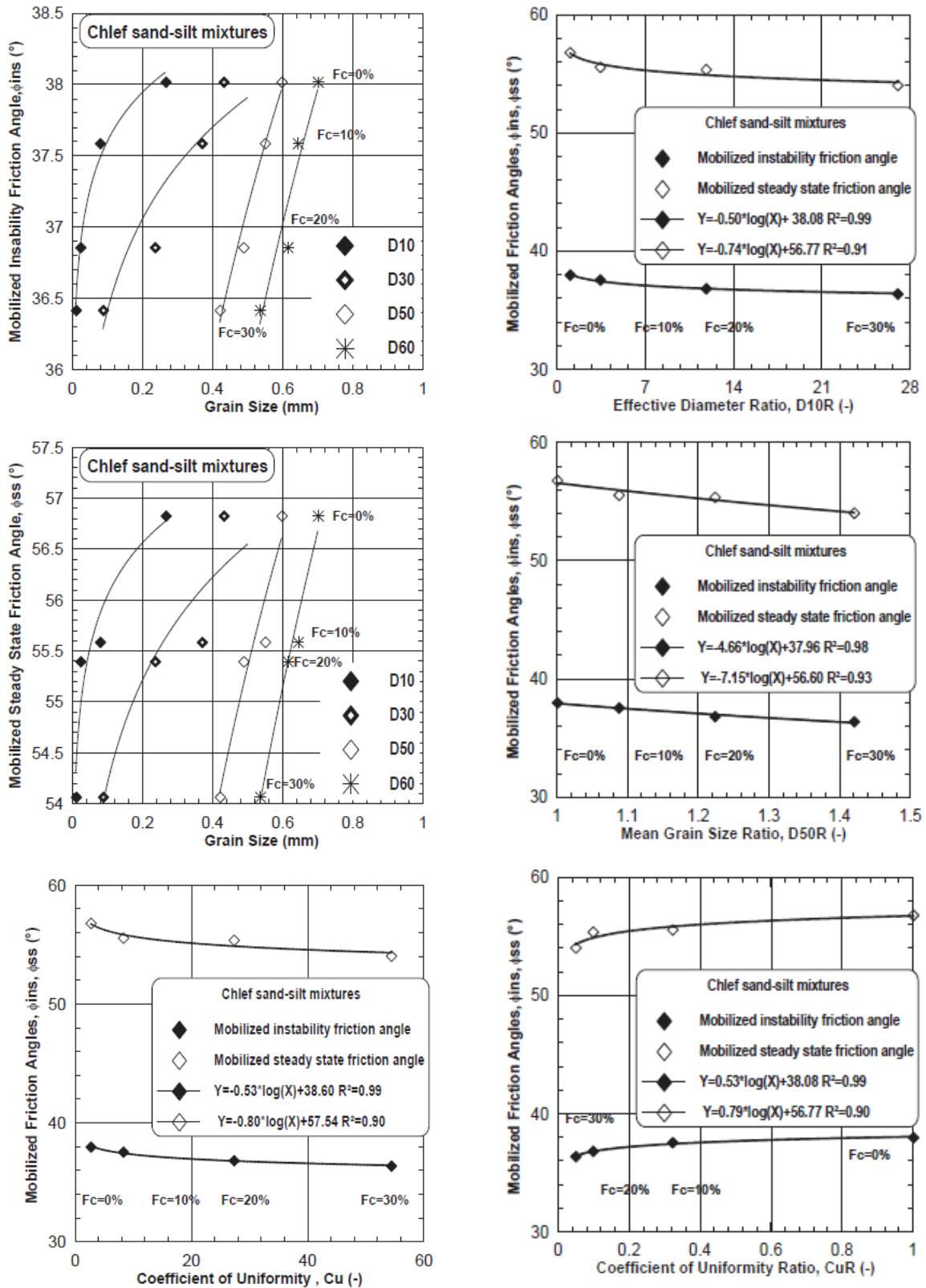


Figure 1.24. Influence de la granulométrie sur l'instabilité d'un sable limoneux (Cherif Taiba et al. (2019))

1.5.9 Influence des méthodes de fabrication

Plus important encore, tout en fixant les conditions initiales des essais triaxiaux (par exemple, la densité et la contrainte de consolidation) en utilisant le même sable, la méthode de reconstitution elle-même a également un impact significatif sur la réponse du sable (Mulilis et al. (1977) ; Benahmed et al. (2004) ; Flitti et al. (2016) ; Mahmoudi et al. (2024)). En d'autres termes, la manière dont un échantillon de sable est préparé à une densité donnée a une influence significative sur la réponse de la microstructure initiale du sol, contrôlant ainsi, sa réponse ultérieure. Figure 1.25 présente les résultats d'essais triaxiaux non drainés (Mahmoudi et.al.2018) sur le sable de Chlef moyennement dense ($D_r=52\%$). On constate que (i) en appliquant la méthode de damage humide (DH), la réponse mécanique du sable est caractérisée par une contractance très remarquable illustrant ainsi, un décalage de la ligne d'instabilité vers le bas ; (ii) tandis qu'une réponse dilatante induisant un état plus stable et une meilleure résistance à la liquéfaction pour les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec (PS). Cependant, l'angle de frottement d'instabilité et la résistance au cisaillement diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines pour l'échantillon préparé par la méthode PS, indiquant un changement vers un comportement plus contractant. D'autre part, l'angle de frottement d'instabilité augmente avec la teneur en fines pour les échantillons préparés par la méthode DH, suggérant une réponse plus dilatante offrant ainsi, une tendance haussière de la résistance au cisaillement.

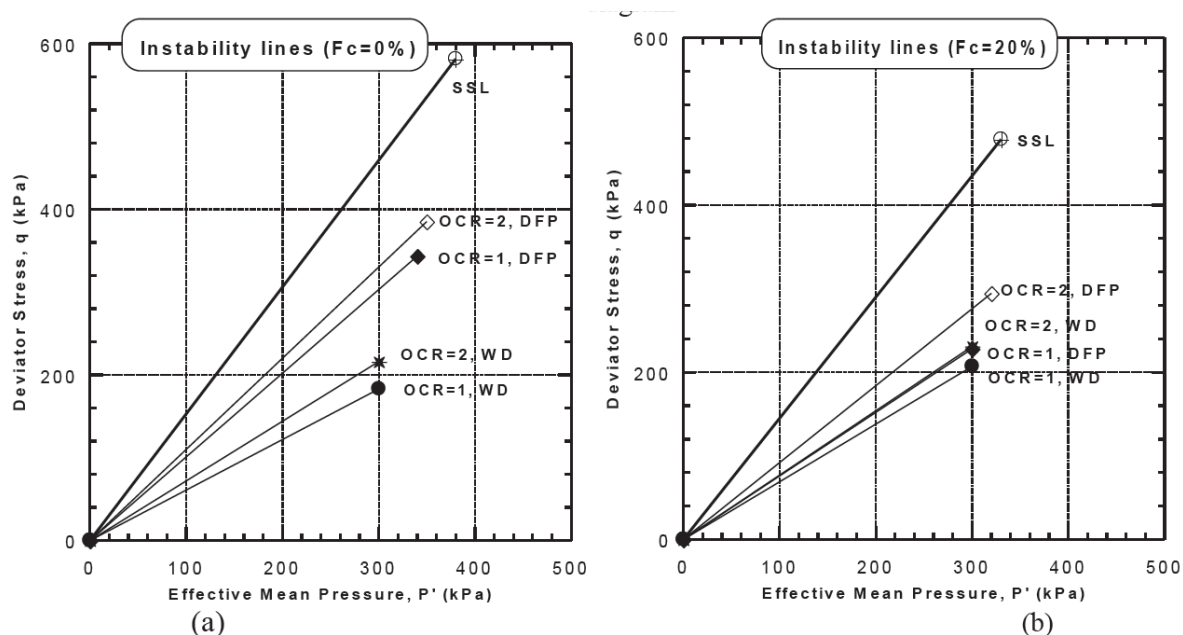


Figure 1.25. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur les lignes d'instabilité des mélanges sable-limon (Mahmoudi et.al.2018)

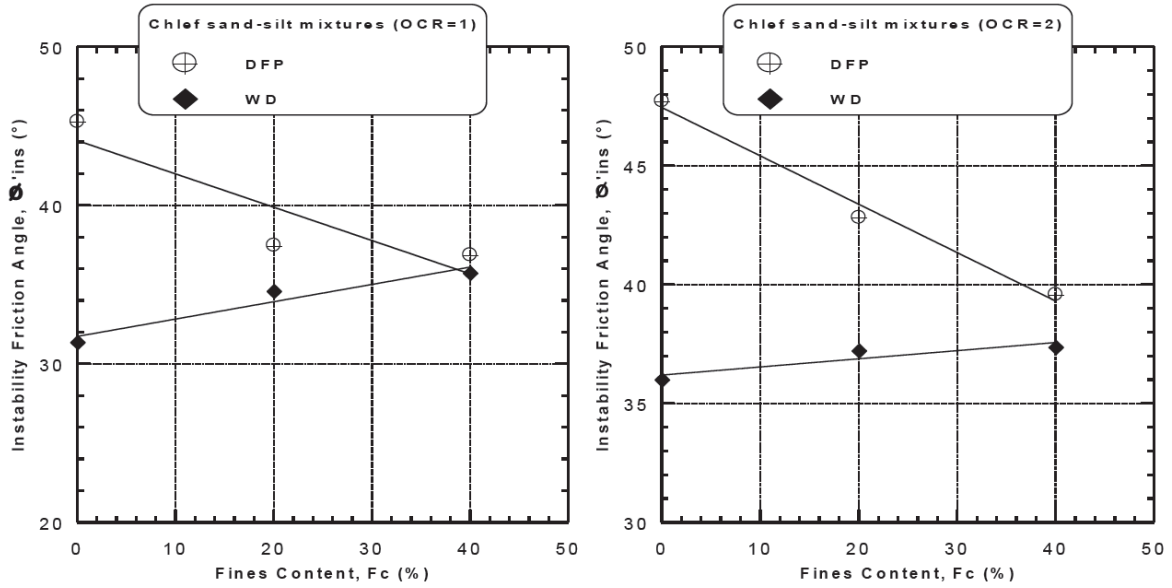


Figure 1.26. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur les angles de frottement d'instabilité des mélanges sable-limon (Mahmoudi et.al.2018)

En plus, Della et al. (2014) ont trouvé des résultats démontrant que la zone d'instabilité pour les échantillons fabriqués en utilisant la technique du damage humide DH (noté WT) est plus étendue que pour ceux préparés par la méthode de pluviation à sec PS (noté DFP). En d'autres termes, la méthode de pluviation à sec génère des pentes de ligne d'instabilité plus élevées que celles générés par le damage humide (Figure 1.27).

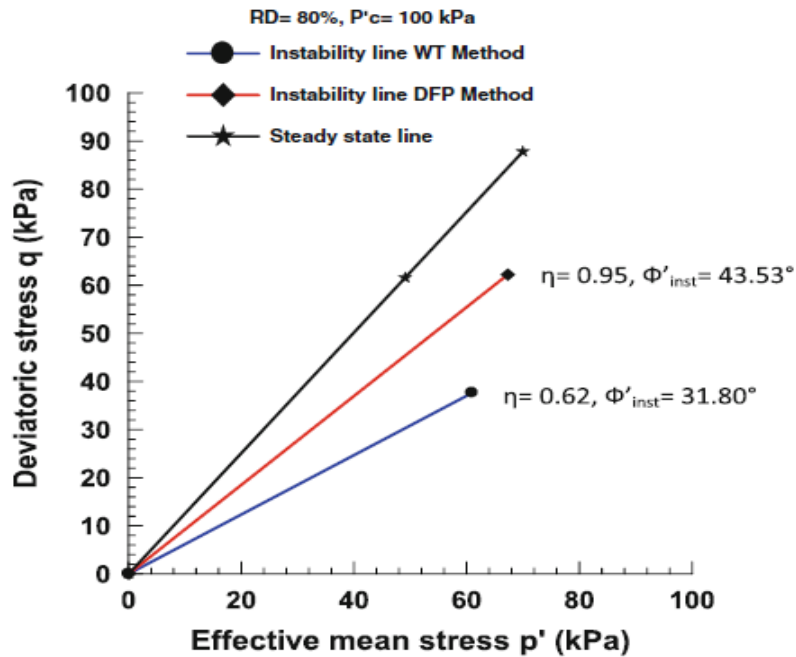


Figure 1.27. Influence des méthodes de fabrication des échantillons sur la pente et la zone d'instabilité (Della et al. 2014)

D'après les hypothèses de Zhehao (2023), en ce qui concerne la technique de pluviation à sec (Figure 1.28), les particules fines occupent les espaces interstitiels entre les grains de sable et se placent également près des points de contact entre les grains de sable en se dispersant. Lorsqu'elles s'infiltrent dans les vides intergranulaires, elles ne contribuent pas mécaniquement à la réponse du sol et peuvent être qualifiées d'inactives, car elles sont libres de se déplacer. En revanche, lorsqu'elles se positionnent à proximité des points de contact elles favorisent la dispersion des gros grains, modifiant ainsi, la structure granulaire du sable. Ce mécanisme favorise la déformation par glissement du squelette sableux tout en limitant son caractère dilatant. De plus, cette influence négative pourrait s'intensifier avec une concentration accrue de particules fines. Ceci pourrait expliquer la diminution de la contrainte déviatorique en fonction de l'augmentation de la proportion de particules fines.

Dans le contexte de la méthode de damage humide illustrée dans la Figure 1.29, on observe que le sable est largement recouvert par les agglomérats de particules fines, tandis qu'une faible quantité de ces dernières pénètre dans les vides intergranulaires. Ce phénomène peut s'expliquer par l'effet de la force capillaire induite par la méthode de damage humide. La présence de macropores dans le sol contribue à un fort potentiel d'effondrement de sa structure initiale. Sous l'effet du cisaillement, ces macropores tendent à se contracter, ce qui entraîne une augmentation rapide de la pression interstitielle en conditions non drainées. Par conséquent, le sol devient plus susceptible à la liquéfaction statique. Néanmoins, les particules fines ne peuvent pas véritablement rompre le contact intergranulaire entre les grains de sable adjacents, car elles sont associées aux grains de sable grossiers. Lorsque des particules fines sont ajoutées à la matrice sableuse, la littérature indique généralement une augmentation de la résistance au cisaillement, tout en maintenant pratiquement inchangée la chaîne de force globale, ce qui densifie l'échantillon testé. Ceci pourrait expliquer la raison pour laquelle la présence de particules fines peut contribuer de manière avantageuse à la résistance au cisaillement globale.

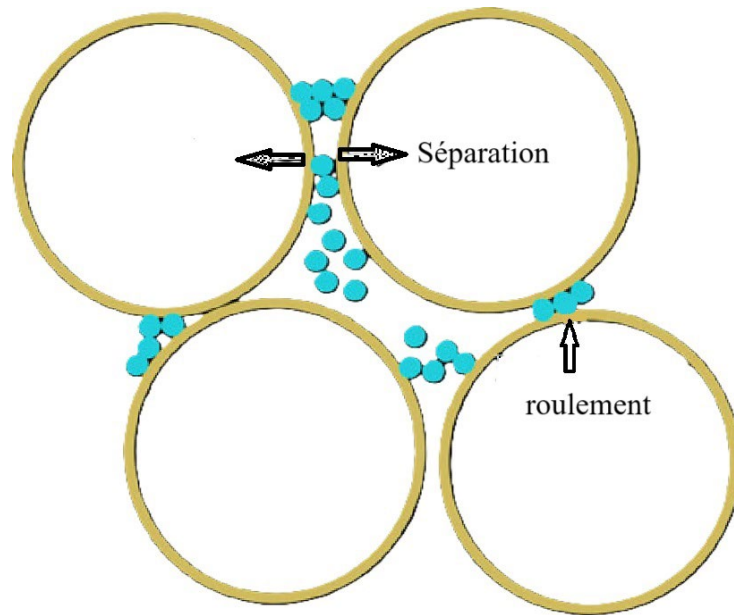


Figure 1.28. Schéma d'arrangement des grains reconstitués par pluviation à sec.

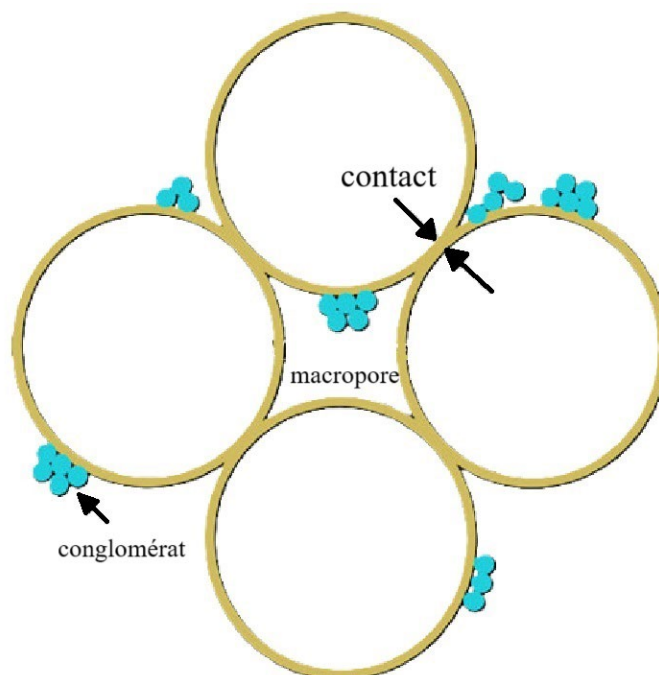


Figure 1.29. Schéma d'arrangement des grains reconstitués par damage humide.

1.5.10 Effet de l'état de contrainte initiale

À une profondeur spécifique H , l'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos est caractérisé par les contraintes effectives σ'_v et σ'_h existant à ce niveau. La contrainte σ'_v s'exerce sur la face horizontale, tandis que σ'_h s'applique sur la face verticale.

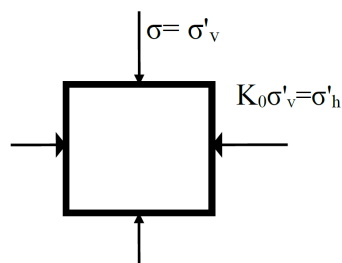


Figure 1.30. Etat de contrainte initiale d'un sol au repos.

Ishihara et al. (1977) ont réalisé une étude expérimentale à l'aide d'un dispositif cylindrique de cisaillement par torsion, permettant d'imposer une condition de consolidation K_0 donnée pour un sable propre de $D_r = 55\%$, avec une variation du coefficient de terre au repos k_0 de 0,5 à 1,5, tout en maintenant la contrainte effective verticale constante. Comme l'illustre la Figure 1.31, une corrélation directe a été constatée entre la résistance au cisaillement cyclique et le coefficient de terre au repos K_0 . À mesure que K_0 augmente et en raison d'une compaction plus importante du sol (tendance plus marquée en profondeur), une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique a été remarquée. Ceci est conforme aux résultats de Seed et Peacock (1971).

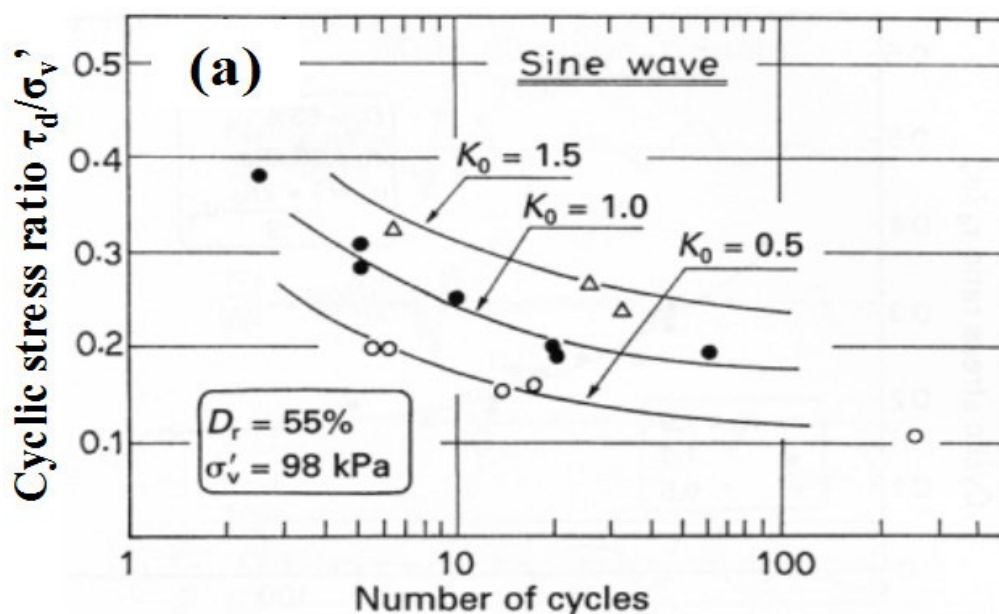


Figure 1.31. Influence du coefficient des terres au repos K_0 sur la réponse cyclique des sols (Ishihara et al. (1977)).

1.5.11 Effet de pré-cisaillement

Dans le cadre de l'étude de certains ouvrages, il a été observé que le sol peut être exposé à un cisaillement initial dû à la présence d'infrastructures telles que des ouvrages de soutènement ou des fondations. Dans ce contexte, une analyse approfondie de l'impact du pré-cisaillement sur le potentiel de liquéfaction s'avère impérative. La liquéfaction des sols est un processus qui requiert un chargement cyclique, c'est-à-dire une alternance de phases de compression et d'extension (Lee et Seed, (1967) ; Finn et al. (1970) ; Vaid et Finn. (1979) ; Ishihara et Okada. (1978) ; Vaid et al. (1979) ; Mohkam (1983)). Il a été observé que l'application de contraintes de cisaillement initiales peut contribuer à l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des sols. D'après Ishihara et Okada (1982), les résultats des essais triaxiaux trouvent ont révélé que la résistance à la liquéfaction sous un chargement cyclique dépend de l'amplitude et de l'orientation du cisaillement initial. De plus, ils ont démontré que la déformation a un impact mineur sur la résistance à la liquéfaction pendant la phase de compression. Toutefois, il a été noté que la résistance au cisaillement cyclique subit une réduction significative. En outre, il a été observé que, pendant la phase d'extension, le sable présente un comportement contractant.

Récemment, Wichtmann et al. (2005) ont établi que, pour un échantillon non pré-cisailé, la liquéfaction a été atteinte après cinq cycles, tandis que pour un échantillon pré-cisailé, ce phénomène s'est produit après huit cycles (Figure 3.32).

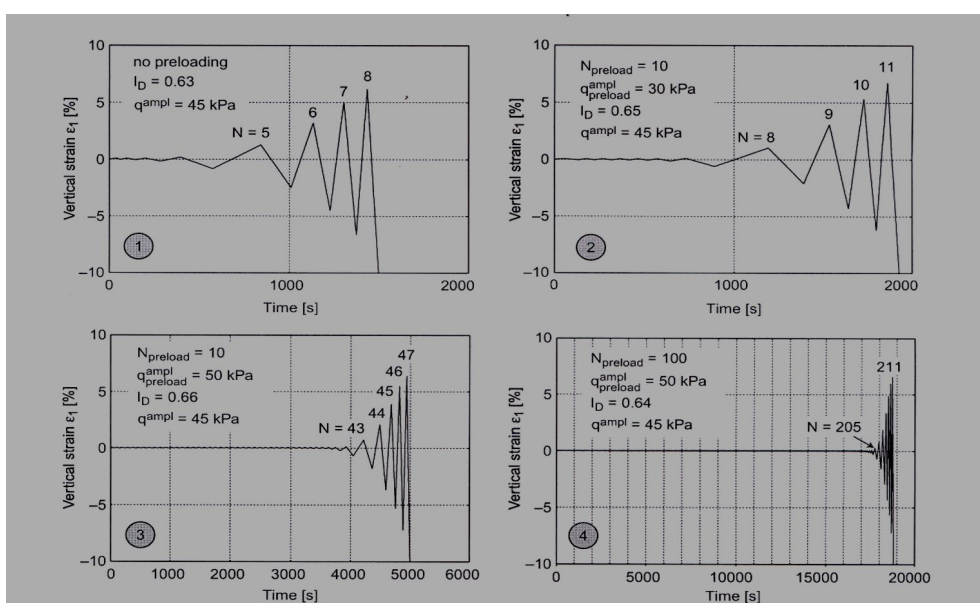


Figure 1.32. Effet du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al. (2005))

1.5.12 Effet de fluage

Le fluage est défini comme une déformation irréversible sous un chargement constant. Les résultats expérimentaux de Lade (1994), Lade et al. (1997) et Lade et al. (2011) montrent que, si un échantillon de sable est soumis à un fluage continu sous l'effet d'un chargement triaxial en condition non drainée, un comportement instable peut se manifester. Cette instabilité résulte de l'augmentation des pressions interstitielles provoquée par l'empêchement du fluage volumétrique. Si le fluage est initié dans un échantillon proche de la ligne d'instabilité, le sol peut présenter un comportement instable à cet endroit. Leong et Chu (2002) ont réalisé une étude expérimentale pour déterminer l'effet de fluage sur l'instabilité du sable lâche. Ils ont montré que l'instabilité se manifeste uniquement lorsque l'état des contraintes dépasse la ligne d'instabilité. Toutefois, selon leurs résultats, si le fluage se développe en condition non drainée, l'instabilité peut survenir même lorsque l'état des contraintes se situe en dessous de cette ligne (Figure 3.33). Enfin, Yusa (2015) a constaté que des durées de fluage plus longues augmentent le nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon testé.

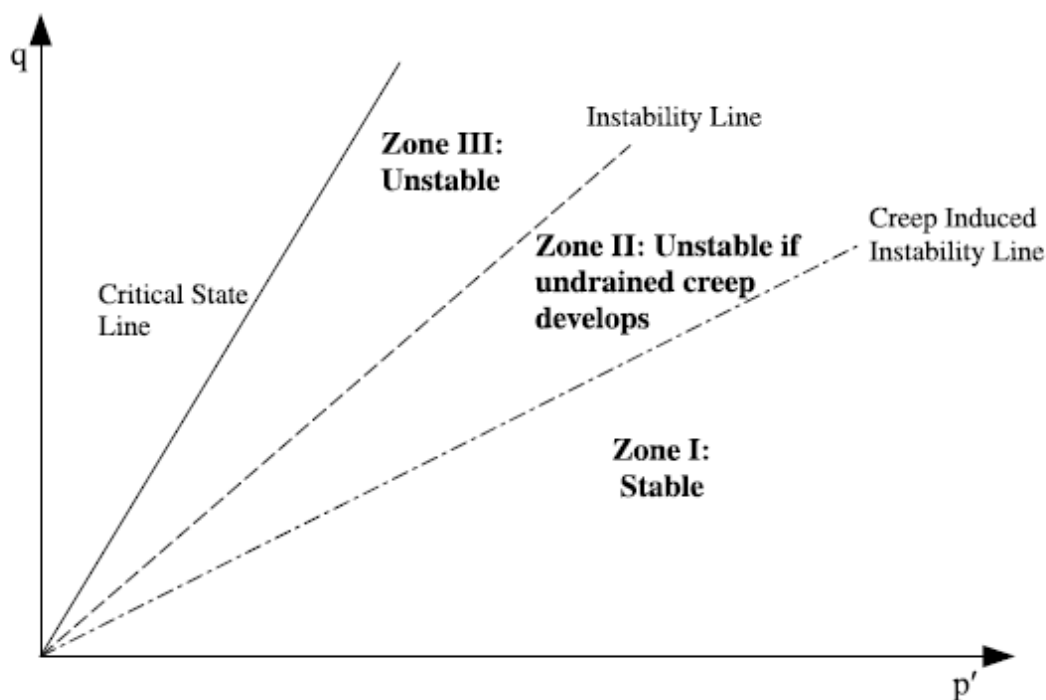


Figure 1.33. Schéma illustrative des trois zones définissant les différents comportements d'instabilité. (Leong et Chu (2002)).

1.5.13 Effet de la saturation

Il est possible d'évaluer expérimentalement l'état de saturation d'un échantillon en utilisant le coefficient de Skempton B. Celui-ci a pour but de décrire la réponse d'un sol soumis à une contrainte isotrope. Shérif et al. (1977), Chaney (1978), ainsi que Giroud et Cordary (1976) ont rapporté qu'un sol est considéré comme saturé lorsque la valeur du coefficient de Skempton dépasse 0.8.

Monkul et al. (2015) ont étudié la réponse en cisaillement simple cyclique de trois types de sols sableux (sable propre, sable limoneux et sable argileux) afin de comparer le comportement d'échantillons secs et saturés. Les résultats montrent que, pour le sable propre, les échantillons secs et saturés présentent des courbes de tendance très similaires, et que la différence en termes de résistance à la liquéfaction est négligeable. Cette même tendance se retrouve pour le sable limoneux. De plus, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est moins prononcée pour le sable limoneux que pour le sable propre, comme l'illustre la Figure 1.34.

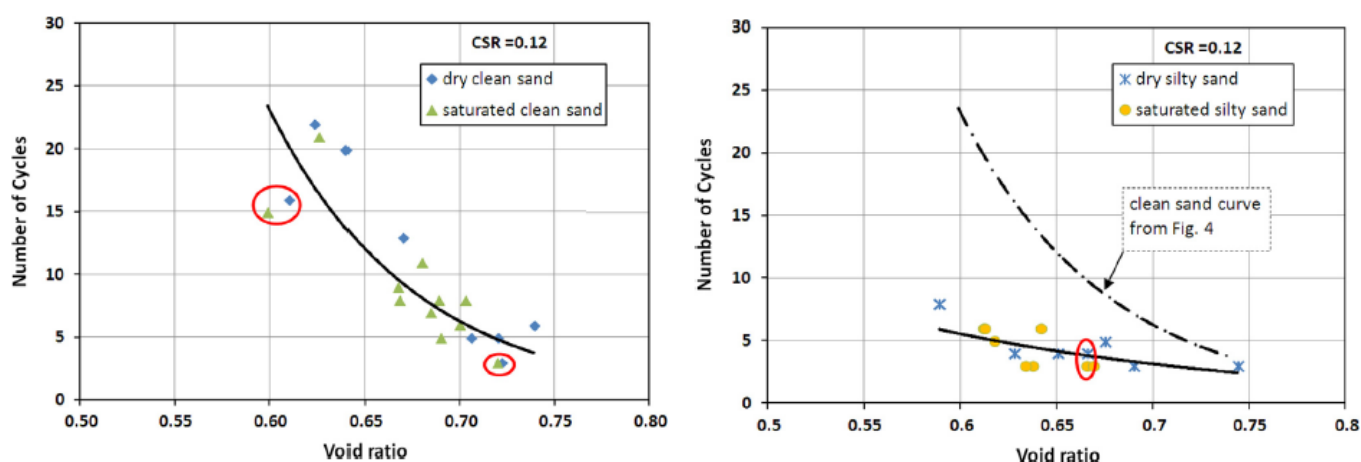


Figure 1.34. Comparaison entre les comportements des sols secs et saturés (Monkul et al. (2015))

Doumi et al. (2020) ont réalisé des essais triaxiaux en condition non drainée pour étudier l'influence du coefficient de Skempton sur le comportement des mélanges sable-limon. Comme le montre la Figure 1.35, l'augmentation du coefficient de Skempton induit une réduction de la résistance à la liquéfaction des échantillons testés. Ces résultats sont corroborés par plusieurs auteurs, notamment Yochimi et al. (1989), Della et al. (2011), He et al. (2014), Arab et al. (2015), Zhang et al. (2016), Krim A. et al. (2020), Bouri (2021) et Doumi et al. (2021).

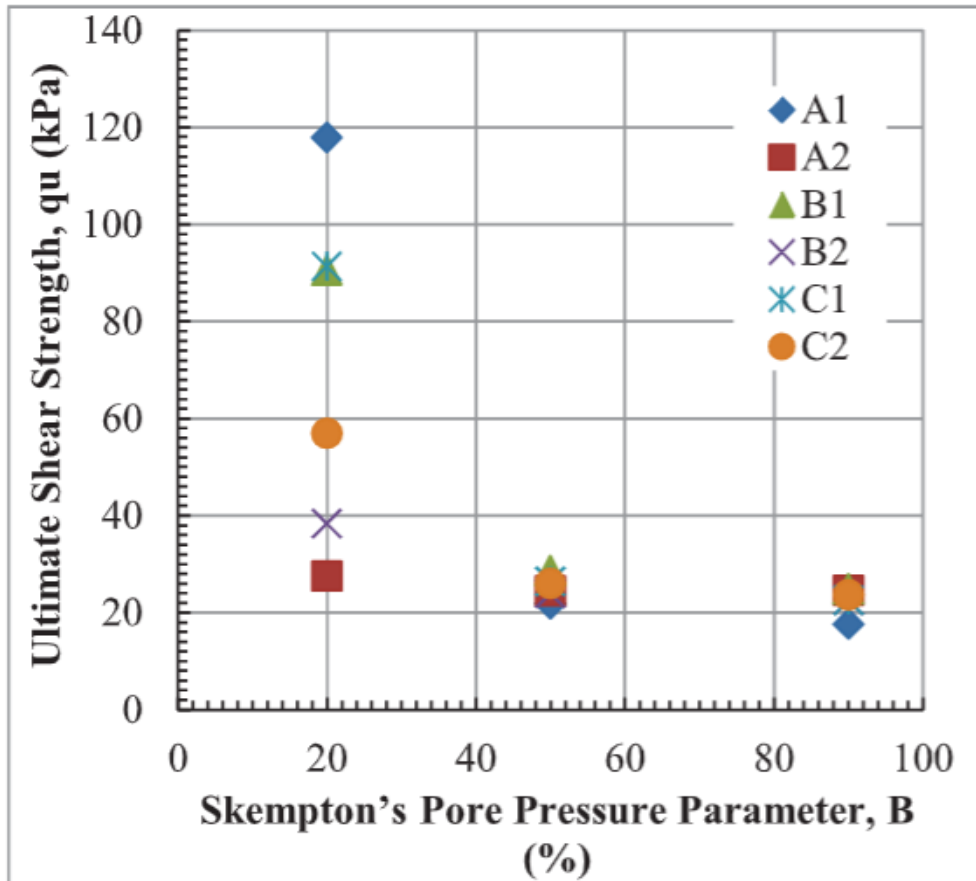


Figure 1.35. Influence du coefficient de Skempton sur la résistance au cisaillement ultime (Doumi et.al (2020))

1.6 Conclusion

Ce chapitre a permis d'appréhender la complexité de l'instabilité des sols granulaires en se concentrant sur les conditions du déclenchement du phénomène de la liquéfaction, un enjeu majeur en géotechnique. En effet, celui-ci se manifeste par une perte soudaine et marquée de la résistance au cisaillement des sols saturés et dans certains cas dans ceux partiellement saturés, résulte principalement de l'augmentation de la pression interstitielle lors de sollicitations monotones ou cycliques (notamment sismiques), entraînant ainsi une baisse critique de la contrainte effective.

L'analyse a mis en lumière les comportements mécaniques essentiels des sols, tels que la distinction entre contractance et dilatance et la progression vers un état critique ou stationnaire. Des outils conceptuels ; la ligne d'état critique (LEC), la ligne d'état stationnaire (SSL), la ligne d'instabilité (IL) ainsi que la zone d'instabilité associée, ont été présentés pour évaluer une éventuelle susceptibilité d'un sol à l'instabilité. Par ailleurs, certains autres éléments clés de la réponse des sols ont été analysés, tels que la granulométrie, la densité relative initiale, présence des fines plastiques/peu plastiques, l'histoire des contraintes, la saturation et les méthodes de préparation des échantillons.

Le prochain chapitre expose en détail les procédures expérimentales utilisées ainsi que les matériaux examinés au cours de ce travail de recherche.

CHAPITRE 2 :
DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET MATERIAUX TESTES

Ce chapitre présente d'abord les dispositifs expérimentaux et la méthodologie utilisée pour les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et ceux réalisés à l'appareil triaxial. Nous détaillons ensuite les méthodes de préparation des échantillons (pluviation à sec et damage humide) ainsi que les différentes étapes et procédures mises en œuvre pour la conduite des tests. Enfin, nous présentons les matériaux utilisés et leurs caractéristiques physiques prises en compte lors de la réalisation des différents essais sur les mélanges sable-limon/gravier en faisant varier leurs proportions.

2.1 Introduction

La caractérisation géotechnique des sols utilisés comme matériaux de construction ou site de fondation est donc un processus essentiel pour garantir la sécurité et la stabilité des ouvrages de construction. Elle permet d'adapter les projets aux spécificités du site, de prévenir les risques et d'optimiser les coûts de construction. Cette dernière repose sur l'étude approfondie de leurs propriétés physico-mécaniques et hydrauliques. Cette analyse prend en compte des paramètres tels que la résistance, la rigidité, la déformabilité et le tassement, et s'appuie sur un programme d'essais combinant analyses en laboratoire et investigations in situ.

Les essais en laboratoire permettent un contrôle précis des conditions initiales et une détermination rigoureuse des performances du sol. À titre d'exemple, des essais comme le cisaillement direct à la boîte de Casagrande, l'essai triaxial monotone ou cyclique offrent des données cruciales sur le comportement des sols sous différentes sollicitations, facilitant ainsi leur classification et leur utilisation optimale dans les projets d'ingénierie.

2.2 Les dispositifs expérimentaux utilisés :

2.2.1 Boîte de cisaillement direct

L'appareil de cisaillement direct est constitué d'un capot de chargement métallique sur le dessus, soumis à une force standard. De plus, des pierres poreuses ont été placées en haut et en bas pour faciliter le drainage. Les échantillons étaient contenus dans les demi-boîtes et placés dans un dispositif de cisaillement équipé de rouleaux. Pendant le test, une force de cisaillement est appliquée sur la demi-boîte inférieure, tandis que la demi-boîte supérieure reste fixe. Les échantillons ont été placés dans un volume de 60 mm × 60 mm × 25 mm. Par la suite, trois contraintes normales standard ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa) ont été appliquées aux mélanges binaires sous forme de plaques carrées. Le processus d'acquisition des données impliquait l'utilisation d'un appareil connecté à un ordinateur, qui enregistrerait les données pendant le test de cisaillement direct effectué à un taux constant de 1 mm/min. La masse des échantillons a été déterminée en utilisant l'équation (2.1) prenant en compte des facteurs tels que la densité relative initiale (D_r), l'indice des vides cible (e), le poids volumique du constituant solide (γ_s), le volume total (V_T), et les indices des vides extrêmes (e_{max} et e_{min}) :

$$m_s = (V_T \times \gamma_s) / [1 + e_{max} \times (1 - D_r) + D_r \times e_{min}] \quad (2.1)$$

Pour chaque essai réalisé, la vitesse est maintenue constante où le cisaillement est appliqué de manière continue jusqu'à atteindre une limite de déplacement horizontal égale à 7,5 mm. Les

mesures relatives à la force, au déplacement vertical et au déplacement horizontal affichées sur les comparateurs sont relevées et enregistrées.

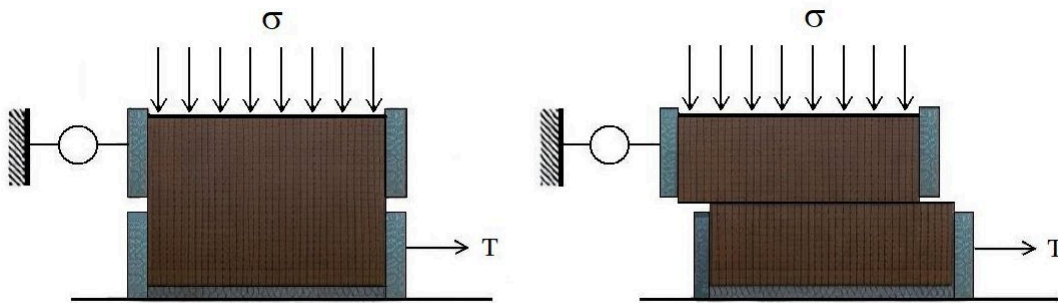


Figure 2.1. Essai de cisaillement direct



Figure 2.2. Boite de cisaillement utilisée.

2.2.2 Essai triaxial :

Dans le domaine de la géotechnique, l'essai triaxial est une méthode expérimentale largement utilisée pour analyser la réponse mécanique des sols et des matériaux géotechniques. Il permet d'évaluer la résistance au cisaillement, la compressibilité et les propriétés de déformation des matériaux soumis à différentes conditions de sollicitation. En effet, l'application d'une contrainte contrôlée permet la collection de données fondamentales pour la modélisation du comportement des sols, que ce soit en condition drainée ou non drainée. En outre, l'utilisation de cette méthode s'étend à divers domaines de l'ingénierie géotechnique, notamment l'analyse de la stabilité des structures, la conception des fondations et l'étude des phénomènes de liquéfaction.

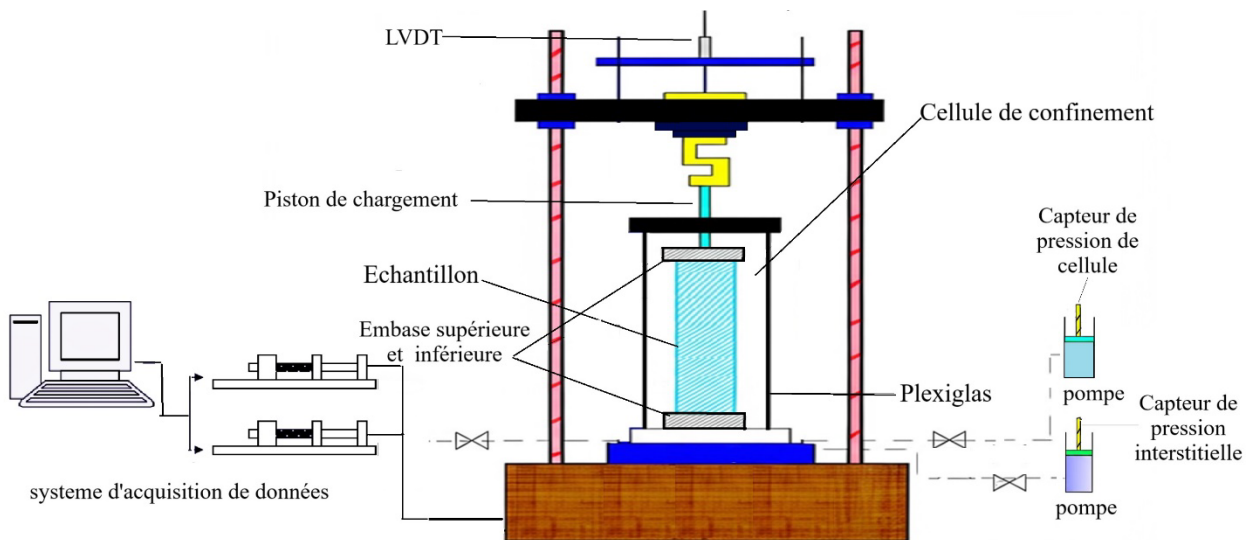


Figure 2.3. Schéma descriptif de l'appareil triaxial

2.2.2.1 Appareil triaxial utilisé pour le chargement monotone

Les essais triaxiaux monotones ont été réalisés sur une presse à chargement électromécanique fabriquée par Wykeham Farrance Eng. Ltd. (Angleterre). L'appareil utilisé est illustré à la Figure 2.4. Pour le programme d'essais triaxiaux, les échantillons ont été reconstitués en forme cylindrique de 10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur. Le piston de chargement est positionné en haut, fixé par une barre horizontale, et le chargement est appliqué par le bas à un taux de déplacement spécifié qui peut être ajusté en changeant les positions des régulateurs de chargement. La vitesse de déplacement adoptée dans cette étude était de 0,2 mm/min. La déformation axiale de l'échantillon a été mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement (LVDT) monté sur le piston de chargement au sommet du dispositif triaxial. La variation de volume de l'échantillon a été mesurée à l'aide d'un système de burette. L'échantillon

a été entièrement saturé et les lignes de drainage ont été connectées à une burette de façon que les changements de niveau d'eau correspondent aux changements de volume de l'échantillon. Les variations du niveau d'eau sont mesurées par un transducteur de pression différentielle, qui compare la pression de l'eau dans la burette de mesure à celle d'une burette de référence ayant un niveau d'eau constant. Des capteurs de pression et de contre-pression sont montés à deux sorties de la cellule de pression et du système de drainage. La charge axiale a été mesurée à l'aide d'une cellule de charge externe. Le taux de déformation axiale choisi a permis de garantir que la réponse de la pression de l'eau interstitielle à l'intérieur de l'échantillon se développe d'une manière uniforme pendant le chargement triaxial en condition non drainée.

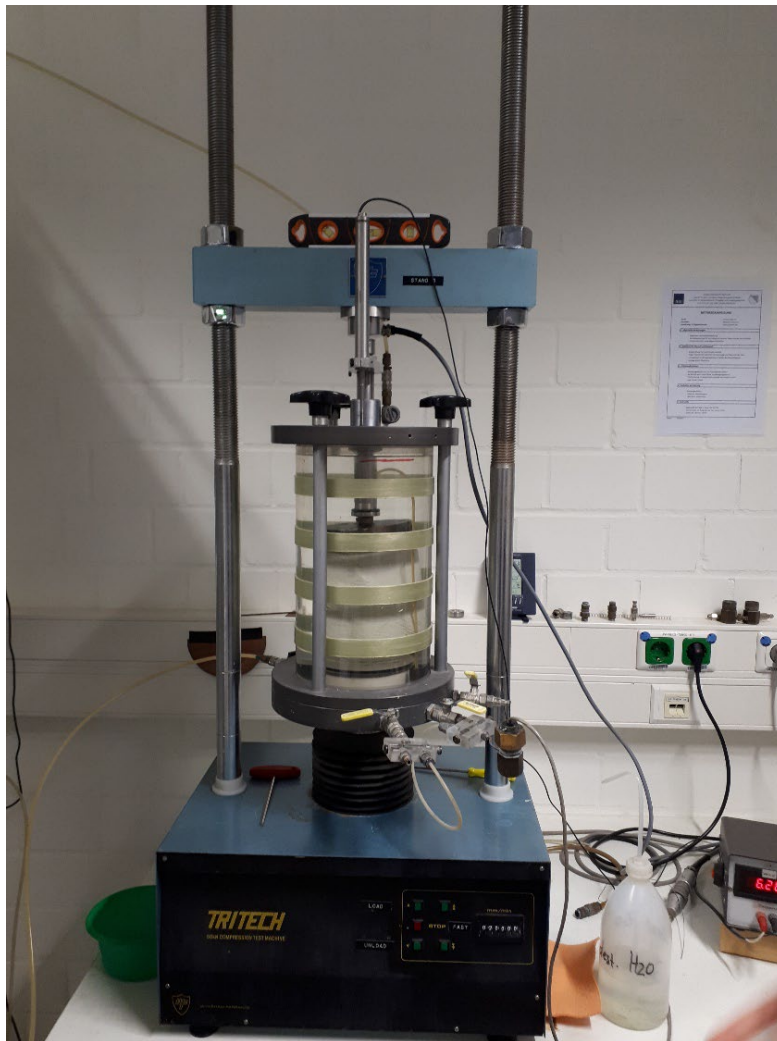


Figure 2.4. Dispositif expérimental utilisé pour les différents essais triaxiaux monotones

2.2.2.2 Appareil triaxial cyclique

Les essais triaxiaux cycliques en condition non drainée ont été réalisés dans une presse à chargement pneumatique fabriquée par Wykeham Farrance Eng. Ltd. (Angleterre) (Figure 2.5). Une cellule triaxiale similaire à celle utilisée pour les essais monotones a été employée. Cependant, il y a eu quelques différences par rapport aux essais monotones. Les données de tous les capteurs ont été directement enregistrées sur un PC à l'aide du logiciel HP-VEE, alors que les données des essais monotones ont été stockées sur une clé USB. Le chargement a été appliqué depuis le haut de la cellule à travers une pompe pneumatique installée au sommet du dispositif triaxial dans les essais cycliques, tandis que le chargement a été appliqué depuis le bas à l'aide d'un moteur électromécanique pour les essais monotones. Le chargement cyclique se traduisait par une courbe sinusoïdale (contrainte déviatorique en fonction du temps), ce qui implique que la direction du chargement était inversée après que les valeurs maximales ou minimales de la contrainte déviatorique correspondant à une certaine amplitude de contrainte ont été atteintes.

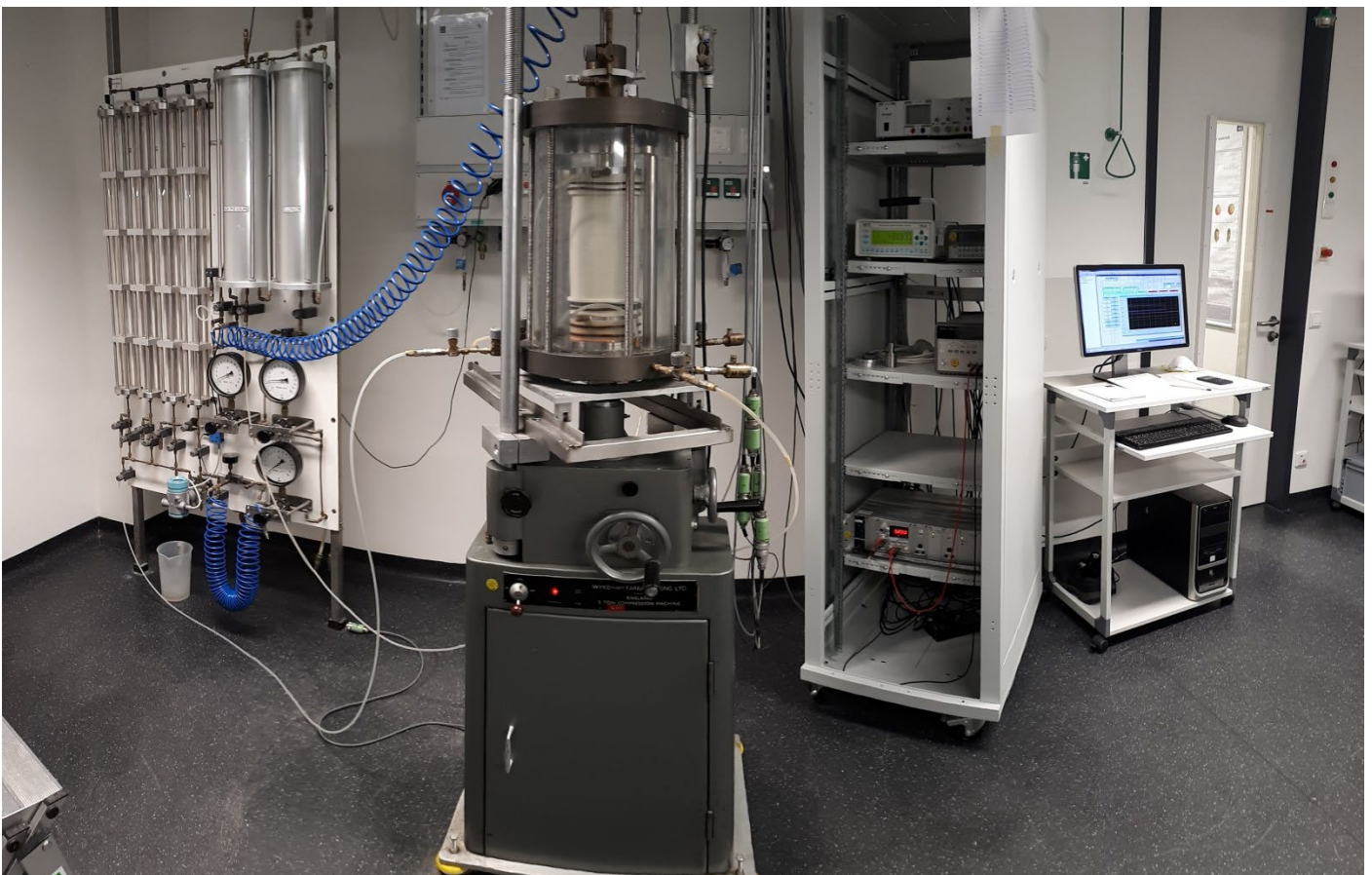


Figure 2.5. Dispositif expérimental utilisé pour les différents essais triaxiaux cycliques

2.3 Procédure

Le moule en deux parties a été placé sur l'embase inférieure de l'appareil triaxial, avec une membrane en caoutchouc et fixé par 6 vis. Une pression négative a été appliquée pour faire adhérer la membrane aux parois intérieures du moule. Deux méthodes ont été utilisées pour la préparation de l'échantillon : la pluviation à sec et le damage humide. Une fois le moule rempli de matériau, l'embase supérieure a été placée et fixée à l'aide de deux vis. Une pression négative de 40 kPa a été appliquée à travers les systèmes de drainage pour stabiliser l'échantillon et permettre le démoulage. L'étanchéité de la membrane a ensuite été vérifiée en fermant individuellement les orifices de drainage et en observant la stabilité de la pression négative. Une perte de pression indique une fuite ou des raccords de drainage endommagés.

Si la membrane est restée intacte, les dimensions de l'échantillon ont été mesurées. Le diamètre a été enregistré en cinq points selon trois angles (15 mesures au total). La hauteur de l'échantillon a également été mesurée. La cellule en plexiglas a ensuite été montée et fixée à l'aide de six tiges avant d'être progressivement remplie d'eau par le bas afin d'immerger complètement l'échantillon. Ensuite, le (LVDT) a été fixé au piston de chargement axial pour les mesures de déformation pendant la consolidation et le cisaillement.

Enfin, le capteur de pression de la cellule a été installé et la pression a été progressivement augmentée jusqu'à 40 kPa tandis que la pression négative interne a été réduite à zéro, garantissant ainsi, une contrainte de confinement effective constante de 40 kPa.

L'échantillon de sol a d'abord été injecté de dioxyde de carbone pendant 45 minutes pour favoriser la saturation, puis l'eau a été déversée à basse pression (en vérifiant la vitesse des bulles d'air à la sortie du drainage) de bas en haut jusqu'à ce qu'aucune bulle d'air ne soit observée. On a ensuite laissé l'échantillon se stabiliser et les vannes de drainage ont été fermées pour vérifier la saturation. Malgré le passage de l'eau, des bulles d'air sont restées et ont été éliminées par saturation de la contre-pression. Les pressions internes et externes ont été augmentées progressivement pour maintenir la contrainte effective de (40 kPa) et dissoudre l'air dans la solution.

Pour cette étude, la pression de confinement initiale était de 40 kPa, avec une pression interne de 0 kPa. Après la saturation initiale, les vannes de drainage ont été fermées et la pression de l'eau interstitielle a été enregistrée. La pression de confinement a ensuite été augmentée de 10 kPa avec la contre-pression tout en maintenant un écart de 40 kPa entre les deux. Si la saturation totale n'était pas atteinte, la pression interne était augmentée par incréments tout en permettant

le drainage. La valeur du coefficient de Skempton (B) a été utilisée pour évaluer le processus de la saturation, $B \geq 0,90$ étant considéré comme acceptable. Une fois que la saturation cible a été atteinte, les vannes de drainage ont été ouvertes et les pressions de consolidation ont été appliquées pendant 15 minutes pour permettre l'égalisation de la pression interstitielle dans l'échantillon.

L'essai a commencé par l'abaissement du piston de chargement juste au-dessus d'embase supérieure. Le taux de déformation axiale a été fixé à 25 % de la hauteur de l'échantillon (20 cm). L'essai s'est déroulé dans des conditions de déformation contrôlée, les vannes de drainage étant fermées. À la fin de l'essai, l'installation a été démontée et l'échantillon a été séché pour être réutilisé. Les résultats de l'essai ont été enregistrés dans une base de données.

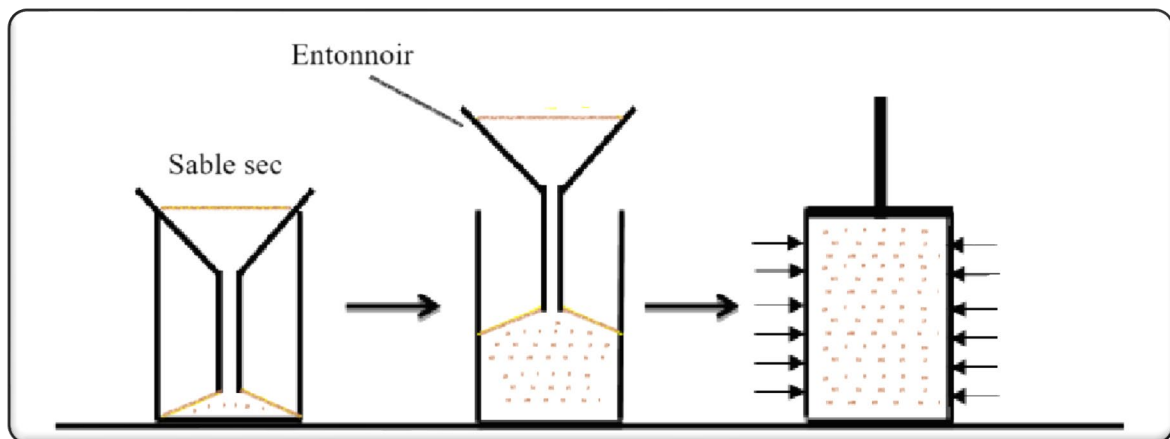


Figure 2.6. Procédure de préparation des échantillons

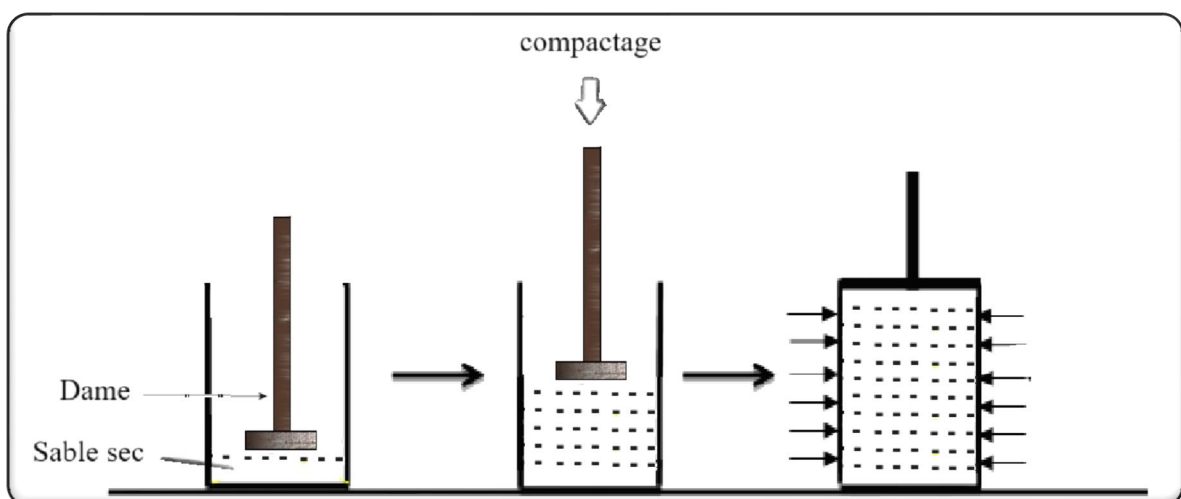
2.4 Méthodes de Préparation d'échantillons

2.4.1 La pluviation à sec

La pluviation à sec est une méthode de laboratoire qui permet un dépôt uniforme du sol. Cette méthode de préparation implique le versement du sable à travers un entonnoir. La précision du contrôle de la hauteur de chute est essentielle car cette variable a une influence significative sur la densité initiale de l'échantillon. Afin d'obtenir des échantillons à l'état lâche (faible densité) (Figure 2.7.a), il est nécessaire que la hauteur de chute soit quasi-nulle. Pour les échantillons de densité moyenne à élevée (Figure 2.7.b), un processus de versement en couches successives est utilisé, où la densité cible est obtenue en compactant le matériau à l'aide d'une dame. Cette méthode reproduit les conditions naturelles de déposition des sols facilitant ainsi, l'obtention d'échantillons représentatifs destinés à des essais géotechniques.



a. Échantillon lâche



b. Échantillon moyennement dense et dense

Figure 2.7. Préparation d'échantillons de sol par pluviation à sec

2.4.2 Damage humide

Cette technique implique le dépôt du sol humidifié dans le moule tout en contrôlant attentivement la dotation d'une teneur en eau initiale (Figure 2.8). Le sol est disposé avec précaution en couches successives. Un nombre fixe de coups est utilisé pour obtenir une configuration homogène et isotrope. Le taux d'humidité varie de 3% pour le sable à 20% pour les sols fins. Dans le cadre de notre étude, une teneur en eau initiale ($\omega = 3\%$) a été adoptée.

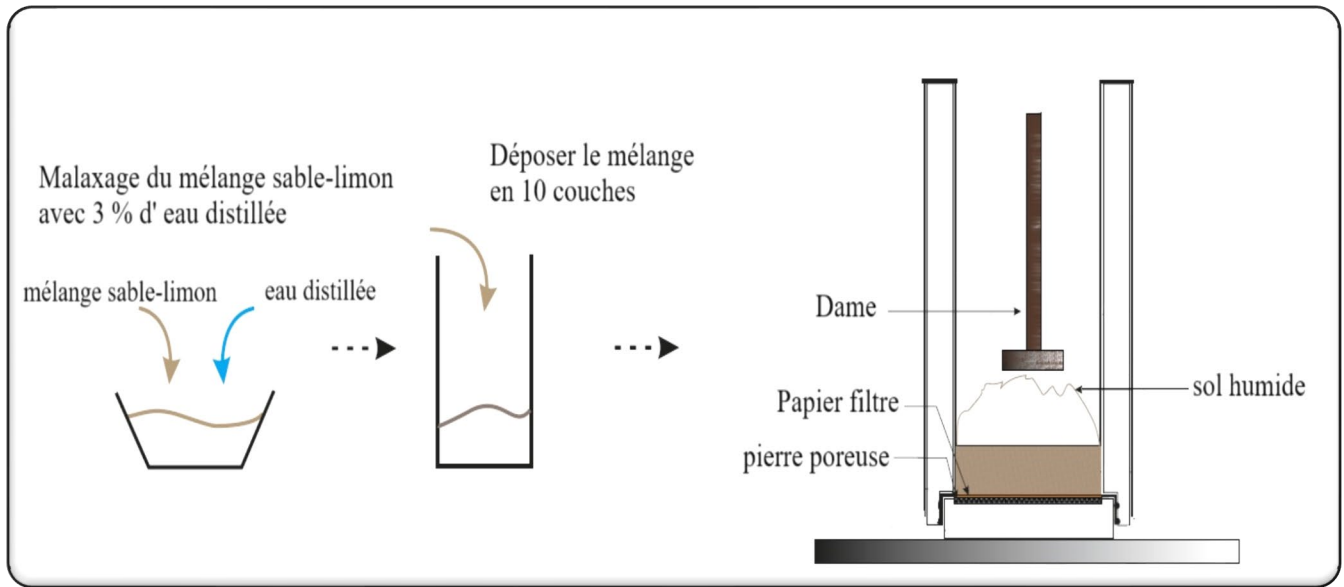


Figure 2.8. Préparation d'échantillons de sol par damage humide

2.5 Matériaux utilisés

Les essais en laboratoire ont été réalisés sur des mélanges de sable présentant des fractions de fines/gravier allant de 0 % à 30 %. Le sable examiné dans cette recherche a été prélevé dans les zones de dépôt de sol situées le long des rives de la rivière de Chlef, où la liquéfaction a été observée lors du séisme de 1980 à El Asnam (aujourd'hui appelé « Chlef » Figure 2.9)).

Les photographies ainsi que les images microscopiques des matériaux étudiés sont présentées dans la Figure 2.10. Les caractéristiques des matériaux employés sont exposées dans le Tableau 2.1. En outre, les distributions granulométriques des échantillons analysés sont illustrées dans la Figure 2.12. La Figure 2.13 illustre les variations des indices de vides en fonction de la proportion de fines et de gravier. D'après cette représentation graphique, on observe une diminution des indices de vides extrêmes (e_{\max} et e_{\min}) avec l'augmentation de la fraction de fines, jusqu'à un seuil de $F_c = 20\%$ pour e_{\max} et $F_c = 25\%$ pour e_{\min} . Cette réduction s'explique par le fait que les particules de limon fonctionnent comme des vides, ce qui entraîne une réduction des indices de vides. Après ce seuil, les valeurs des indices de vides augmentent proportionnellement à l'accroissement de la fraction de fines. De plus, les indices de vides (e_{\max} et e_{\min}) diminuent à mesure que la teneur en gravier augmente, jusqu'à atteindre un seuil de $G_c = 40\%$. Au-delà de ce seuil, ces indices augmentent en fonction de l'augmentation de la fraction de gravier.



Figure 2.9. Localisation de Chlef (Algérie)

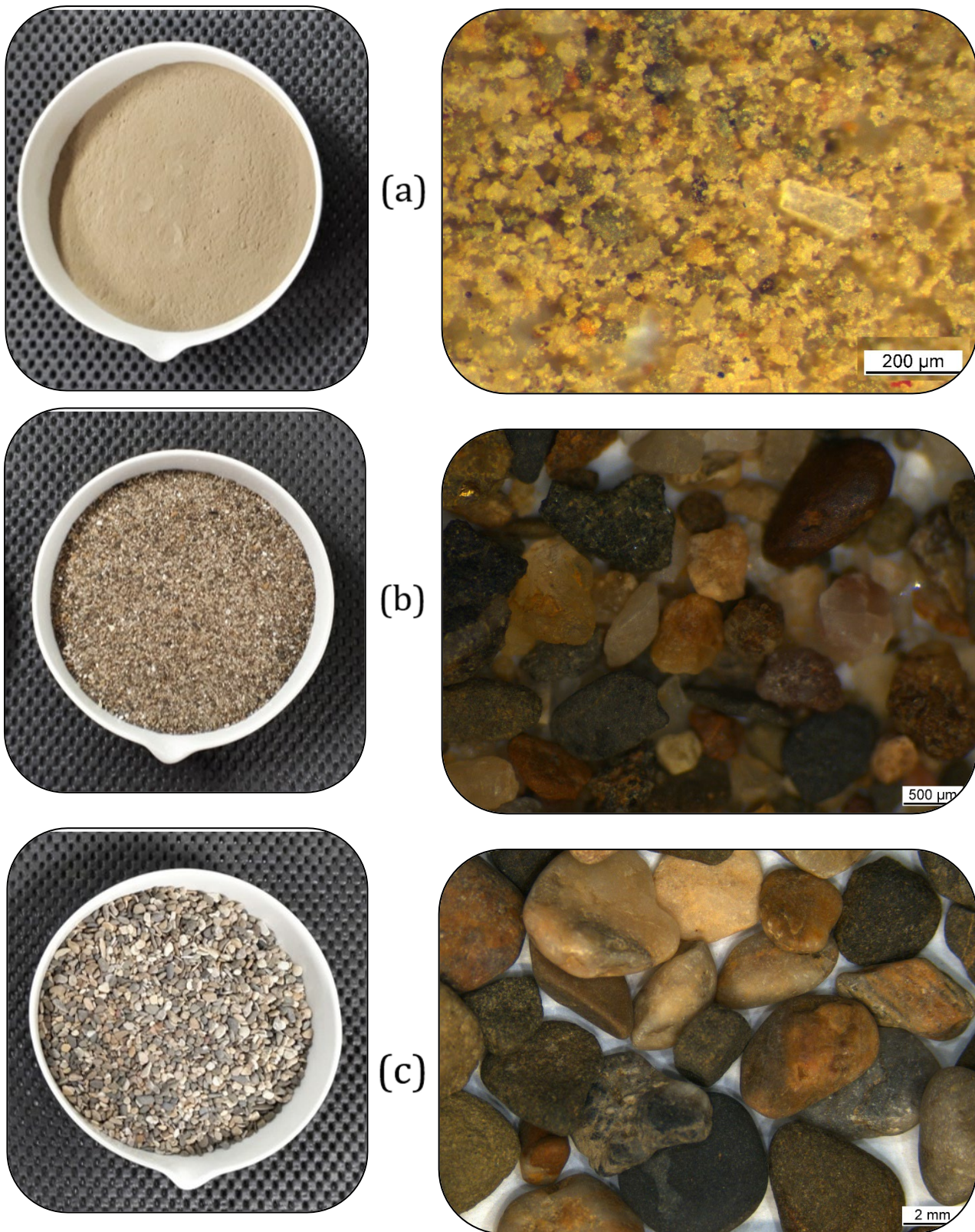


Figure 2.10. Vue microscopique des matériaux utilisés : a- les fines, b- le sable de Chlef, c- le gravier

Les photographies microscopiques de haute résolution des grains ont été prises en utilisant un microscope Leica S6D (disponible au sein de la Faculté de génie civil de la Ruhr-Universität Bochum ; Figure.2.11). Bien que la plus grande magnification possible ait été utilisée, une imagerie nette n'a pu être obtenue que pour des tailles de grains ne contenant pas de particules fines, c'est-à-dire inférieures à 0,08 mm. Afin d'assurer une luminosité optimale, le dispositif d'éclairage intégré du microscope a été employé. En outre, le choix de la couleur du fond (blanc ou noir) dépendait de la teinte des grains de sable : un fond blanc était préféré pour mettre en valeur les grains plus foncés, tandis qu'un fond noir était choisi pour les grains de couleur claire afin d'optimiser la visibilité de la structure du matériau considéré.



Figure 2.11. Le microscope utilisé

Tableau 2.1 les propriétés physiques des mélanges sable de Chlef-limon

Propriétés physiques	Fc (%)	Gs (.)	e _{min} (.)	e _{max} (.)	D ₅₀ (mm)	Forme des grains
Mélanges Sable-limon	0	2.66	0.4623	0.7719	0.50	Arrondie
	10	2.66	0.359	0.7255	0.451	Arrondie
	20	2.661	0.3132	0.7125	0.409	Arrondie
	30	2.662	0.3128	0.776	0.348	Arrondie
	100	2.667	0.9751	1.774	0.023	Arrondie

Tableau 2.2 Propriétés physiques des mélanges sable de Chlef-gravier

Propriétés physiques	Gc (%)	Gs (.)	e _{min} (.)	e _{max} (.)	D ₅₀ (mm)	Forme des grains
Mélanges Sable-gravier	0	2.66	0.4623	0.7719	0.50	Arrondie
	10	2.658	0.4399	0.7265	0.580	Arrondie
	20	2.656	0.4165	0.6937	0.647	Arrondie
	30	2.654	0.3955	0.6553	0.748	Arrondie

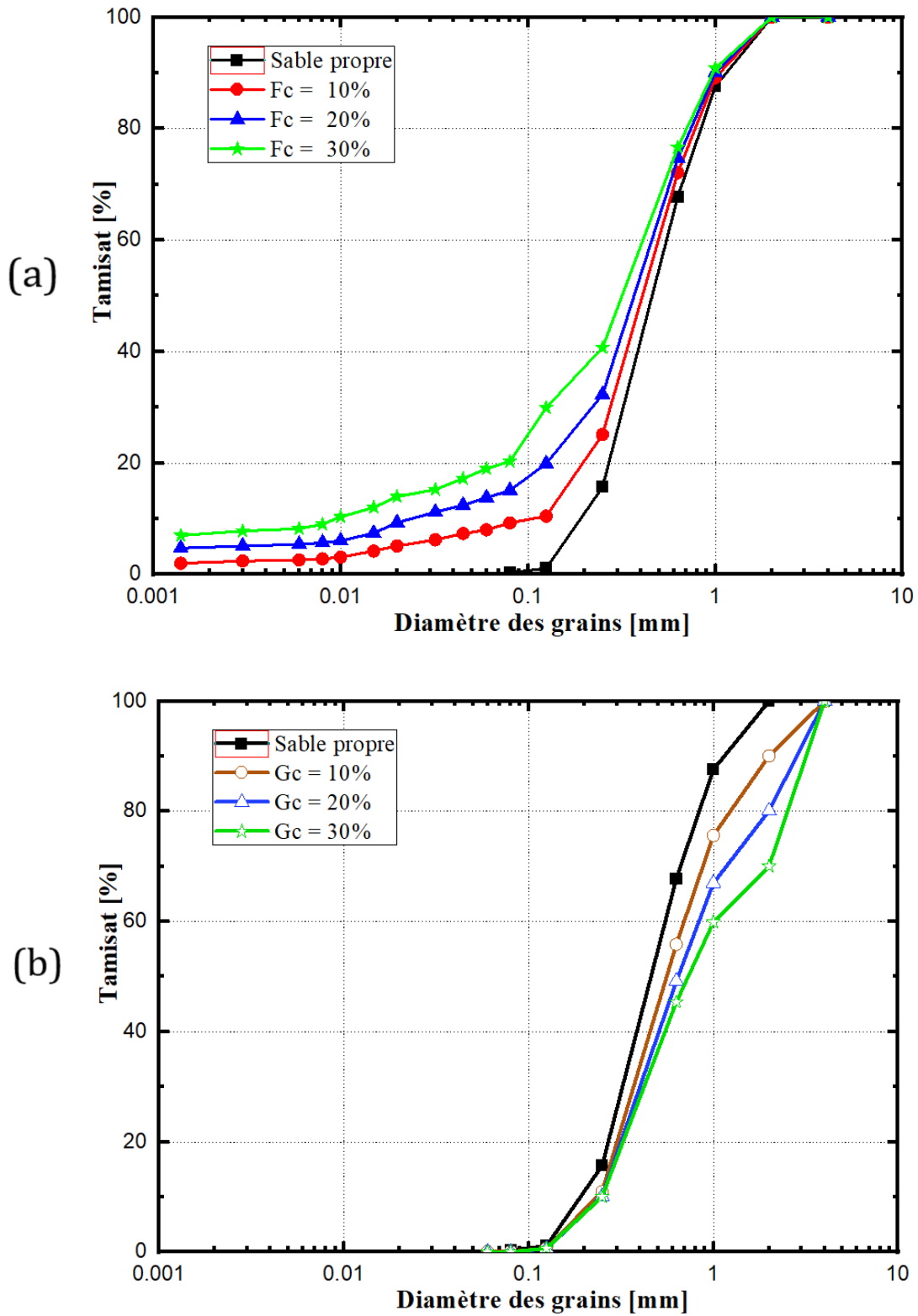


Figure 2.12. Courbes granulométriques des mélanges : a-sable-limon, b-sable-gravier

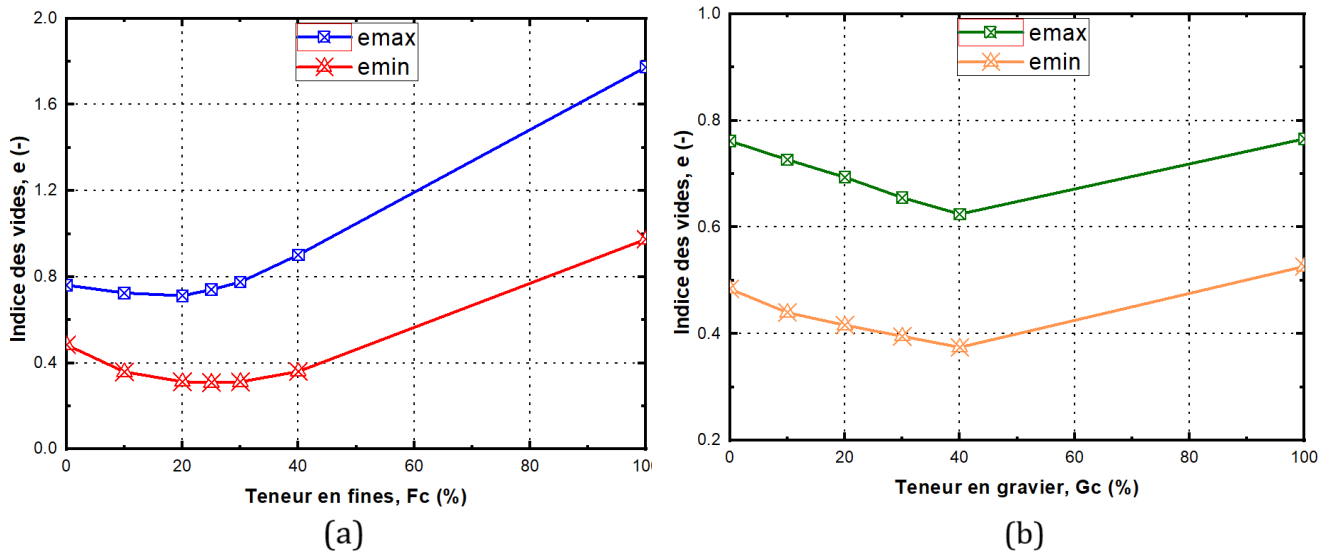


Figure 2.13. Variation des indices des vides extrêmes en fonction de la : a- teneur en fines, b- teneur en gravier

2.6 Essais de répétabilité

Dans le cadre de l'évaluation de la fiabilité et la performance des dispositifs expérimentaux (boite de cisaillement direct, appareil triaxial monotone et appareil triaxial cyclique), il est impératif de réaliser des essais préliminaires visant à vérifier leur bon fonctionnement de ces derniers. À cet effet, nous avons conduit :

- Deux essais de cisaillement direct sur des échantillons de sable propre ;
- Deux essais triaxiaux monotones sur des échantillons de sable propre ;
- Deux essais triaxiaux cycliques sur des échantillons du mélange sable-gravier (G_c=30%).

Tous les échantillons ont été préparés avec une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$), et le coefficient de Skempton ($B = 95\%$) mesuré lors des essais triaxiaux. Les résultats obtenus de sont présentés dans les Figures 2.14 ,2.15 et 2.16. Il est à noter que ces essais présentent une bonne répétabilité, ce qui valide la fiabilité des dispositifs expérimentaux utilisés ainsi que le protocole expérimental appliqué.

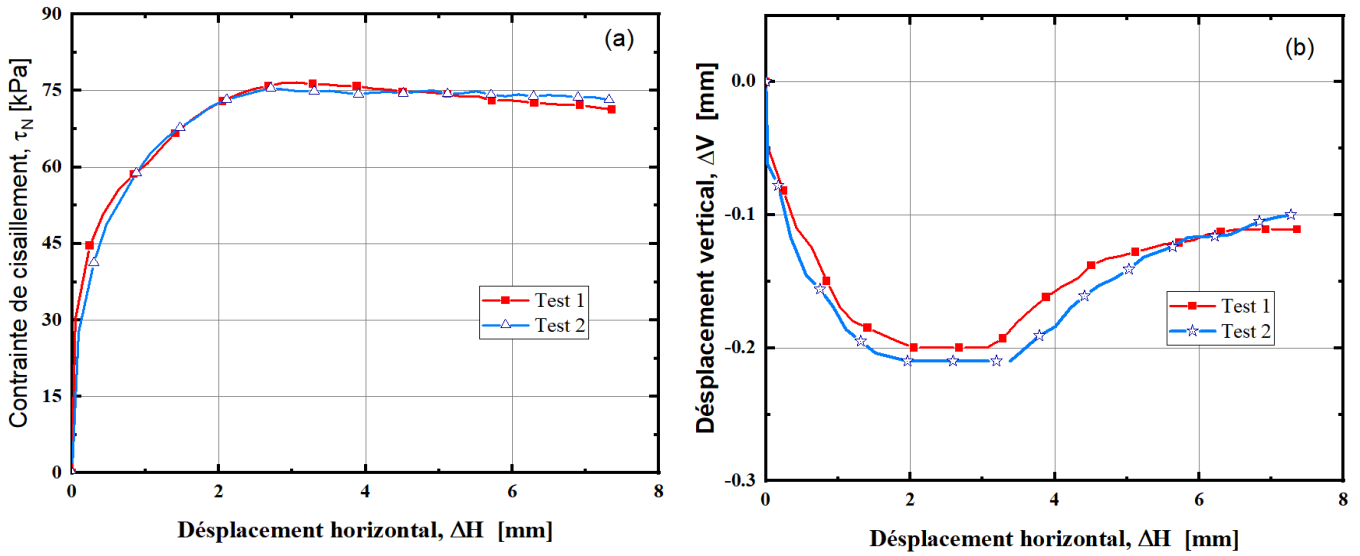


Figure 2.14. Essais de répétabilité sur la boîte de cisaillement ($F_c=0\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$, $D_r=50\%$).
 a- la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal ;
 b- Déplacement Vertical en fonction de déplacement horizontal.

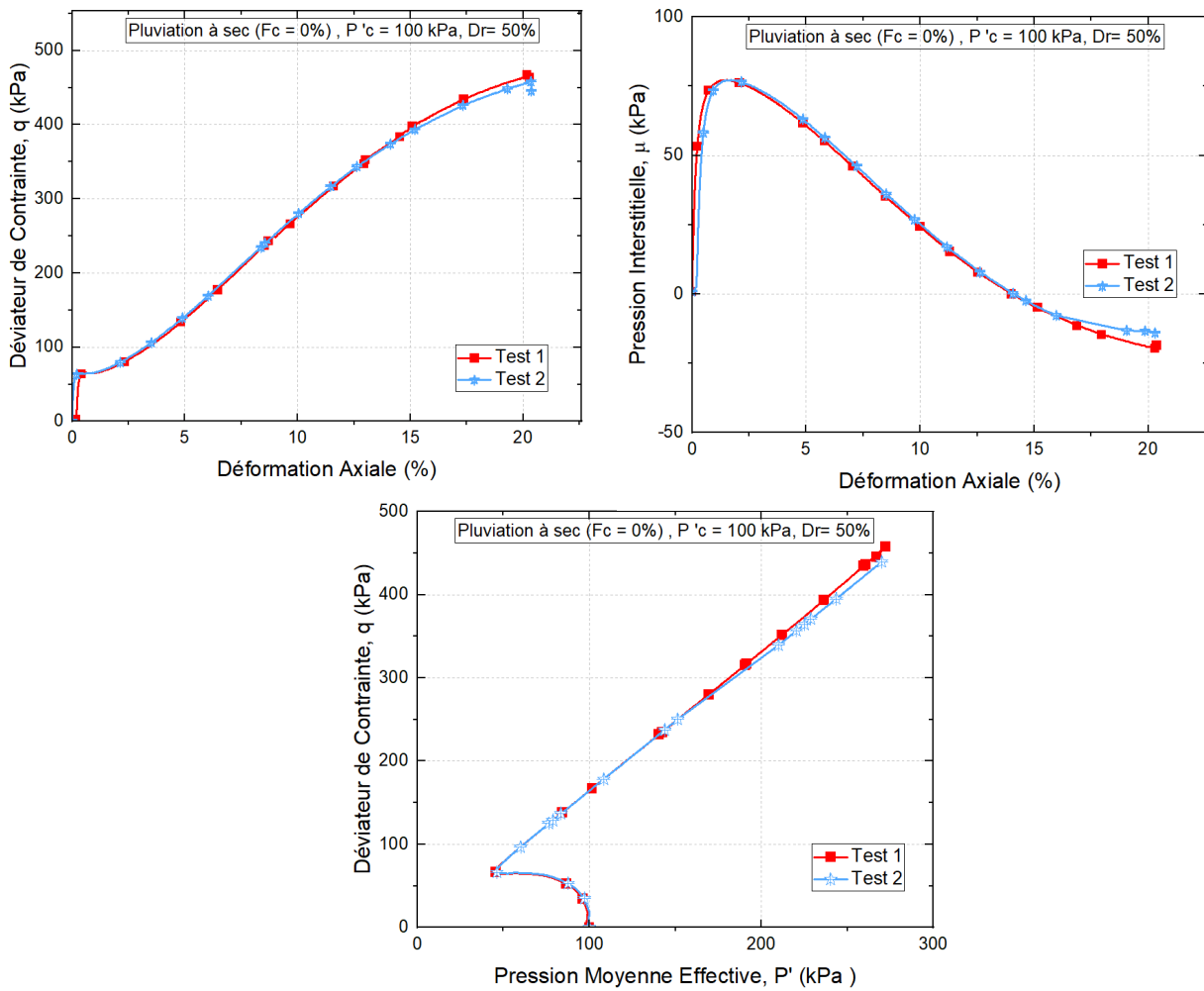


Figure 2.15. Essais de répétabilité à l'appareil triaxial monotone ($P'c = 100 \text{ kPa}$, $D_r = 50\%$) ;

- (a)- Evolution de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale ;
- (b)- variation de la pression interstitielle :
- (c)- chemin de contrainte.

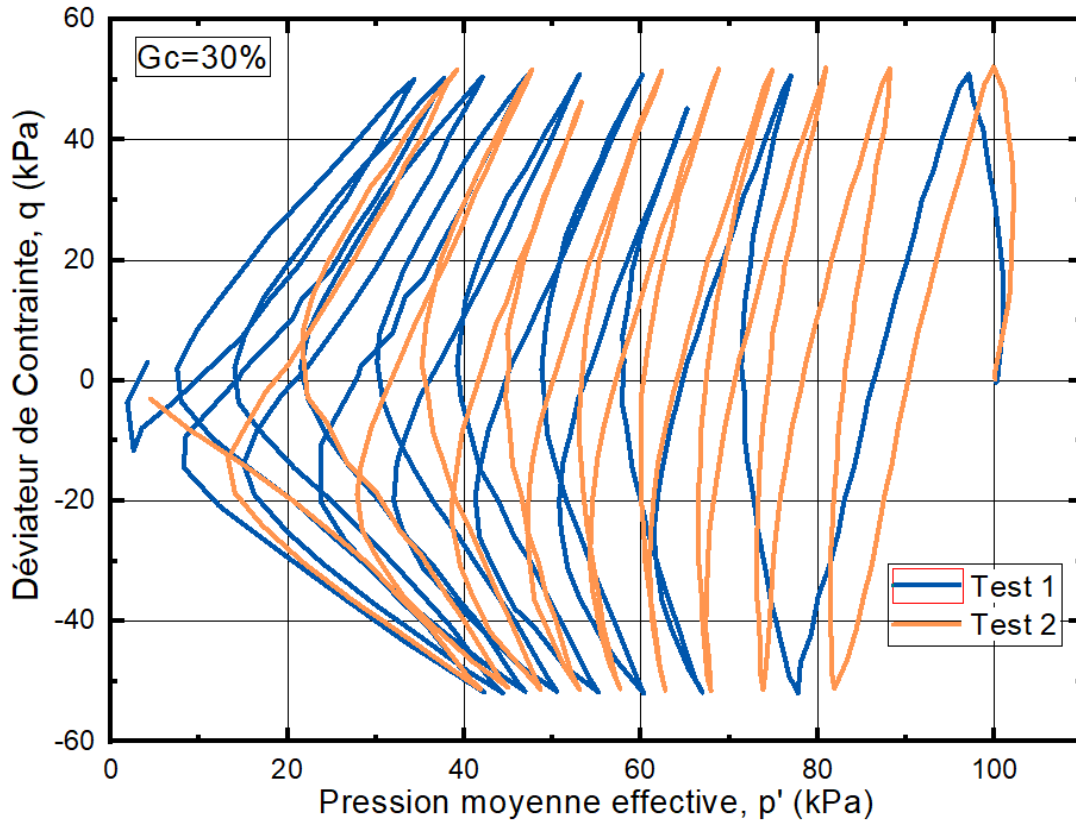


Figure 2.16. Essais de répétabilité à l'appareil triaxial cyclique ($G_c=30\%$, $P'_c = 100$ kPa, $D_r = 50\%$).

2.7 Conclusion

Ce chapitre a abordé les dispositifs expérimentaux employés dans cette étude, les procédures de fabrication des échantillons, ainsi que les matériaux utilisés et leurs propriétés physiques. En premier lieu, les équipements employés dans cette recherche ont été présentés : la boîte de Casagrande (pour l'essai de cisaillement direct), l'appareil triaxial monotone et l'appareil triaxial cyclique. Ensuite, nous avons exposé les différents matériaux examinés, ainsi que leurs caractéristiques physiques (sable, fines (limon) et gravier), et décrit les méthodes de fabrication des échantillons.

Les prochains chapitres abordent les essais mécaniques effectués à l'aide de la boîte de cisaillement rectiligne et l'appareil triaxial, en analysant notamment l'influence de la teneur en gravier et celle des fines, les méthodes de préparation des échantillons et quelques autres paramètres.

CHAPITRE 3 :
INFLUENCE CONBINEE DE LA TAILLE DES PARTICULES
ET CONDITIONS DE DEPOT SUR LA RESISTANCE-
DILATANCE D'UN SABLE DE RIVIERE

Ce chapitre présente une étude expérimentale réalisée à l'aide de la boîte de cisaillement de Casagrande sur deux types de mélanges de sols : sable-fines peu plastiques et sable-gravier. L'objectif principal de cette recherche est d'analyser de façon systématique l'influence de la variation des différentes proportions de fines et de gravier sur les propriétés mécaniques du sable de Chlef en considérant deux différentes méthodes de déposition : pluviation à sec et damage humide.

3.1 Introduction

Les propriétés mécaniques des mélanges sableux sont essentielles en ingénierie géotechnique pour comprendre leur comportement sous charge et par conséquent, concevoir des ouvrages stables. L'ajout de fractions de fines et de gravier à la matrice sableuse affecte significativement la résistance au cisaillement, les caractéristiques de déformation et le comportement de dilatance du mélange. Des études controversées concernant l'effet de la teneur en fines sur la résistance des sols ont conduit à un manque de consensus dans la littérature publiée. Les chercheurs étudiant l'influence de la teneur en fines peu plastiques sur le comportement mécanique des sols ont présenté diverses perspectives, qui peuvent être regroupées en trois catégories principales. Le premier groupe a constaté qu'une augmentation de la teneur en fines entraînait une résistance au cisaillement accrue des sols (Ishihara et Koseki (1989), d'Amini et Qi (2000), Benahmed et al. (2015), Jradi et al. (2019). De même, Mahmoudi et al. (2022) ont constaté que les échantillons de sol préparés par la méthode de damage humide présentaient une augmentation notable de la résistance au cisaillement lorsque la teneur en fines dépassait 10 %, soulignant ainsi, l'influence critique de la technique de préparation des échantillons et de la teneur en fines sur le comportement du sol en conditions non drainées. En revanche, d'autres chercheurs ont affirmé que la teneur en fines peu plastiques réduisait la résistance à la liquéfaction. Been et Jefferies (1985) ont établi une corrélation directe entre la teneur en fines et l'angle de dilatance des sols, notant qu'une teneur en fines plus élevée entraînait un angle de dilatance plus faible. Cette diminution de l'angle de dilatance peut conduire à un comportement plus contractif, rendant ainsi le sol plus susceptible à la liquéfaction. Lade, Liggio et Yamamuro (1998), Boeby, et al. (2009), Wichtmann, Navarrete et Triantafyllidis (2015), Cherif Taiba et al. (2017), Wei et Yang (2019) ont soutenu cette observation. Un troisième groupe de chercheurs a exploré le comportement nuancé des sols avec teneur en fines, affirmant que la résistance à la liquéfaction diminuait initialement avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à un certain seuil, après quoi elle commençait à augmenter à nouveau (Belhouari et al. (2015), Bousmaha et al. (2016)). Simoni et Housby (2006) ont enquêté sur la résistance au cisaillement et le comportement de dilatance des mélanges sable-gravier en utilisant 87 essais de cisaillement direct. Leurs résultats ont démontré que l'inclusion de la fraction de gravier améliorerait nettement la résistance au cisaillement, l'angle de frottement maximal et le taux de dilatance maximal des mélanges testés. Guoxing et al. (2018) ont constaté que l'instabilité des mélanges sable-gravier liquéfiés saturés diminuait avec l'augmentation de la teneur en gravier, suggérant que la teneur en gravier

jouait un rôle remarquable dans l'amélioration de la stabilité de tels mélanges. Li et al. (2023) ont identifié un seuil de teneur en fines (TSC) de 20 % auquel les échantillons présentaient la plus grande résistance maximale non drainée. Au-delà de ce point, l'ajout progressif de fines ou de gravier entraînait une diminution de la résistance maximale non drainée et une augmentation du caractère contractant, soulignant ainsi, l'importance de l'interaction complexe entre les particules fines et grossières dans le comportement du sol.

La recherche publiée a démontré que le comportement mécanique des matériaux granulaires était significativement influencé par la structure initiale reconstituée lors du dépôt des échantillons (Benahmed, Canou, et Dupla 2004 ; Cherif Taiba, Mahmoudi, et Belkhatir 2023a ; Flitti, Della, et Verástegui Flores 2017 ; Hazout et al. 2022 ; Mahmoudi et al. 2018 ; Raghunandan, Juneja, et Hsiung 2012). Mahmoudi et al. (2022) ont effectué une série d'essais triaxiaux monotones non drainés sur le mélange sable-limon de Chlef. Ils ont constaté que les échantillons déposés par pluviation à sec présentaient un comportement plus dilatant par rapport à ceux préparés par damage humide. Bella et Musso (2024) ont conclu que la réponse mécanique était considérablement affectée par différentes techniques de préparation des échantillons, car elles initiaient des structures de sol variables. D'autre part, il a été rapporté que la résistance au cisaillement des sables, des sables limoneux et des sols sableux graveleux est critique qui peut être influencée par plusieurs facteurs interdépendants. En effet, les caractéristiques granulométriques, la distribution des particules et leurs formes influencent la densité et l'empilement des particules de sol, ce qui affecte directement le frottement interparticulaire et, par conséquent, la résistance au cisaillement.

Dans ce chapitre, une étude expérimentale complète a été effectuée, impliquant une série d'essais de cisaillement direct sur deux types distincts de mélanges de sols : sable-fines peu plastiques et sable-gravier. L'objectif principal de l'étude était d'examiner systématiquement l'influence de la variation des teneurs en fines et en gravier sur le comportement mécanique de ces mélanges.

3.2 Résultats des essais de cisaillement direct

3.2.1 Effet de la teneur en fines peu plastiques

Pour enquêter sur l'influence de la teneur en fines limoneuses sur la résistance au cisaillement du sable propre de Chlef, quatre échantillons de mélange sable-limon avec des teneurs en fines variables ($F_c = 0 \%$, 10% , 20% et 30%) ont été testés sous différentes contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa). Deux méthodes de dépôt ont été employées : le dépôt à sec et le damage humide avec une teneur en eau initiale de $w = 3 \%$. Figures 3.1 et 3.2 illustrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les échantillons testés. On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement avec l'augmentation du déplacement horizontal, atteignant une valeur maximale (pic) à $\Delta H \approx 3$ mm pour les échantillons préparés avec la méthode de dépôt à sec. Après avoir atteint la résistance maximale, tous les mélanges testés présentent un comportement d'adoucissement caractérisé par une diminution remarquable de la contrainte de cisaillement au cours de l'évolution de l'essai de cisaillement. Ce comportement indique une perte progressive de l'interverrouillage et par conséquent, de la résistance frictionnelle entre les grains de sable à mesure que le déplacement horizontal augmente. Cependant, il a été constaté que la contrainte de cisaillement maximale diminue progressivement avec l'augmentation de la teneur en fines induisant des effets d'adoucissement de la déformation des fractions de limon sur la résistance au cisaillement globale du mélange. De plus, le déplacement horizontal requis pour atteindre la contrainte de cisaillement maximale diminue également avec l'augmentation de la teneur en fines, indiquant un comportement moins ductile des mélanges avec des proportions de limon plus élevées. En revanche, pour les échantillons préparés en utilisant la méthode de dépôt humide, la contrainte de cisaillement augmente continuellement avec l'augmentation du déplacement horizontal, et aucun des échantillons ne présente une valeur de pic. Cependant, contrairement aux conditions de dépôt à l'état sec, la présence de fines peu plastiques dans les mélanges sableux humides conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement maximale. Ce phénomène peut être attribué au comportement dilatant réduit causé par la présence de fines à faible plasticité. Dans des conditions humides, cette dilatance réduite contribue à induire une résistance au cisaillement plus élevée en empêchant le développement de zones lâches et instables dans la bande de cisaillement. Les résultats obtenus indiquent également que le comportement de déplacement vertical observé révèle une tendance distincte par rapport à l'évolution de la teneur en fines. Le sable propre présente un comportement dilatant, caractérisé par une tendance haussière volumétrique au cours de l'essai. En revanche,

l'introduction de fines induit une transition vers un comportement contractif, se manifestant par une réduction de volume pendant le processus de cisaillement. Ce phénomène peut être attribué aux fines à faible plasticité remplissant efficacement les vides intergranulaires dans la matrice sableuse, générant ainsi une structure de sol contractive.

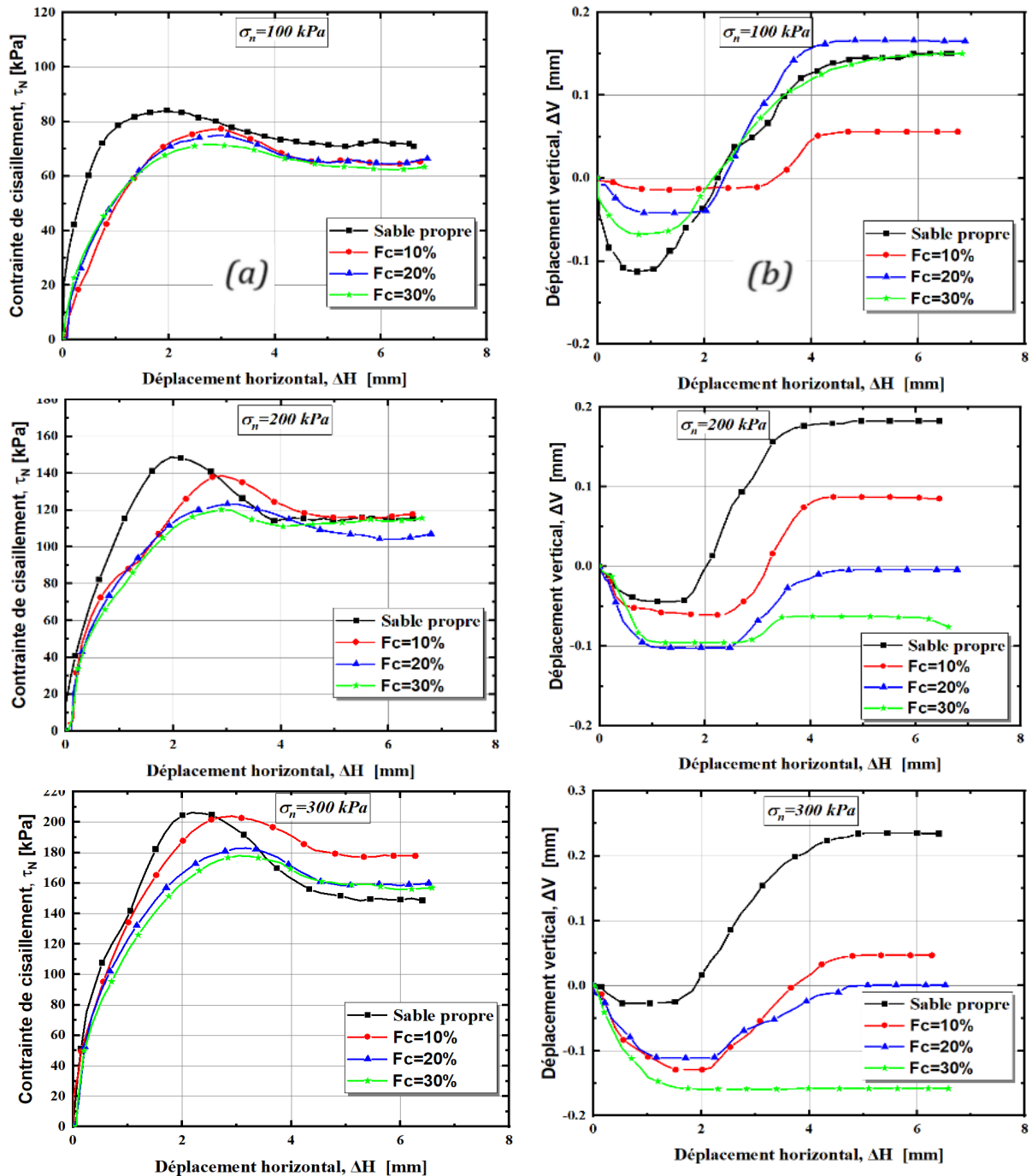


Figure 3.1. Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt à sec ($w = 0\%$) ;

- (a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,
- (b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.

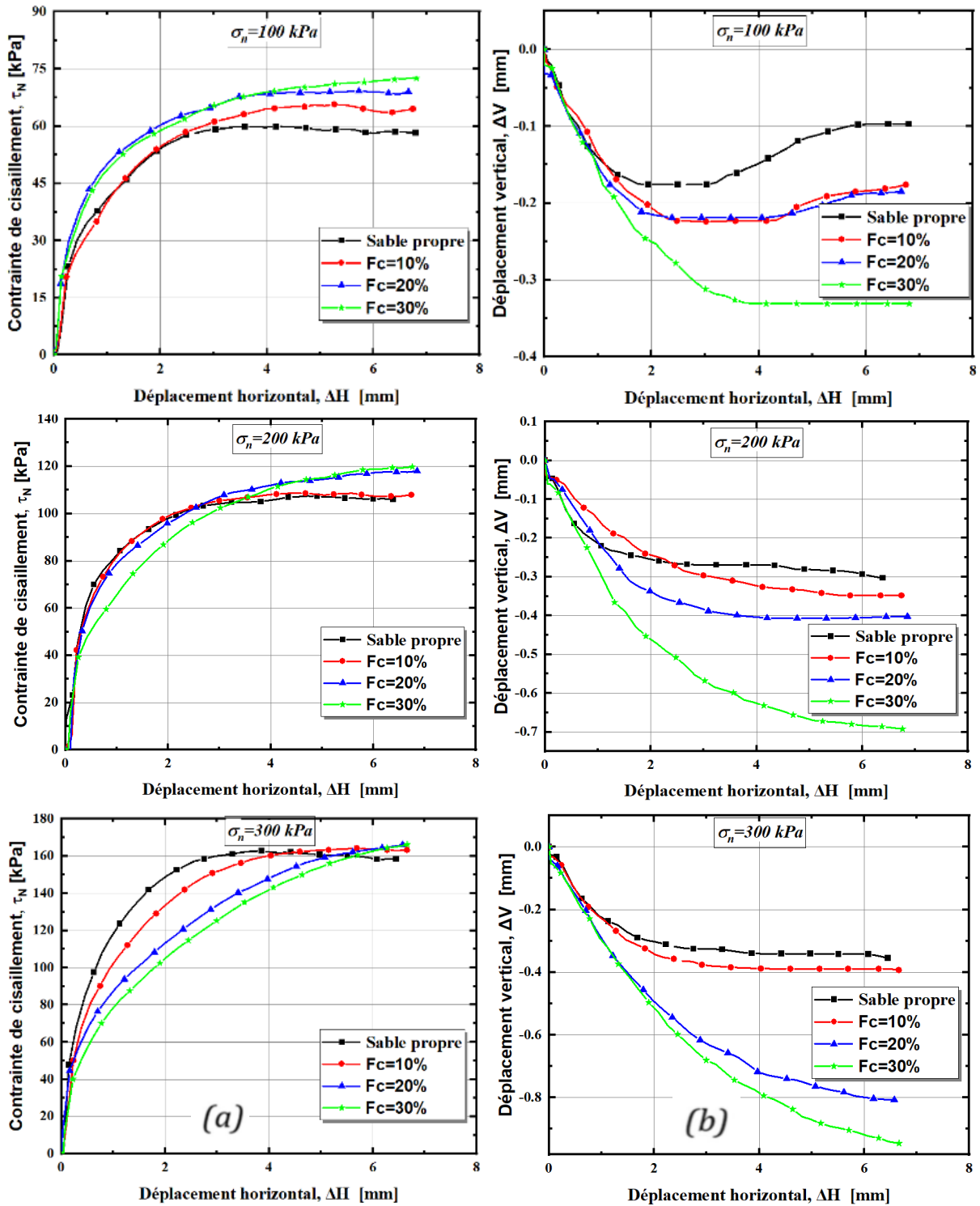


Figure 3.2. Influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt humide ($w = 3\%$) ;
 (a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,
 (b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.

3.2.2 Effet de la teneur en gravier

Figures 3.3 et 3.4 illustrent la relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontal pour quatre mélanges de sable propre et de gravier avec une taille de particules variant de 2 mm à 4 mm. En effet, la teneur en gravier (G_c) varie de 0 % à 30 % par pas de 10 %. Ces mélanges sont soumis à trois contraintes normales initiales : $\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa. Les résultats des essais indiquent clairement que la présence de teneur en gravier induit une tendance haussière de la résistance au cisaillement des échantillons examinés. On note que pour les conditions initiales : reconstitution des échantillons à l'état sec et une contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa, la résistance au cisaillement des mélanges augmente modérément avec l'augmentation de la teneur en gravier, affichant ainsi des valeurs de 84.03, 92.61, 104.33 et 105.67 kPa pour une teneur en gravier de 0 %, 10 %, 20 % et 30 %, respectivement. Cependant, dans le cas des mélanges sable-gravier préparés avec la méthode de dépôt humide, une légère augmentation de la résistance au cisaillement a été observée avec des valeurs de 59.89, 66.36, 76.14 et 77.94 kPa, respectivement, pour les mêmes teneurs en gravier et contrainte normale initiale. De plus, le déplacement horizontal au pic de contrainte de cisaillement montre une augmentation avec une teneur en eau croissante, suggérant que les mélanges préparés avec la méthode de dépôt à sec atteignent la résistance maximale plus rapidement que ceux préparés avec la méthode de dépôt humide. Contrairement aux échantillons avec teneur en fines, l'ajout de gravier semble développer une plus grande expansion volumétrique dans les échantillons pendant le cisaillement, entraînant une tendance dilative plus prononcée. Ces résultats pourraient être expliqués par le fait que le déplacement horizontal au pic de contrainte de cisaillement augmente avec une teneur en eau croissante : dans le cas du dépôt à sec, les échantillons sont soumis à un réarrangement progressif des particules et dilatent ainsi plus facilement pendant le processus de cisaillement par rapport à ceux reconstitués dans des conditions de dépôt humide. Cela permet aux échantillons de mobiliser leur résistance au cisaillement rapidement, entraînant un déplacement horizontal plus court requis pour atteindre le pic de contrainte de cisaillement. Cependant, dans le cas des échantillons humides, la présence d'eau et les forces capillaires entre les particules créent une structure plus cohésive et moins dilative. Cela restreint davantage le réarrangement et, par conséquent, le caractère dilatant des échantillons pendant le cisaillement, nécessitant ainsi un déplacement horizontal plus important pour atteindre l'état de rupture correspondant au pic. De plus, l'ajout de la fraction de gravier développe une plus grande expansion volumétrique (tendance dilative) : les particules de gravier, étant plus grandes et plus anguleuses que les particules de sable, tendent

à créer une structure plus interverrouillée et dilatative lorsqu'elles sont cisailées. Pendant le cisaillement, l'interverrouillage des particules de gravier les amène à grimper les unes sur les autres, entraînant une augmentation du caractère dilatant des échantillons. Ce comportement est contraire à celui des échantillons avec fines peu plastiques (limon), où la présence de fines tend à favoriser un comportement contractif pendant le cisaillement. Les particules de gravier plus grandes créent également plus de vides dans la structure des échantillons, facilitant ainsi l'expansion volumétrique et par conséquent, la tendance dilatative pendant le cisaillement.

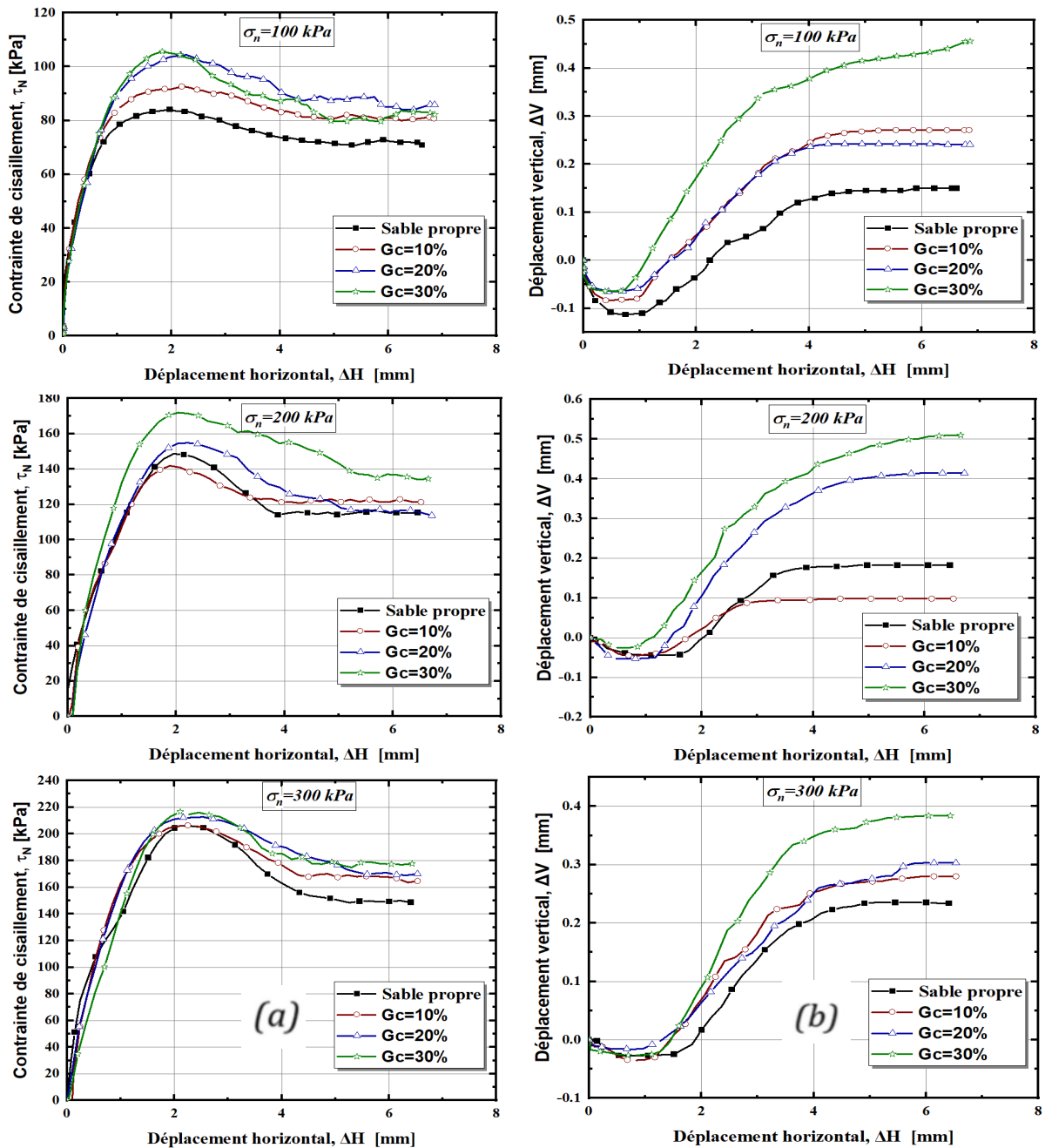


Figure 3.3. Effet de la teneur en gravier sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt à sec ($w = 0\%$) ;

(a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,

(b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.

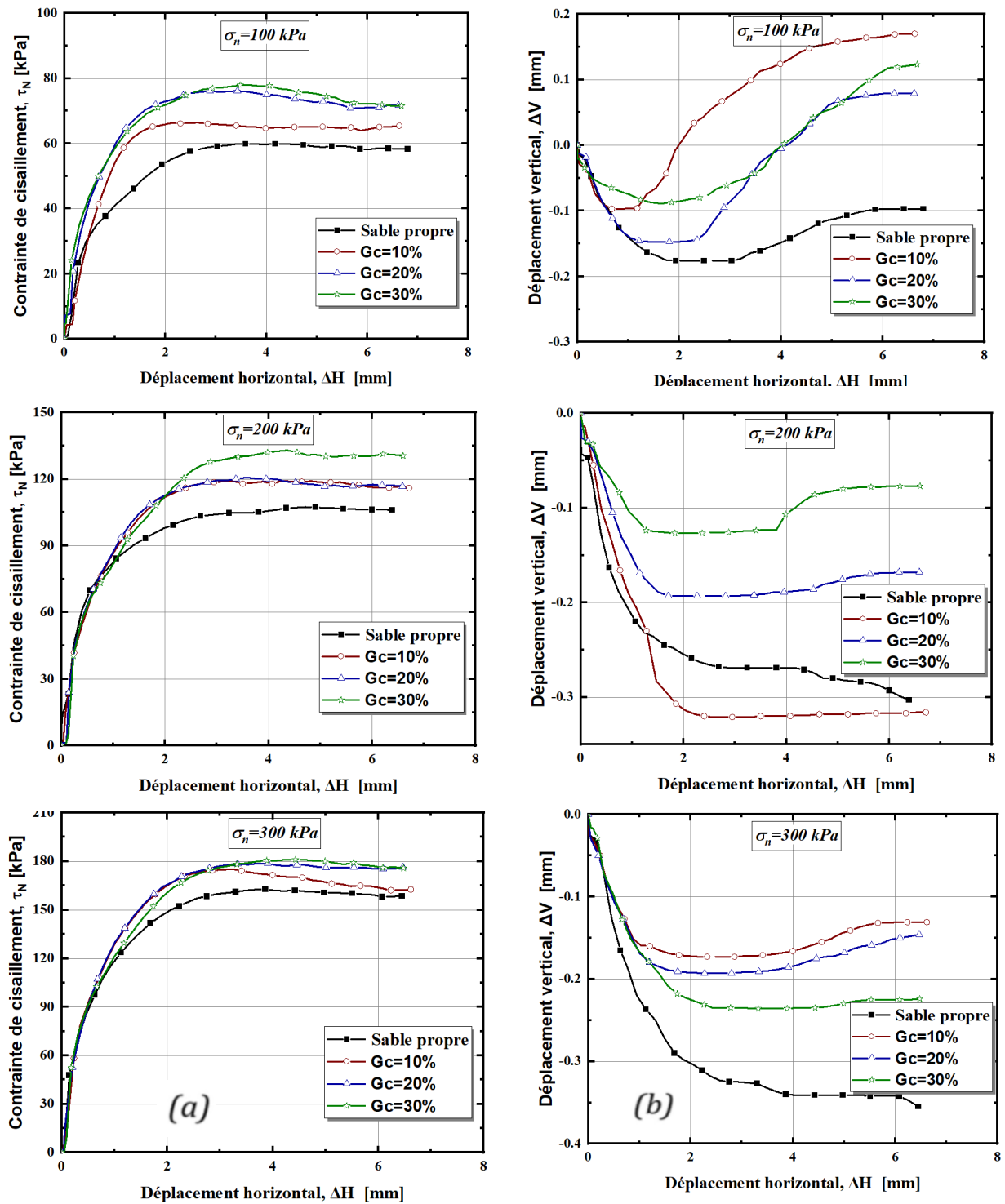


Figure 3.4. Influence de la teneur en gravier sur le comportement mécanique en utilisant la méthode de dépôt humide ($w = 3\%$) ;

(a) Contrainte de cisaillement vs déplacement horizontal,

(b) Déplacement vertical vs déplacement horizontal.

3.2.3 Contraintes de cisailment maximales et résiduelles

Figure 3.5 illustre les relations entre la contrainte de cisailment maximale (τ_{max}) et la contrainte normale (σ_n) en considérant les deux facteurs suivants : teneur en fines (F_c) et teneur en gravier (G_c). On note que les résultats obtenus révèlent qu'une augmentation de la contrainte normale conduit à une augmentation considérable de la contrainte de cisailment maximale pour tous les échantillons étudiés. Dans des conditions initiales sèches, la présence de fines tend à diminuer la résistance au cisailment maximale. Ce phénomène peut être attribué aux fines qui interfèrent avec le mécanisme d'interverrouillage des particules de sable, réduisant ainsi la résistance frictionnelle entre elles. De plus, les fines peuvent agir comme des concentrateurs de contraintes, entraînant un écrasement localisé et un réarrangement des particules, ce qui affaiblit davantage la résistance au cisailment globale du mélange. En revanche, lorsque les fines sont présentes dans un environnement humide, des forces capillaires se développent aux contacts des particules, générant ainsi, une cohésion supplémentaire et par conséquent améliorent la résistance au cisailment maximale du mélange. Il est à signaler que l'inclusion de la fraction graveleuse modifie significativement la réponse contrainte de cisailment-déplacement des mélanges sableux. Dans des conditions de dépôt à sec et humide, l'augmentation de la teneur en gravier entraîne une augmentation de la contrainte de cisailment maximale. Cet effet peut être clairement observé dans les données présentées dans la Figure 3.5.

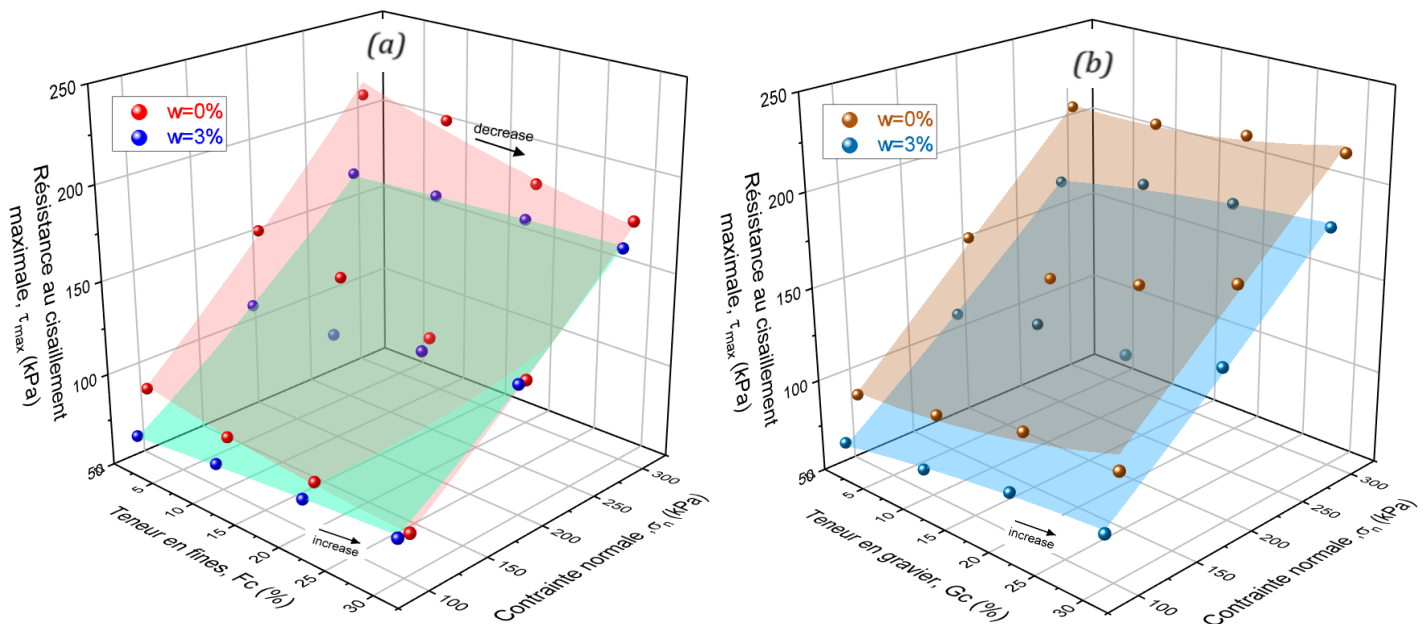


Figure 3.5. Contrainte de cisailment maximale vs contrainte normale (a) Teneur en fines et (b) Teneur en gravier.

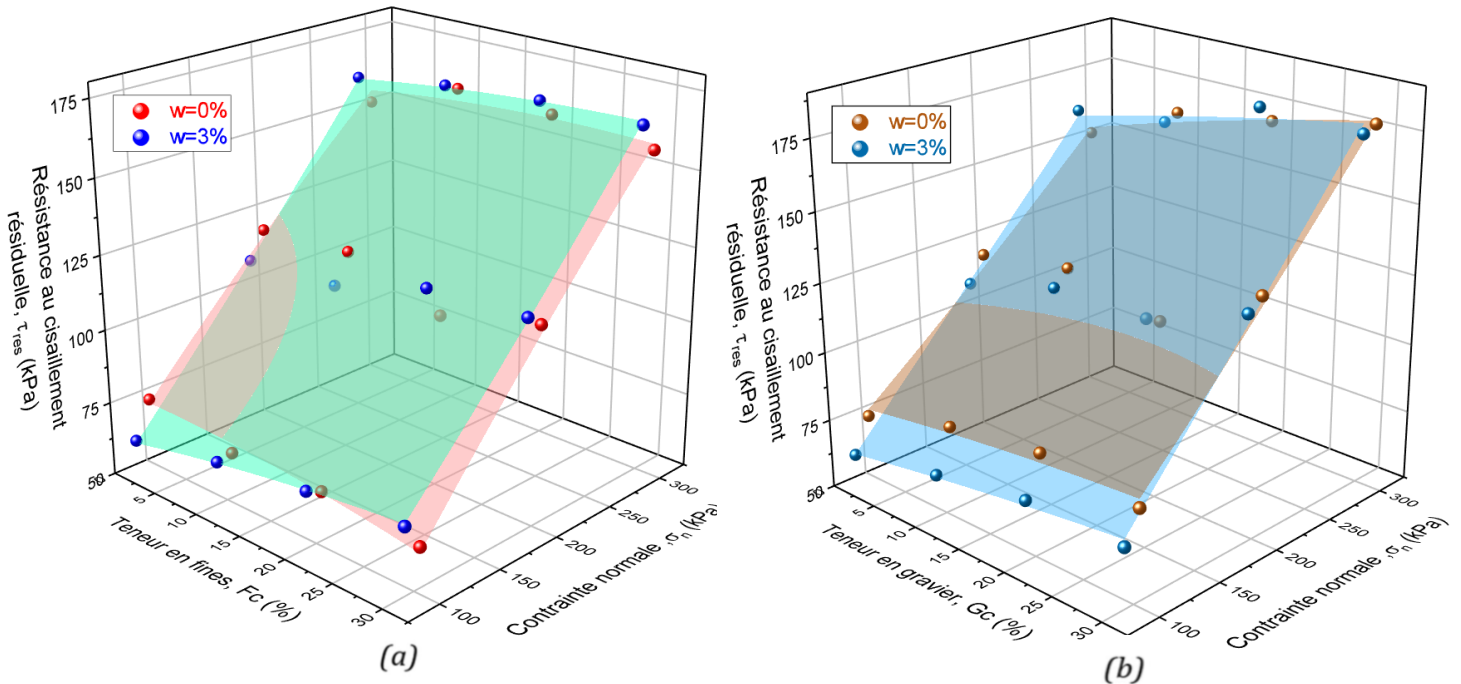


Figure 3.6. Contrainte de cisaillement résiduelle vs contrainte normale
(a) Teneur en fines et (b) Teneur en gravier.

Figure 3.6 présente une analyse comparative de la contrainte de cisaillement résiduelle (τ_{res}) pour les échantillons testés préparés en utilisant à la fois la méthode de dépôt à sec et celle de dépôt humide. Les données recueillies révèlent que la méthode de dépôt humide semble exercer une influence considérable sur la contrainte de cisaillement résiduelle des échantillons évalués. Cette influence est particulièrement prononcée dans le cas des mélanges préparés sous une contrainte normale initiale (σ_n) de 300 kPa dans des conditions humides. Plus précisément, pour les mélanges préparés sous une contrainte normale de 300 kPa dans des conditions humides, les valeurs de contrainte de cisaillement résiduelle observées étaient significativement plus élevées, variant de 158.5 kPa à 166.13 kPa, en fonction de la teneur en fines. En revanche, les mélanges préparés dans des conditions sèches présentaient des valeurs de contrainte de cisaillement résiduelle plus faibles, variant de 148.53 kPa à 160.83 kPa, pour la même gamme de teneur en fines (0 %, 10 %, 20 % et 30 %, respectivement). Cette constatation met en évidence l'impact profond des forces capillaires induites par la présence d'eau sur la résistance au cisaillement du sol. La contribution de la teneur en eau à la résistance au cisaillement résiduelle est particulièrement significative à des contraintes normales plus élevées, comme en témoigne l'augmentation substantielle de la contrainte de cisaillement résiduelle observée dans les mélanges en condition humide par rapport à ceux reconstitués en condition sèche. Les résultats présentés dans la Figure 6 soulignent l'importance de prendre en compte la technique de préparation des échantillons et la présence d'eau lors de l'évaluation

des caractéristiques de résistance au cisaillement des mélanges de sols, car ces facteurs peuvent influencer significativement la contrainte de cisaillement résiduelle et, par conséquent, la résistance au cisaillement globale du matériau.

3.2.4 Angles de frottement maximal et résiduel

Figures 3.7 et 3.8 illustrent la variation des angles de frottement maximal et résiduel, respectivement, en fonction des contraintes normales pour les mélanges sable-fines/gravier préparés dans des conditions de dépôt à sec et humide. Les résultats obtenus révèlent une tendance cohérente : les angles de frottement maximal et résiduel diminuent à mesure que la contrainte normale augmente pour tous les échantillons, indépendamment de la condition de dépôt (sèche ou humide). Cette constatation est en accord avec les recherches précédentes d’Afzali-Nejad, Lashkari, et Tabatabaie Shourijeh (2016) et Xiao et al. (2023), qui ont rapporté une observation similaire pour les angles de frottement maximal. L’ajout de fines induit également une influence notable sur les caractéristiques frictionnelles des mélanges. Dans des conditions de dépôt à sec, les angles de frottement maximal et résiduel présentent une tendance à la baisse à mesure que la teneur en fines peu plastiques augmente. Cette observation implique que la présence de fines réduit d’une manière systématique la résistance frictionnelle interparticulaire dans le mélange. Cependant, la tendance inverse est observée pour les échantillons reconstitués dans des conditions humides, où les angles de frottement maximal et résiduel augmentent avec une augmentation de la teneur en fines. Ce comportement contrastant peut être attribué aux forces capillaires induites par la présence d’eau, qui contribuent à améliorer la résistance frictionnelle globale du mélange. Un schéma similaire émerge lorsque la fraction du gravier est introduite dans les mélanges. Pour les conditions de dépôt à sec et humide, une teneur en gravier croissante entraîne une augmentation des angles de frottement maximal et résiduel. Cet effet peut être attribué à l’interverrouillage accru et à la résistance frictionnelle impartie par la présence de particules de gravier plus grandes dans le mélange. De plus, les données indiquent que l’amélioration des valeurs des angles de frottement maximal et résiduel est plus prononcée pour les mélanges contenant du gravier en comparaison à ceux avec teneur en fines. Cette observation suggère que l’inclusion de gravier a un impact plus substantiel sur l’amélioration des caractéristiques frictionnelles des mélanges que l’ajout de fines. Dans l’ensemble, les résultats présentés dans les Figures 3.7 et 3.8 soulignent l’interaction complexe entre divers facteurs, tels que la contrainte normale, la teneur en fines, la teneur en gravier et les conditions de dépôt, dans l’influence du comportement frictionnel des mélanges de sols. Ces insights ont des implications significatives pour la compréhension

et la prédiction des caractéristiques de résistance au cisailment et de stabilité de ces matériaux dans diverses applications géotechniques.

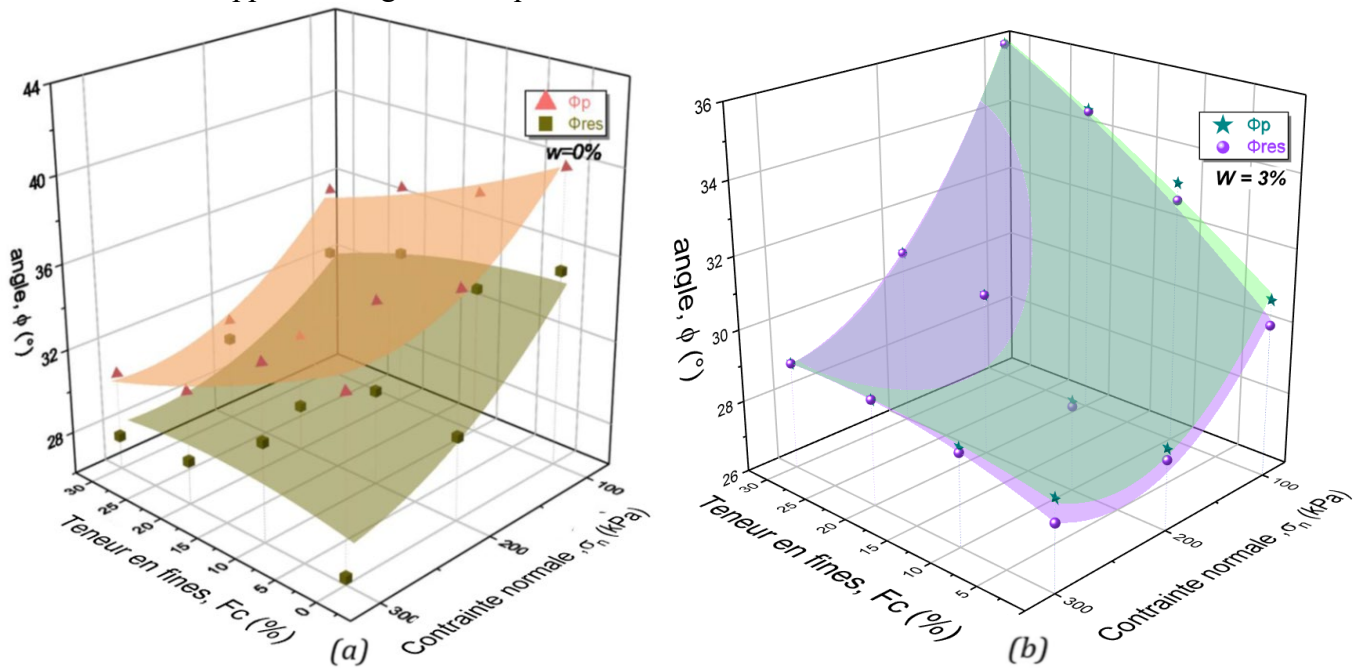


Figure 3.7. Influence de la teneur en fines et de la contrainte normale sur les angles de frottement maximal et résiduel.
(a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.

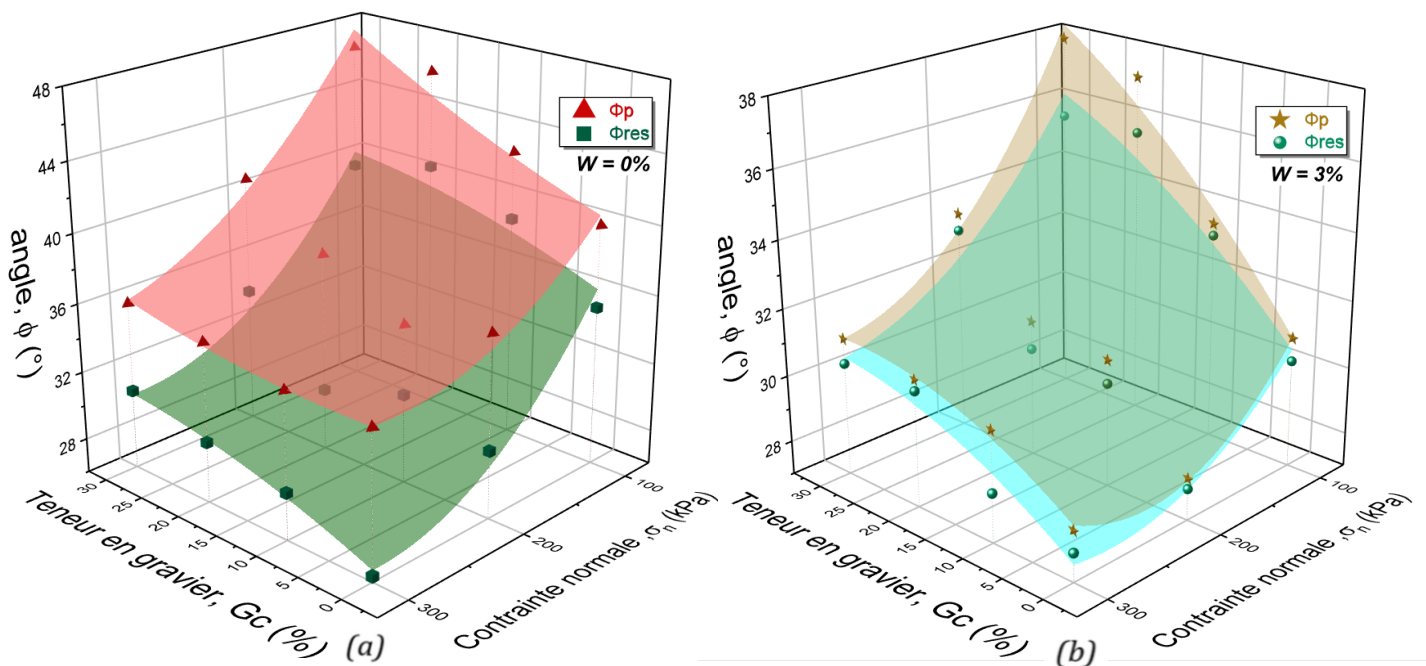


Figure 3.8. Influence de la teneur en gravier et de la contrainte normale sur les angles de frottement maximal et résiduel.
(a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.

3.2.5 Angle de dilatance maximal

La dilatance, le phénomène où les matériaux granulaires présentent des changements volumétriques pendant le cisaillement, est significativement influencée par la teneur en fines présente dans le matériau. Dans des conditions sèches, comme illustré dans la Figure 3.9, l'angle de dilatance maximal présente une tendance baissière à mesure que la teneur en fines augmente. Cet effet est particulièrement prononcé à des niveaux de contrainte normale plus élevés. Ce comportement observé est cohérent avec la transition précédemment notée de l'expansion au comportement contractant illustré au cours de l'évolution du déplacement vertical, un phénomène qui a été rapporté par Yilmaz et al. (2023). On note que les échantillons préparés en utilisant la méthode de dépôt humide ont présenté un comportement similaire à des contraintes normales élevées, affichant un comportement contractant complet. Cependant, à une contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa, une tendance intéressante est apparue : l'angle de dilatance maximal augmentait à mesure que la teneur en fines augmentait. Ce comportement contrastant à des contraintes normales plus faibles met en évidence l'interaction complexe entre la teneur en fines, la contrainte normale initiale et la présence d'eau dans la gouvernance des caractéristiques de dilatance du matériau. Fait intéressant, le comportement de dilatance semble être moins influencé par la fraction de gravier présente dans le mélange. Même à des pourcentages de gravier plus élevés, les mélanges continuent de montrer un comportement dilatant. Cette observation suggère que la présence de particules de gravier, en raison de leur taille plus grande, peut avoir un impact minimal sur l'arrangement global et le comportement du mélange en termes de structure d'empilement et de dilatance. Les particules de gravier plus grandes peuvent ne pas perturber significativement l'empilement et l'interverrouillage des particules plus petites, qui régissent principalement la réponse de dilatance. Les résultats liés au comportement de dilatance soulignent l'importance de prendre en compte des facteurs tels que la teneur en fines, les niveaux de contrainte normale et les conditions de dépôt lors de l'évaluation des changements volumétriques et du comportement régissant les matériaux granulaires pendant le cisaillement. Ces insights ont des implications importantes pour la compréhension et la modélisation du comportement mécanique des mélanges de sols, en particulier dans les applications où la dilatance joue un rôle déterminant dans la détermination des caractéristiques globales de stabilité et de déformation du matériau.

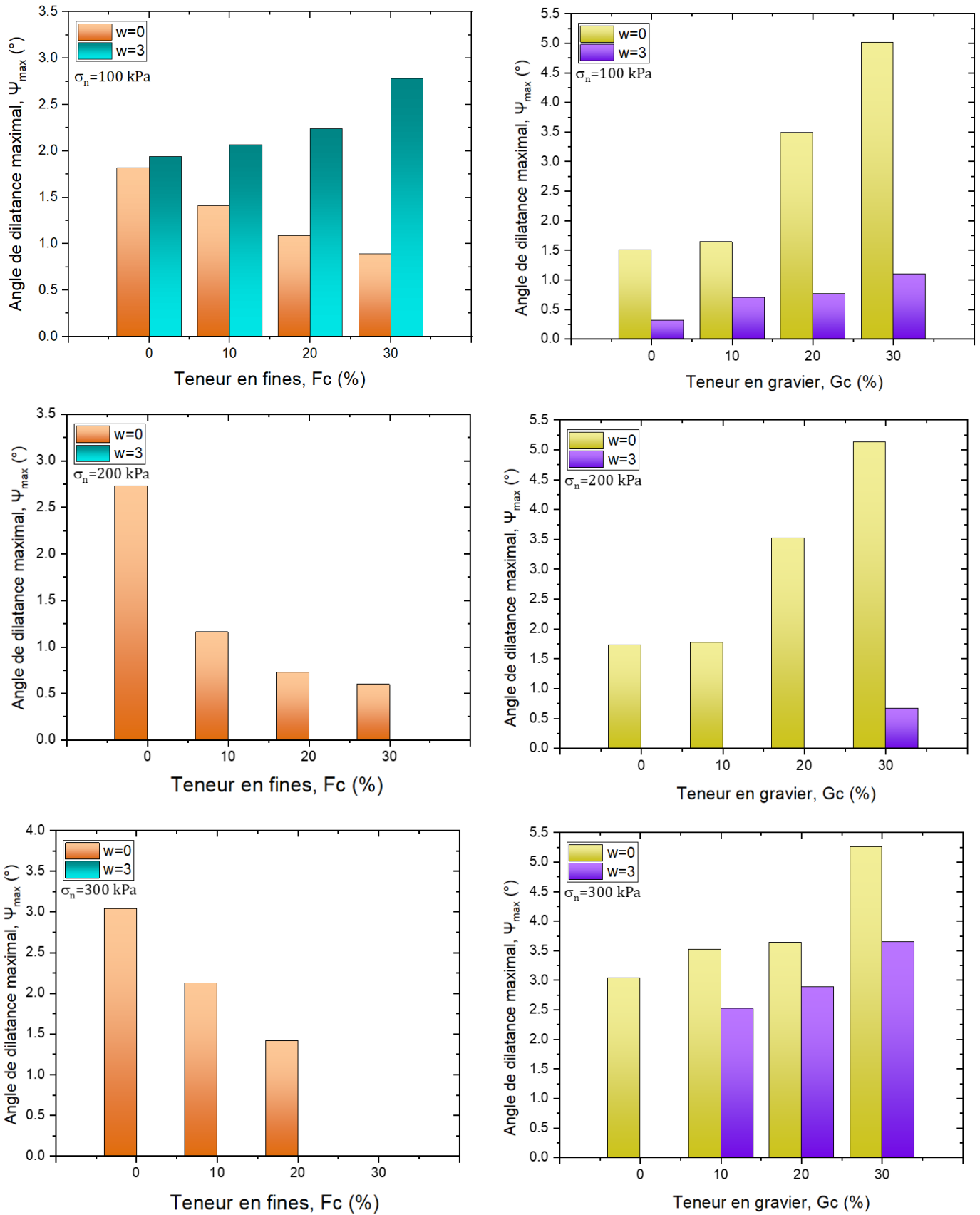


Figure 3.9. Angle de dilatance maximal vs teneur en fines et teneur en gravier.

3.2.6 Relation contrainte-dilatance

La relation contrainte-dilatance dans les sols décrit comment le volume du sol change sous l'influence de la contrainte de cisaillement. Ce concept a été introduit pour la première fois par Rowe (1962), qui a établi la théorie de la contrainte-dilatance en établissant une analogie entre l'arrangement désordonné des particules de sol et l'arrangement ordonné des sphères ou des cylindres. La théorie repose sur l'hypothèse que le rapport d'énergie minimum est atteint au point de rupture. Des chercheurs ultérieurs ont développé cette théorie sous une forme plus complète, qui peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\Phi_{ex} = \alpha \times \Psi_{max} \quad (3.1)$$

Dans cette équation, Φ_{ex} représente l'angle de frottement excessif, α est l'indice de dilatance de Bolton, et Ψ_{max} est l'angle de dilatance maximal. La Figure 3.10 illustre la variation de l'angle de frottement excessif Φ_{ex} exprimé par la différence entre l'angle de frottement maximal et l'angle de frottement résiduel ($\Phi_{ex} = \Phi_p - \Phi_{res}$), considérant la teneur en fines/gravier sous diverses contraintes normales initiales et deux méthodes de dépôt : sèche et humide. On note que la méthode de dépôt à sec produit des mélanges avec des angles de frottement excessif significativement plus élevés par rapport à la méthode de dépôt humide. Par exemple, dans le cas du sable propre soumis à une contrainte normale de $\sigma_n = 100$ kPa, l'angle de frottement excédentaire diminue de $\Phi_{ex} = 4.71^\circ$ lorsque la teneur en eau initiale est de 0 % (condition sèche) à $\Phi_{ex} = 0.7^\circ$ lorsque la teneur en eau est de 3 % (condition humide). Cette réduction substantielle de l'angle de frottement excessif met en évidence l'impact profond de la présence d'eau sur la dilatance et le comportement frictionnel du matériau. De plus, les résultats obtenus révèlent que l'angle de frottement excessif présente une tendance générale à la baisse avec l'augmentation de la teneur en fines, tandis qu'il augmente avec l'augmentation de la teneur en gravier. Cette observation est en accord avec les résultats précédents liés à l'influence de la fraction fines/gravier sur les caractéristiques frictionnelles des mélanges, comme discuté précédemment. Il est à signaler que, l'impact de la contrainte normale sur l'évolution de l'angle de frottement excédentaire reste ambigu, car les données obtenues ne révèlent aucune tendance notable. Ce manque de tendance clair suggère que l'influence de la contrainte normale sur l'angle de frottement excessif peut être plus complexe et potentiellement dépendante d'autres facteurs, tels que la distribution granulométrique, l'arrangement des particules et les conditions de dépôt. Les connaissances acquises grâce à cette analyse de l'angle de frottement excessif et de sa relation avec la teneur en fines/gravier, la contrainte normale initiale et les conditions de dépôt contribuent à une compréhension plus

profonde du comportement contrainte-dilatance des mélanges sable-fines/gravier. Ces connaissances sont d'une importance vitale pour modéliser et prédire avec précision le comportement mécanique de ces matériaux dans diverses applications en ingénierie géotechnique, où la dilatance et les caractéristiques frictionnelles jouent un rôle déterminant dans l'identification de la stabilité et des performances globales de ces dépôts de sols.

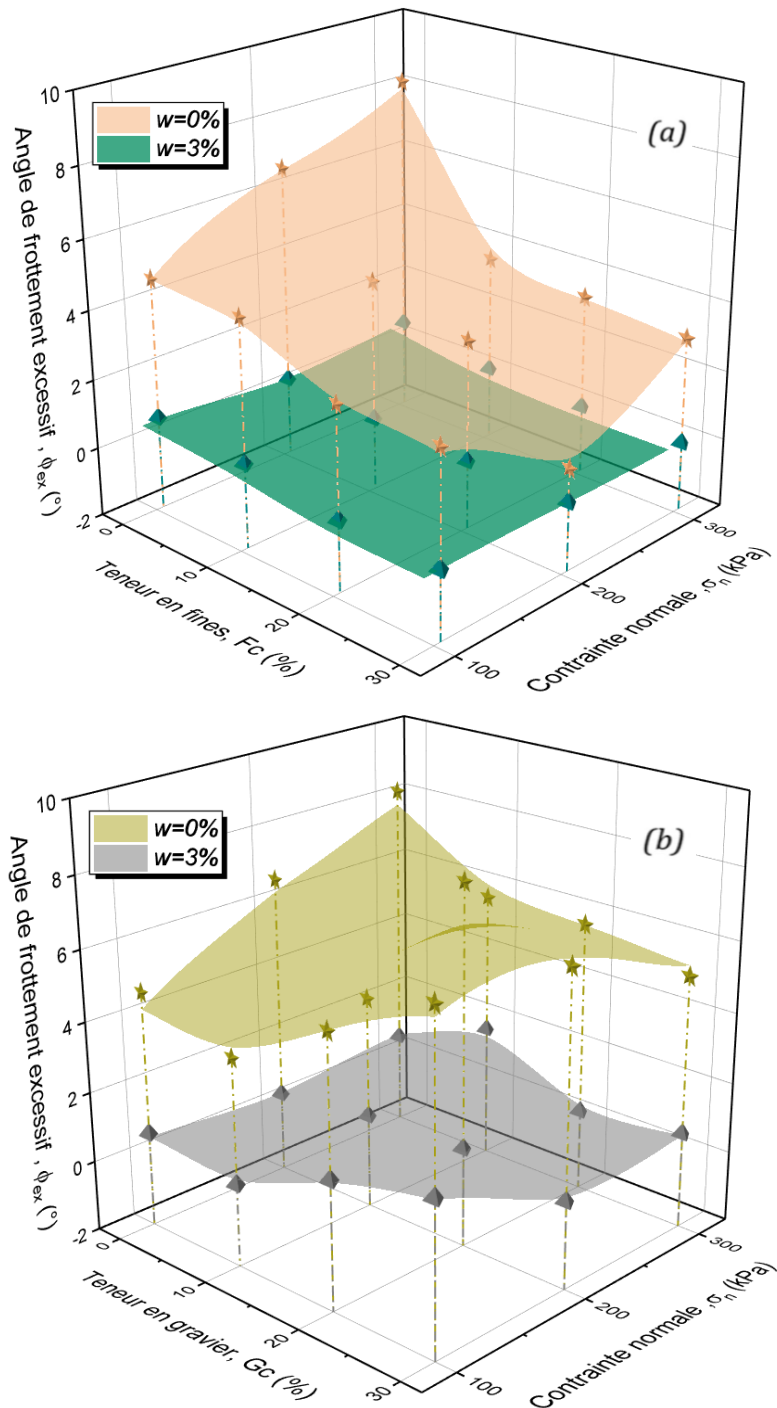


Figure 3.10. Angle de frottement excessif vs contrainte normale et
(a) Teneur en fines, (b) Teneur en gravier.

Figures 3.11 et 3.12 illustrent la corrélation entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal pour les mélanges testés sous des conditions sèches et humides, respectivement. Les résultats présentés dans ces figures révèlent une relation linéaire distincte, où l'angle de frottement excessif semble être proportionnel à l'angle de dilatance maximal des matériaux étudiés. Plus précisément, l'angle de frottement excessif augmente linéairement avec l'augmentation de l'angle de dilatance maximal. On note que la linéarité observée est en parfaite accord avec les résultats rapportés par Azaiez et al. (2021) et Taibi et al. (2023a), qui ont documenté une réponse similaire dans leurs études. La nature linéaire de cette corrélation suggère qu'une équation linéaire peut être employée pour exprimer la relation entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal. Cette équation fournit une description quantitative de la proportionnalité entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal, permettant ainsi, la prédiction de l'angle de frottement excessif en fonction de l'angle de dilatance maximal. Les coefficients a et b peuvent être déterminés par une analyse statistique des données expérimentales, capturant ainsi les caractéristiques spécifiques des mélanges testés et les conditions environnementales (sèches ou humides) sous lesquelles ils ont été préparés. L'existence de ces relations linéaires entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal met en évidence la connexion intrinsèque entre la dilatance et le comportement frictionnel dans les matériaux granulaires. En quantifiant ces relations, il devient possible d'obtenir des connaissances sur les caractéristiques de résistance au cisaillement et de déformation des mélanges de sols, qui sont cruciales pour diverses applications en ingénierie géotechnique, telles que l'analyse de la stabilité des pentes, la conception de fondations et le renforcement des sols. Une équation d'ajustement linéaire pourrait être utilisée pour exprimer cette relation comme suit :

a- Pour la méthode de dépôt à sec

Pour les mélanges sable-limon :

$$\Phi_{ex} = 2,96 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 100 \text{ kPa} \quad (3.2)$$

$$\Phi_{ex} = 2,66 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 200 \text{ kPa} \quad (3.3)$$

$$\Phi_{ex} = 2,35 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 300 \text{ kPa} \quad (3.4)$$

Pour les mélanges sable-gravier :

$$\Phi_{ex} = 1,63 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 100 \text{ kPa} \quad (3.5)$$

$$\Phi_{ex} = 1,83 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 200 \text{ kPa} \quad (3.6)$$

$$\Phi_{ex} = 1,49 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 300 \text{ kPa} \quad (3.7)$$

b- Pour la méthode de dépôt humide

Pour les mélanges sable-limon :

$$\Phi_{ex} = 0,19 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 100 \text{ kPa} \quad (3.8)$$

Pour les mélanges sable-gravier :

$$\Phi_{ex} = 1,80 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 100 \text{ kPa} \quad (3.9)$$

$$\Phi_{ex} = 1,35 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 200 \text{ kPa} \quad (3.10)$$

$$\Phi_{ex} = 0,29 \times \Psi_{max} \quad \text{pour } \sigma_N = 300 \text{ kPa} \quad (3.11)$$

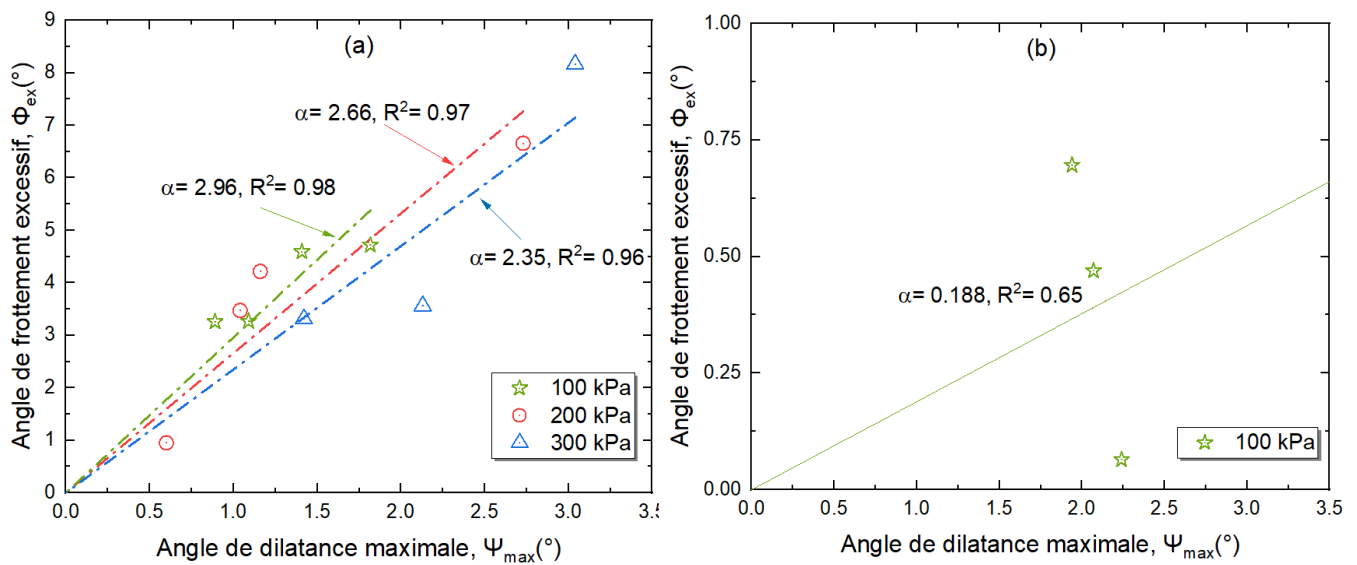


Figure 3.11. Angle de frottement excessif vs angle de dilatance maximale des mélanges sable-limon

(a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.

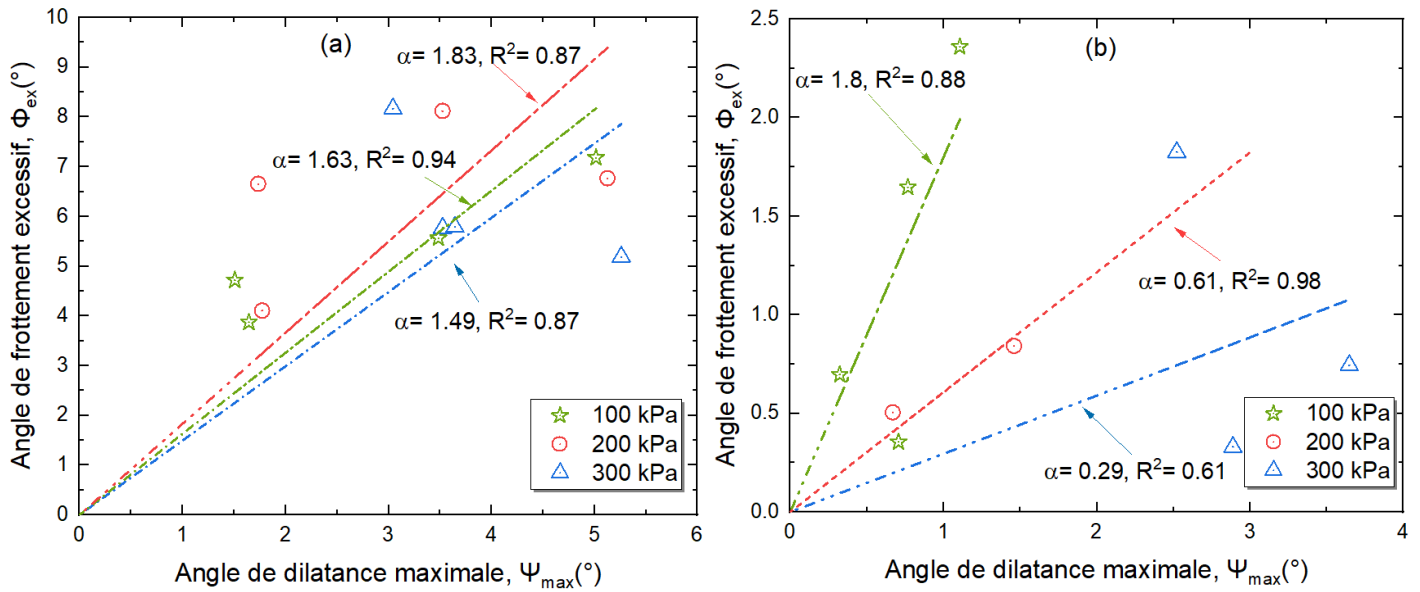


Figure 3.12. Angle de frottement excessif vs angle de dilatance maximale des mélanges sable-gravier

(a) Dépôt à sec (b) Dépôt humide.

Figure 3.13 illustre les changements de l'indice de dilatance (α) pour les mélanges sable-limon (Figure 3.10a) et les mélanges sable-gravier (Figure 3.10b) préparés en utilisant deux méthodes de dépôt différentes (sèche et humide) et soumis à trois contraintes normales initiales (100, 200 et 300 kPa). Pour les échantillons de mélanges sable-limon reconstitués à l'état sec, on note qu'une augmentation de la contrainte normale de 100 kPa à 300 kPa entraîne une diminution de l'indice de dilatance de 2.96 à 2.35. Une tendance similaire est observée pour les mélanges sable-gravier, où l'indice de dilatance diminue de 1.63 à 1.49 pour les échantillons reconstitués à l'état sec et de 1.8 à 0.29 pour ceux reconstitués à l'état humide à mesure que la contrainte normale initiale augmente de 100 kPa à 300 kPa. Pour évaluer l'indice de dilatance en fonction de la contrainte normale initiale, l'équation suivante peut être employée :

$$\alpha = a \times \sigma_n^b \quad (3.12)$$

Où α représente l'indice de dilatance, σ_n est la contrainte normale, et "a" et "b" sont des paramètres d'ajustement. En substituant l'équation (3.12) dans l'équation (3.1), qui relie l'angle de frottement excessif (Φ_{ex}) à l'indice de dilatance (α) et à l'angle de dilatance maximal (Ψ_{max}), nous obtenons des relations contrainte-dilatance complètes qui prennent en compte l'influence de la contrainte normale pour les matériaux testés, comme montré ci-dessous :

$$\Phi_{ex} = (a \times \sigma_n^b) \times \Psi_{max} \quad (3.13)$$

L'équation (3.13) fournit un cadre complet pour modéliser l'angle de frottement excessif, en intégrant les effets à la fois de l'angle de dilatance maximal et de la contrainte normale à travers l'indice de dilatance. Cette équation peut être calibrée et validée en utilisant les données expérimentales afin de déterminer les valeurs des paramètres d'ajustement "a" et "b" pour les matériaux spécifiques et les conditions initiales considérées. En quantifiant les relations entre ces paramètres clés, il devient possible d'obtenir une compréhension plus adéquate des caractéristiques de résistance au cisaillement et de déformation des mélanges de sols, qui sont cruciales pour diverses applications en ingénierie géotechnique, telles que l'analyse de la stabilité des talus, la conception de fondations et le renforcement des sols. La capacité de prendre en compte l'influence de la contrainte normale sur l'indice de dilatance et, par conséquent, sur l'angle de frottement excédentaire, améliore la précision et la fiabilité des prédictions liées au comportement mécanique de ces matériaux.

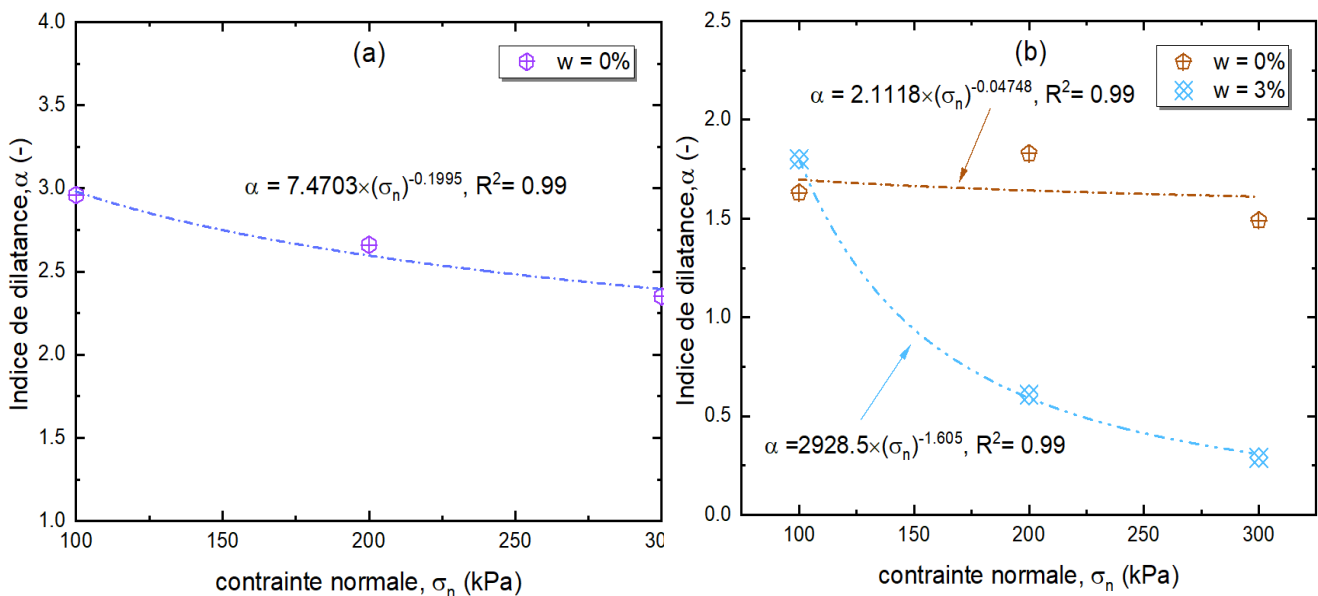


Figure 3.13. Evolution de l'indice de dilatance versus contrainte normale

(a) Teneur en fines (b) Teneur en gravier.

a- Pour la méthode de dépôt à sec

Pour les mélanges sable-limon :

$$\Phi_{ex} = (7.47 \times \sigma_n^{-0.2}) \times \psi_{max} \quad (3.14)$$

Pour les mélanges sable-gravier :

$$\Phi_{ex} = (2.11 \times \sigma_n^{-0.05}) \times \psi_{max} \quad (3.15)$$

b- Pour la méthode de dépôt humide

Pour les mélanges sable-gravier :

$$\Phi_{ex} = (2928.5 \times \sigma_n^{-1.6}) \times \psi_{max} \quad (3.16)$$

3.3 Conclusion

Cette étude a pour objectif d'examiner l'impact des teneurs fines/gravier sur le comportement mécanique des sables sous diverses contraintes normales initiales à travers une série extensive d'essais de cisaillement direct réalisée sur deux types distincts de mélanges : sable-fines et sable-gravier. Le but principal était de varier systématiquement la composition de ces mélanges en ajustant les teneurs en fines/gravier ($F_c/G_c = 0\%$ à 30%) par pas de 10% . Les différents échantillons ont été reconstitués à une densité relative initiale moyenne ($D_r = 50\%$) et soumis à diverses contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa), en utilisant à la fois les méthodes de dépôt à sec et humide pour simuler différentes conditions environnementales. Les résultats trouvés au cours de cette investigation expérimentale sont en parfaite concordance avec ceux publiés dans la littérature :

- Pour les échantillons préparés en utilisant la méthode de dépôt à sec, la contrainte de cisaillement a augmenté rapidement avec l'augmentation du déplacement horizontal, atteignant un pic à $\Delta H \approx 3$ mm. Après avoir atteint la résistance maximale, tous les mélanges ont présenté un comportement d'adoucissement de la déformation, avec une diminution de la contrainte de cisaillement à mesure que le déplacement augmentait. De plus, le déplacement horizontal au pic de contrainte de cisaillement augmentait avec une teneur en eau plus élevée, indiquant que les mélanges préparés avec la méthode de dépôt à sec atteignaient la résistance maximale plus rapidement que ceux préparés avec la méthode de dépôt humide. Contrairement aux échantillons avec teneur en fines, l'ajout de gravier a induit une plus grande expansion volumétrique pendant le cisaillement, entraînant ainsi, une tendance dilative plus prononcée.

- Le caractère dilatant semble être moins influencé par la quantité de gravier présente dans le mélange. Même à des pourcentages de gravier plus élevés, les mélanges continuent de montrer un comportement dilatant. Cela suggère que les particules de gravier plus grandes peuvent avoir un impact minimal sur la structure d'empilement globale et la réponse de dilatance du mélange. Les particules de gravier plus grandes peuvent ne pas perturber significativement l'empilement et l'interverrouillage des particules plus petites, qui régissent principalement la dilatance des mélanges étudiés. Les résultats mettent en évidence l'importance de prendre en compte des facteurs tels que la teneur en fines, les niveaux de contrainte normale et les conditions de dépôt lors de l'évaluation des changements volumétriques et du comportement associé des matériaux granulaires pendant le cisaillement. Ces insights sont cruciaux pour la compréhension et la modélisation du comportement mécanique des mélanges de sols, en particulier dans les applications où la dilatance joue un

rôle significatif dans la détermination des caractéristiques globales de stabilité et de déformation.

- La présence de relations linéaires entre l'angle de frottement excessif et l'angle de dilatance maximal souligne la connexion intrinsèque entre la dilatance et le comportement frictionnel dans les matériaux granulaires. En quantifiant ces relations, il devient possible d'obtenir des informations intéressantes sur les caractéristiques de résistance au cisaillement et de déformation des mélanges de sols. Ces insights sont cruciaux pour diverses applications en ingénierie géotechnique, y compris l'analyse de la stabilité des pentes, la conception de fondations et le renforcement des sols.

CHAPITRE 4 :
COMPORTEMENT MECANIQUE ET INSTABILITE DES
MELANGES SABLE-GRAVIER ET SABLE-LIMON SOUS
CHARGEMENT MONOTONE

Ce chapitre traite de la mise en lumière des résultats des essais triaxiaux effectués pour examiner l'impact de la présence des fines peu plastiques et de gravier sur le comportement monotone non drainé du sable de Chlef. Les échantillons de mélanges sable-limon/gravier ont été reconstitués à une densité relative initiale de 50 % en utilisant la méthode de pluviation à sec ainsi que la méthode de damage humide, et en les exposant à différentes pressions de confinement initiales (100, 200 et 300 kPa).

4.1 Introduction

L'instabilité des sols granulaires représente une problématique fondamentale dans le domaine de géotechnique, en particulier lorsqu'ils sont soumis à un chargement monotone ou cyclique en condition non drainée. La présence de fines dans un sol granulaire peut influencer de manière significative son comportement mécanique, ce qui peut entraîner des problèmes d'instabilité tels que la liquéfaction ou la rupture progressive. Lade & Yamamuro (1997) suggère que la présence de fines dans le sol peut entraîner la formation d'une structure particulière, caractérisée par son degré élevé de compressibilité. Ceci a pour effet d'augmenter le potentiel de liquéfaction, même en cas d'augmentation de la densité du sol. À partir des essais triaxiaux monotone réalisés en conditions non drainées, (Hanzawa et al., 1979) ont confirmé l'existence d'une ligne de tendance appelée "ligne d'instabilité", qui relie les points de pic dans le plan de contrainte p' - q , et qui traverse l'origine.

Selon (Mehdi et al., 2010), l'incorporation d'une petite proportion de fines crée des échantillons instables. Toutefois, une diminution de l'instabilité a été observé pour les fractions de particules fines comprises entre 10% et 15%. De plus, ils ont observé que la zone de l'instabilité augmente proportionnellement avec l'augmentation de la proportion de fines jusqu'à 10%. Pour une teneur en fines comprise entre 10% et 20%, une diminution des pentes des lignes d'instabilité a été constatée, tandis que la zone d'instabilité tend à devenir constante. (Yang & Wei, 2012) ont montre que l'incorporation de fines de forme arrondie dans une composition sableuse entraine une diminution de l'angle de frottement d'instabilité du mélange lorsque la teneur en fines augmente.

Dans le présent chapitre, nous proposons une analyse approfondie des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette 'étude. Cette analyse a pour objectif d'évaluer l'impact de présence des fines peu plastiques et de gravier sur le comportement monotone non drainé du sable de Chlef.

4.2 Effet de la pression de confinement sur le comportement non drainé du sable

Figure 4.1 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés (CU) effectués dans le but d'analyser le comportement mécanique du sable de Chlef soumis à différentes pressions de confinement ($\sigma_c = 100, 200, \text{ et } 300 \text{ kPa}$). La reconstitution des échantillons a été effectuée par la technique de pluviation à sec tout en maintenant une densité relative initiale de 50%.

D'après Figure 4.1.a, Il est possible de constater une corrélation non linéaire entre le déviateur de contrainte (q) et la déformation axiale. Pour chaque pression de confinement, le déviateur de contrainte augmente proportionnellement à la déformation axiale jusqu'à ce qu'il atteigne un pic. Ensuite, il peut soit s'augmenter de ce niveau (comportement ductile), soit diminuer (comportement fragile). Il convient de souligner que l'augmentation de la pression de confinement initiale se traduit par une augmentation significative du déviateur de contrainte maximal que le sol peut supporter. Cette observation est en accord avec la littérature.

Les graphes présentés dans Figure 4.1.b illustre la variation de la pression interstitielle (μ) en fonction de la déformation axiale. Une augmentation de la pression interstitielle pour les trois pressions de confinement est constatée avec la déformation axiale, ce qui suggère une tendance à la contraction (comportement contractant) du sable. Cependant, une fois le pic atteint, on observe une diminution de la pression interstitielle indiquant le caractère dilatant pour les grandes déformations.

Figure 4.1.c met en évidence l'évolution du déviateur de contrainte (q) en fonction de la pression moyenne effective (p'). Ces chemins permettent de visualiser l'état de contrainte du sol pendant l'essai. On constate clairement que la pression de confinement initiale est à l'origine d'induire une évolution progressive de la pression moyenne effective, cette élévation entraîne en effet, une augmentation systématique du déviateur de contrainte maximal de sable.

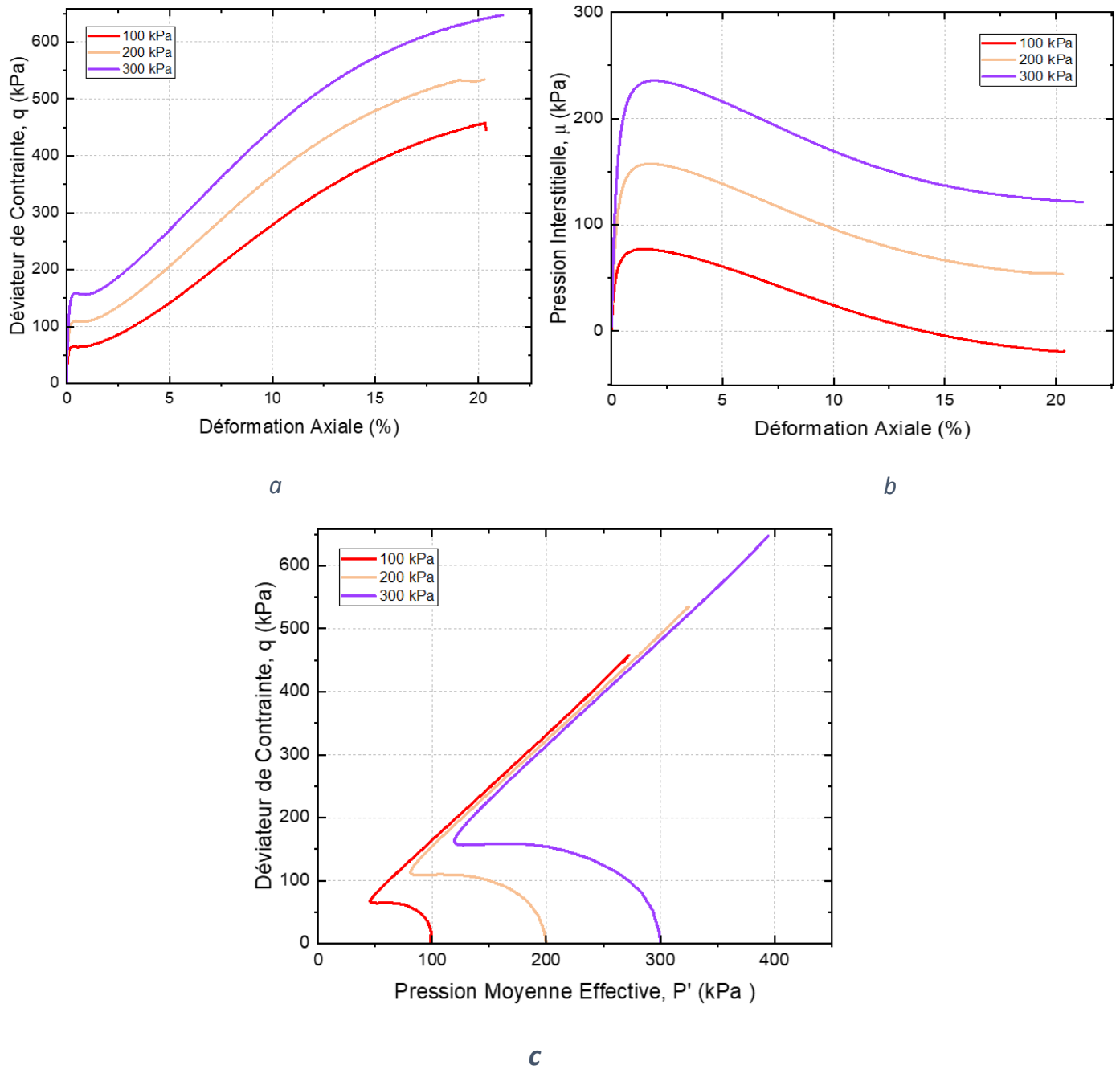


Figure 4. 1 Réponse non drainée du sable de Chlef sous différentes pressions de confinement ($\sigma_c = 100, 200$ et 300 kPa),
(a) - Evolution du déviateur de contrainte
(b) - Evolution de la pression interstitielle
(c) - Chemin de contrainte

4.3 Influence du mode de reconstitution des échantillons

Figure 4.2 explore l'influence du mode de déposition sur la réponse non drainée du sable de Chlef. Deux méthodes sont comparées : la pluviation à sec (PS) et le damage humide (DH). Figure 4.2 montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale. Des distinctions significatives sont observées entre les deux méthodes de dépôt. En effet, on note que l'échantillon préparé par la méthode de pluviation à sec (PS) montre une résistance maximale nettement supérieure à celle de l'échantillon préparé par la méthode de damage humide (DH). En outre, la courbe PS montre un comportement d'écrouissage « strain hardening » plus prononcé après l'atteinte du pic. Cela suggère que la pluviation à sec conduit à une structure granulaire plus compacte et éventuellement plus régulière indiquant une résistance au cisaillement plus importante.

Figure 4.2.b présente l'évolution de la pression interstitielle générée selon les deux modes de dépôt. Pour la pluviation à sec (PS), on observe un pic de pression interstitielle plus élevé et plus abrupt par rapport à celui généré par le damage humide (DH). Néanmoins, il est observé que la pression interstitielle augmente après le pic pour le damage humide contrairement à la pluviation à sec, où la pression interstitielle indique une diminution entraînant ainsi une pression interstitielle résiduelle moins faible que celle obtenue avec le damage humide (DH).

Les chemins de contrainte (Figure.4.2.c) confirment les différences observées dans les autres graphes. Le chemin de contrainte de l'échantillon préparé par damage humide montre une diminution rapide de la pression moyenne effective après avoir atteint le pic, ce qui indique une perte de résistance au cisaillement. En revanche, le chemin de contrainte pour le sol préparé par pluviation à sec reste relativement stable, indiquant un comportement plus ductile. Ces résultats sont en parfaites concordances avec les résultats de Mahmoudi (2017) et Hazout (2018).

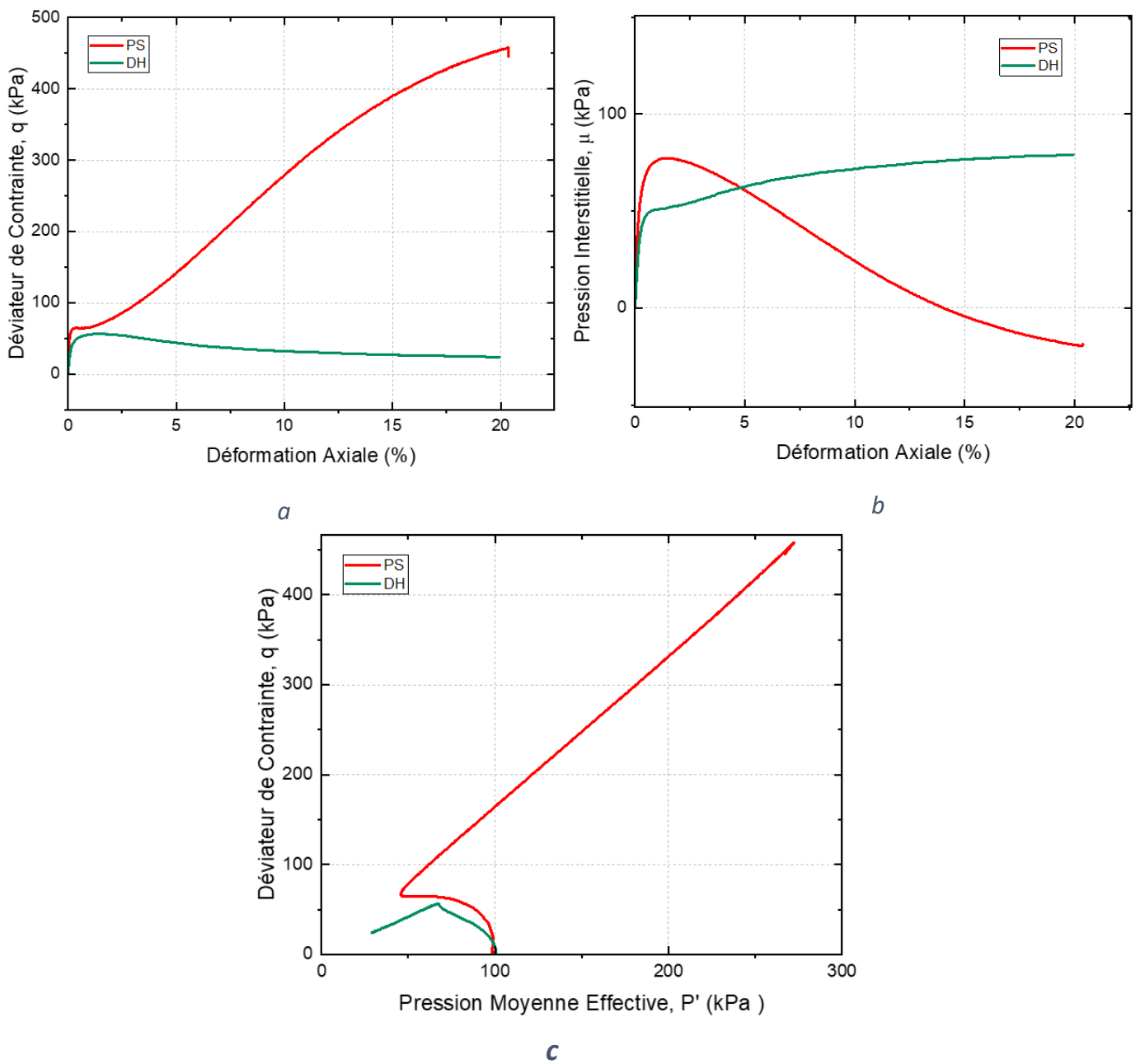


Figure 4. 2 Réponse non drainée du sable de Chlef sous différents modes de déposition

(Pluviation à sec « PS » versus Damage humide « DH »),

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

4.4 Effet de la fraction de fines peu plastiques (F_c) sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon

Figure 4.3 examine l'effet de la fraction des fines peu plastiques (F_c) sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon préparé par damage humide (DH) avec une densité relative initiale ($D_r = 50\%$) et soumis à une pression de confinement initiale $P'_c = 100$ kPa. Quatre fractions de fines sont testées ($F_c = 0, 10, 20$ et 30%). On remarque une réduction de la résistance maximale à mesure que la fraction de fines augmente (Figure 4.3.a) et que le sable propre ($F_c = 0\%$) présente la résistance au cisaillement maximale. Au fur et à mesure que la proportion de particules fines augmente, la résistance maximale diminue. Cela implique que les particules fines agissent comme un "**lubrifiant**" réduisant ainsi, les contacts intergranulaires entre les grains de sable, ce qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement générée par les mélanges testés.

D'autre part, la pression interstitielle développée augmente avec l'augmentation de la fraction de fines (Figure 4.3.b). On note que le mélange ($F_c = 30\%$) génère la pression interstitielle la plus élevée. À mesure que la fraction de fines augmente, le pic de pression interstitielle augmente. Cela pourrait être lié à l'influence des fines sur la perméabilité et donc à la dissipation partielle de la pression interstitielle pendant l'essai. Les chemins de contrainte confirment la tendance notée (Figure 4.3.c). Pour des fractions de fines plus élevées, on observe une réduction de la contrainte maximale q_{max} et une diminution rapide de la pression moyenne effective après avoir atteint le pic, ce qui indique clairement une perte de résistance au cisaillement par le déclenchement du phénomène de la liquéfaction. Cette observation corrobore les résultats rapportés par Cherif Taiba et al. (2017).

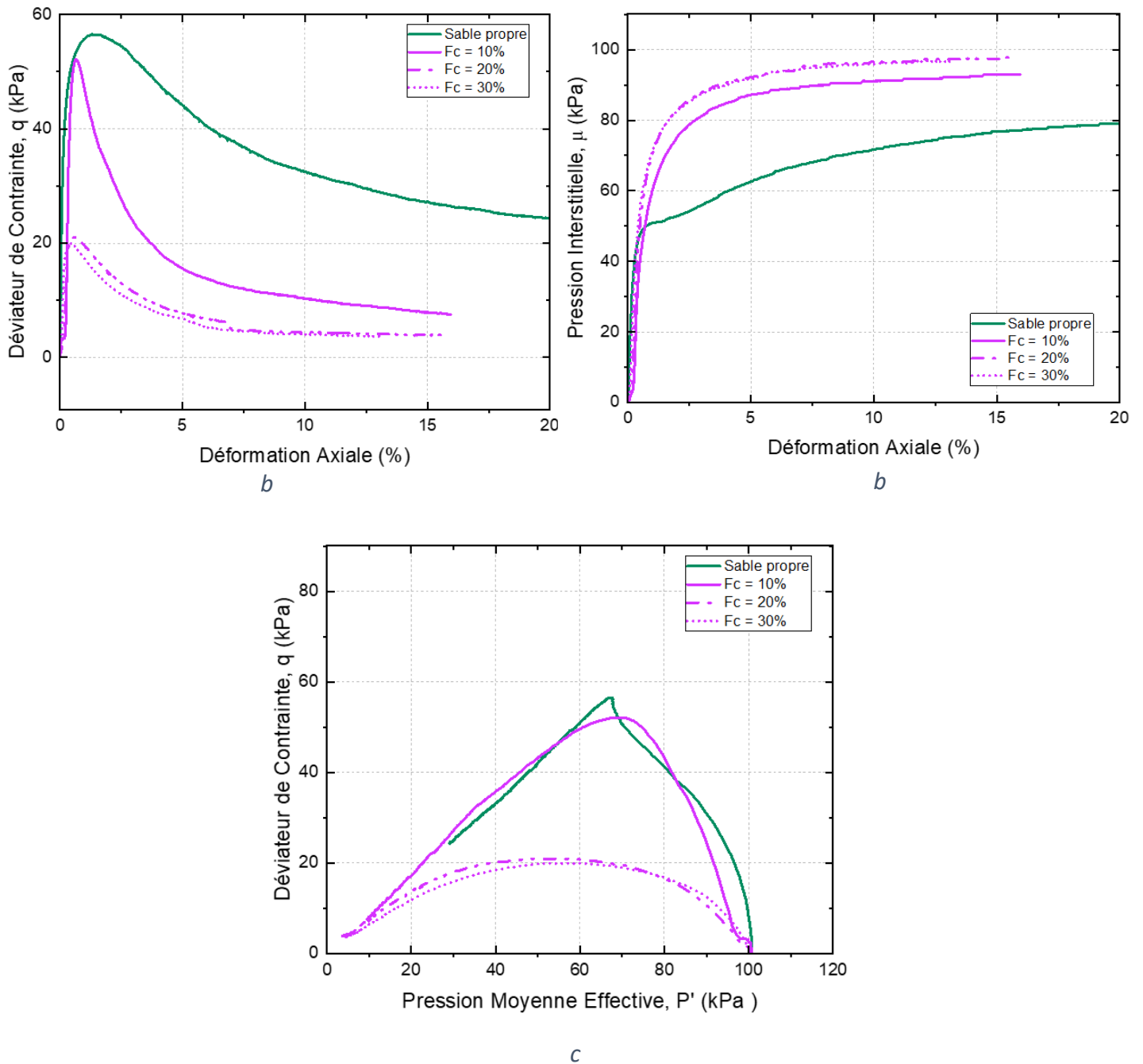


Figure 4.3 Influence de la fraction des fines, F_c sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon (Damage humide « DH »),
(a) - Evolution du déviateur de contrainte
(b) - Evolution de la pression interstitielle
(c) - Chemin de contrainte

4.5 Influence de la fraction de gravier (G_c) sur le comportement mécanique non drainé

Afin d'examiner l'influence de la teneur en gravier (G_c) sur le comportement monotone du sable de Chlef, une étude en laboratoire a été réalisée sur des échantillons de mélange sable-gravier préparés par damage humide (DH) avec une densité relative initiale ($D_r = 50\%$) et soumis à une pression de confinement initiale $P'_c = 100$ kPa. Quatre fractions de gravier sont testées : $G_c = 0, 10, 20$ et 30% . Les résultats obtenus (Figure 4.4) montrent que l'incorporation de gravier a un impact complexe. Au départ, l'incorporation de 10% de gravier ($G_c = 10\%$) semble entraîner une légère augmentation de la résistance maximale par rapport au sable propre ($G_c=0\%$). Toutefois, une augmentation de la proportion de gravier ($G_c = 20\%$ et 30%) entraîne une diminution significative de la résistance. Lorsque la teneur en gravier atteint 30% , on observe une diminution significative de la résistance. Cela suggère qu'une quantité réduite de gravier peut favoriser l'interverrouillage granulaire, tandis qu'une proportion excessive de gravier peut perturber la structure dominante du sable et par conséquent, entraîner une diminution de la résistance au cisaillement globale.

L'évolution de la pression interstitielle est également complexe. Pour $G_c = 10\%$, la pression interstitielle semble moins faible que celle du sable propre. Cependant, pour $G_c = 20\%$ et 30% , la pression interstitielle est significativement élevée. Les chemins de contrainte confirment ces observations complexes. Pour une teneur en gravier faible ($G_c = 10\%$), la résistance à la liquéfaction est légèrement supérieure à celle du sable propre. Cependant, pour des teneurs élevées en gravier ($G_c = 20\%$ et 30%), on observe des tendances baissières des contraintes déviatoriques maximales, notamment pour $G_c = 30\%$.

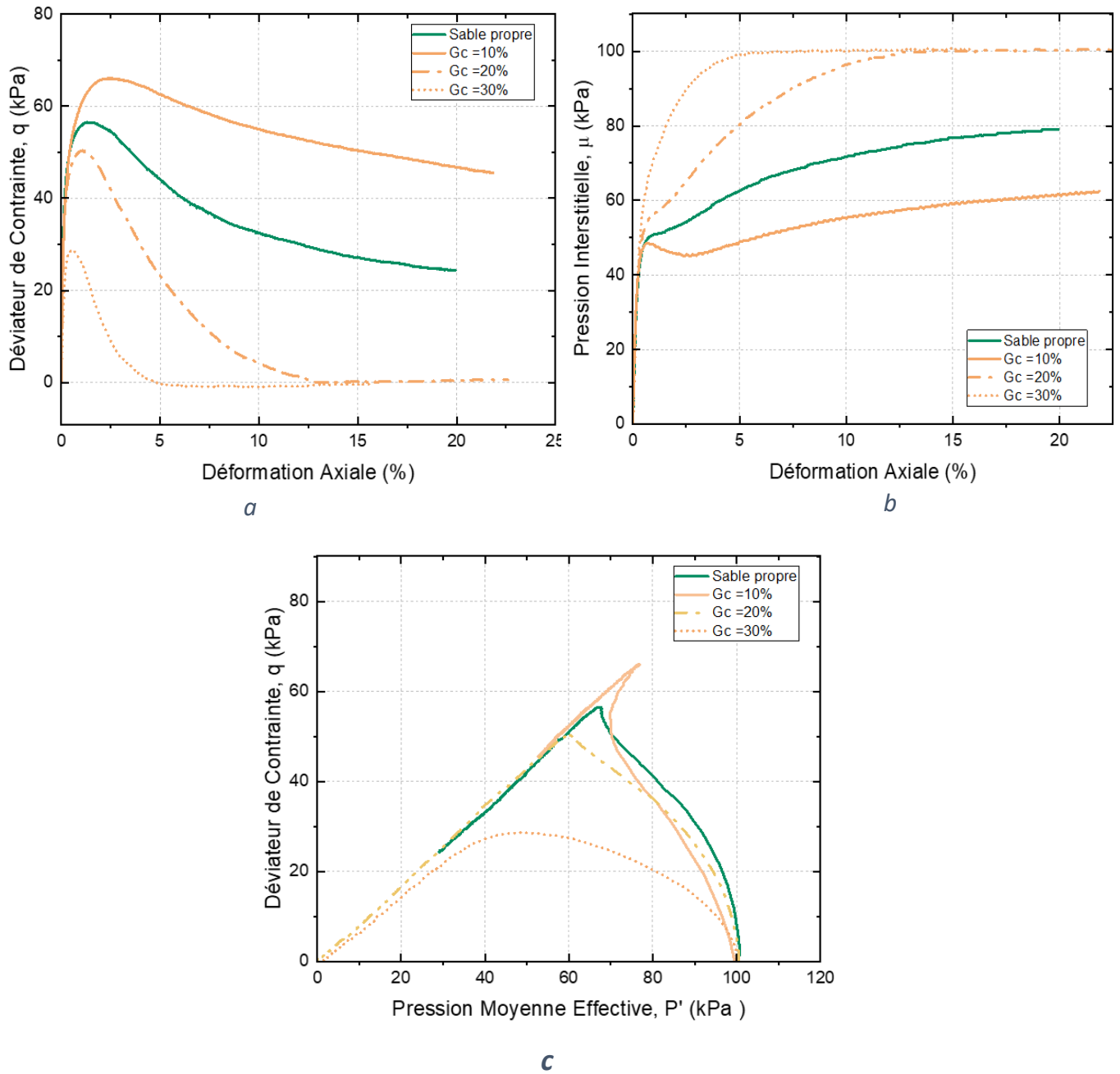


Figure 4. 4 Influence de la fraction de gravier G_c sur la réponse mécanique non drainée

d'un mélange sable-limon (Damage humide « DH »),

(a) - Evolution du déviateur de contrainte

(b) - Evolution de la pression interstitielle

(c) - Chemin de contrainte

4.6 Analyse de l'instabilité du sable de Chlef

La considération de l'instabilité des sols revêt une importance majeure dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, étant donné sa corrélation directe avec la sécurité et la stabilité des structures. Figures 4.4 à 4.13 examinent les paramètres responsables de cette instabilité, en mettant en évidence l'impact de la distribution granulométrique du sol (teneur en fines/gravier), de sa structure initiale (méthodes de préparation d'échantillons) et de l'ampleur des contraintes auxquelles il est exposé.

4.6.1 Les lignes d'Instabilité

Figures (4.5.a à 4.5.c) présentent les lignes d'instabilité pour différents mélanges et modes de déposition. La ligne d'instabilité représente le lieu géométrique dans l'espace (p'-q) où l'instabilité du sol (liquéfaction statique) peut se déclencher. La pente de ces lignes est souvent notée η et exprimée par la relation suivante :

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (4.1)$$

Où : q représente le déviateur de la contrainte et p' c'est la contrainte effective moyenne. Figure 4.5.a présente une comparaison des lignes d'instabilité pour des échantillons du sable propre préparé par pluviation à sec (PS) et par damage humide (DH). On constate que la pente de la ligne d'instabilité de l'échantillon préparé par pluviation à sec est plus grande que celle générée par la technique du damage humide. Une pente plus élevée indique une réduction de la zone d'instabilité. Ceci confirme que la pluviation à sec conduit à une structure du sol moins susceptible à l'instabilité que le damage humide.

En outre, l'ajout des fines peu plastiques réduit significativement la pente de la ligne d'instabilité. À mesure que la fraction de fines (F_c) augmente, la pente de la ligne d'instabilité (η) diminue. Pour $F_c = 30\%$, la pente de la ligne d'instabilité est très faible ($\eta = 0.35$), indiquant une grande zone d'instabilité. Ceci confirme que les fines augmentent la vulnérabilité du sable à l'instabilité statique.

L'effet du gravier sur la pente de la ligne d'instabilité est plus complexe. Initialement, l'ajout de gravier ($G_c = 10\%$) semble entraîner une légère augmentation de la pente de la ligne d'instabilité ($\eta = 0.86$) par rapport à celle du sable propre ($\eta = 0.83$). Cependant, pour des fractions de gravier plus élevées ($G_c = 20\%$), la pente de la ligne d'instabilité reste approximativement au même niveau que celle du sable propre ($\eta \approx 0.83$) et diminue même significativement pour $G_c = 30\%$ ($\eta = 0.57$). Cela indique qu'au-delà d'un certain seuil, l'ajout de gravier ne réduit pas nécessairement la susceptibilité à l'instabilité et pourrait même l'augmenter à des fractions de gravier élevées.

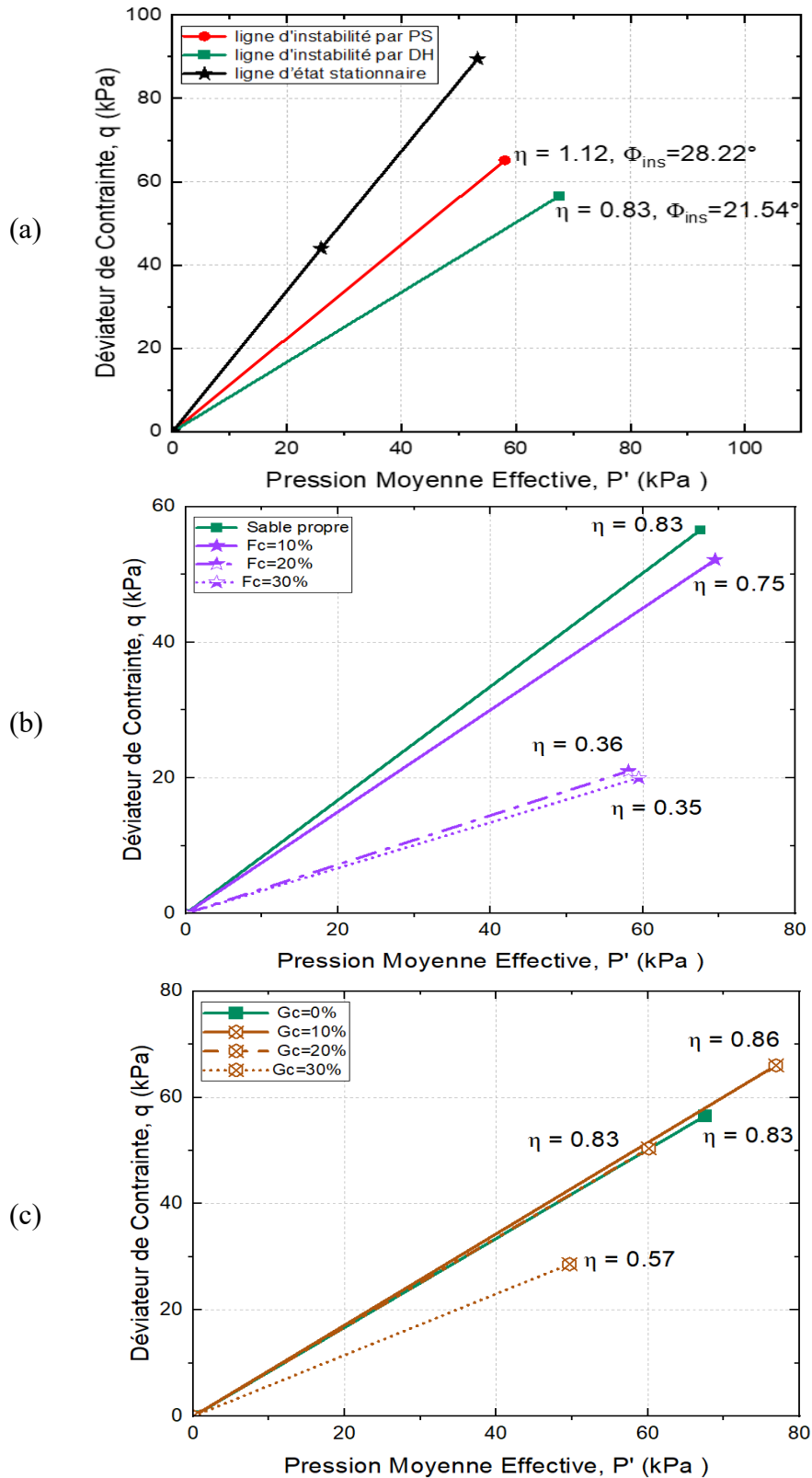


Figure 4. 5 Lignes d'instabilité des mélanges testés

(a) - Sable propre (damage humide vs pluviation a sec)

(b) - Effet de présence des fines peu plastiques (Fc= 0, 10, 20 et 30% ; Damage humide)

(c) - Effet de présence de gravier (Gc= 0, 10, 20 et 30% ; Damage humide)

4.6.2 Paramètres influençant l'angle d'instabilité (Φ_{ins})

4.6.2.1 Influence de la fraction de fines peu plastiques

Dans le but d'étudier l'impact de la proportion de fines peu plastiques sur l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) des échantillons de mélanges sable de Chlef-limon moyennement dense ($Dr = 50\%$) ont été préparés en laboratoire avec quatre fractions de fines ($F_c = 0, 10, 20$ et 30%). Il apparaît du Figure 4.6 que l'augmentation de la fraction de fines (F_c) tend à diminuer l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}). Cette réduction s'explique essentiellement par l'effet des particules fines qui amplifient la phase de contraction des mélanges sable-limon, conduisant ainsi à des échantillons plus instables. En d'autres termes, plus la fraction de fines est élevée, plus le sable devient susceptible à l'instabilité. Ces résultats s'alignent avec les résultats de Cherif Taiba (2017).

La relation ci-dessous est suggérée pour exprimer l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) en fonction de la fraction de fines (F_c) :

$$\phi_{ins} = a + b \times (F_c) \quad (4.2)$$

Avec : $a = 22.026$ et $b = -46.84$

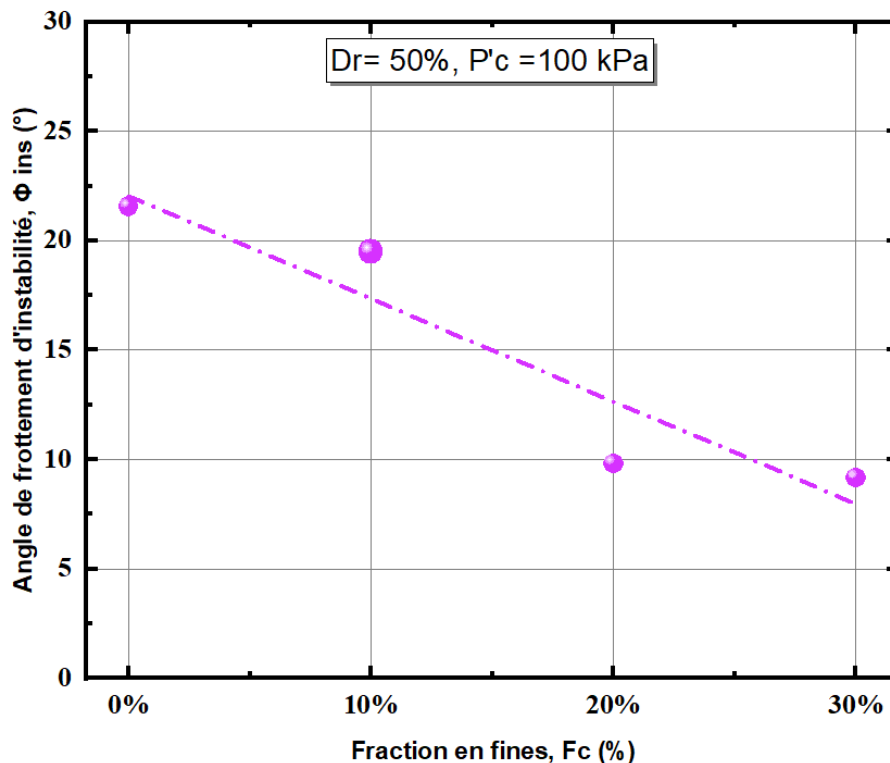


Figure 4. 6 Influence de présence des fines F_c sur l'angle de frottement d'instabilité Φ_{ins} ($Dr = 50\%$, $P_c = 100$ kPa)

4.6.2.2 Influence de la fraction de gravier sur l'angle d'instabilité

Figure 4.7 illustre l'effet de la teneur en gravier sur l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) des échantillons de mélanges sable de Chlef- gravier moyennement dense ($Dr = 50\%$) préparés en laboratoire avec quatre fractions de gravier ($Gc = 0, 10, 20$ et 30%). Il apparaît que l'impact de la teneur en gravier (Gc) est moins prévisible que celui des fines et présente une complexité accrue. L'ajout de gravier peut initialement entraîner une légère augmentation de l'angle d'instabilité (Φ_{ins}) jusqu'à ce qu'une certaine proportion soit atteinte ($Gc=10\%$). Au-delà de cette proportion, une augmentation supplémentaire du teneur en gravier a tendance à réduire l'angle d'instabilité. Il convient de souligner que l'impact du gravier est plus modéré et moins stable que celui des fines. Dans certaines cas, l'incorporation de gravier peut accroître la vulnérabilité à l'instabilité, notamment à des fractions élevées. La relation suivante est proposée pour établir la corrélation entre l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) et la teneur en gravier (Gc) :

$$\phi_{ins} = a + b \times (Gc) \quad (4.3)$$

Avec : $a = 23.01$ et $b = -19.36$

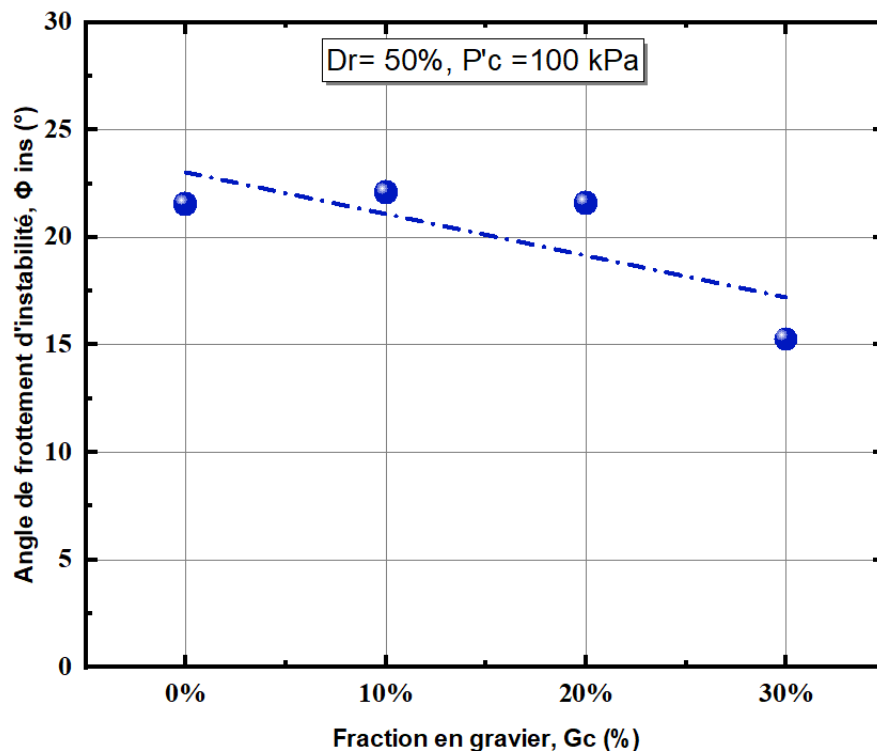


Figure 4. 7 Impact de la fraction en gravier Gc sur l'angle de frottement d'instabilité Φ_{ins} ($Dr = 50\%$, $P_c' = 100$ kPa)

4.6.2.3 Effet de l'indice des vides (e) sur l'angle d'instabilité

La variation de l'angle de frottement (Φ_{ins}) en fonction de l'indice des vides global (e) est représentée dans Figure 4.8 pour des échantillons reconstitués à partir du mélange sable-limon et sable-gravier (0 %, 10 %, 20 % et 30 %) avec une densité relative initiale ($Dr= 50\%$). Les résultats obtenus montrent une diminution linéaire des angles de frottement d'instabilité en fonction de la réduction de l'indice des vides global et de l'augmentation des fractions de fines et de gravier. Cette observation peut être expliquée par l'effet amplificateur des fines et des graviers sur la compressibilité des mélanges, entraînant ainsi une réduction de des forces de contact entre les grains de sable et une plus grande susceptibilité au caractère contractant et à la perte de résistance sous cisaillement et par conséquent, a une réduction des angles de frottement d'instabilité.

L'expression suivante est présentée pour établir la corrélation entre l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) et l'indice des vides global (e) :

$$\phi_{ins} = a + b \times (e) \quad (4.4)$$

Tableau 4.1 : Les coefficients a, b et R^2 pour l'équation (4.4)

Type de mélange	a	b	R^2
Sable-limon	-42.07	95.67	0.94
Sable-gravier	-12.3	52.44	0.98

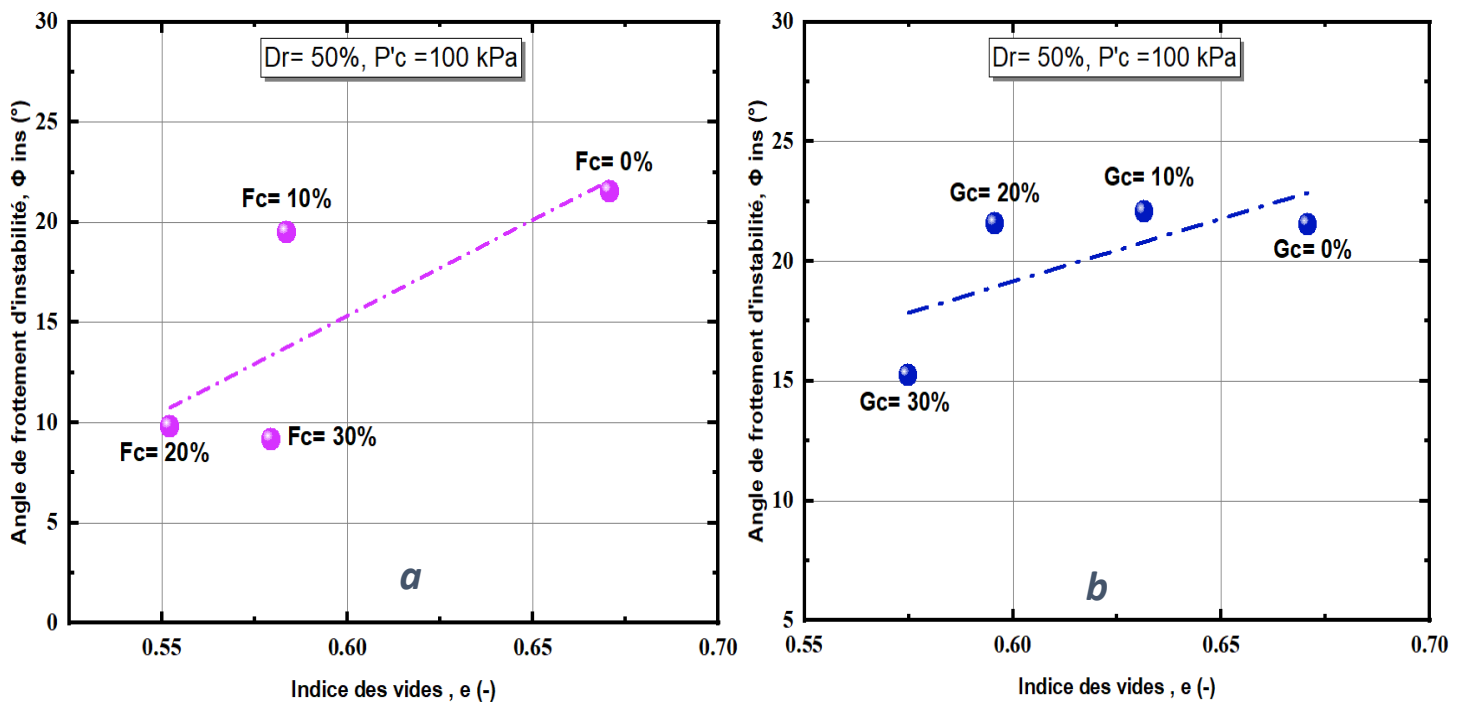


Figure 4. 8 Variation de l'angle de frottement d'instabilité en fonction de l'indice des vides global (après consolidation) pour des mélanges ($Dr = 50\%$, $P_c = 100$ kPa)
a-Sable-limon / b-Sable-gravier

4.6.2.4 Rôle du diamètre moyen des grains (D_{50}) et du coefficient d'uniformité (C_u) sur l'angle d'instabilité

Figures 4.9 et 4.10 présentent la variation de l'angle de frottement (Φ_{ins}) en fonction de diamètre moyen des grains (D_{50}) et le Coefficient d'Uniformité (C_u) pour des échantillons reconstitués du mélange sable-limon et sable-gravier ($F_c/G_c = 0\%$, 10% , 20% et 30%) avec une densité initiale relative fixée à $D_r = 50\%$. Les résultats montrent une diminution linéaire des angles de frottement d'instabilité en fonction de la réduction du diamètre moyen des grains (D_{50}) et de l'augmentation de la fraction de fines. En revanche, l'ajout de gravier entraîne une augmentation du diamètre moyen des grains, tout en réduisant l'angle de frottement d'instabilité. En général, l'influence du diamètre moyen des grains (D_{50}) sur l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) est complexe et dépend de la composition du sol. Cela suggère que l'instabilité est plus directement contrôlée par la fraction de fines/gravier et l'indice des vides que par ce paramètre granulométrique secondaire.

Par ailleurs, une diminution linéaire des angles de frottement d'instabilité est observée avec l'augmentation du Coefficient d'Uniformité (C_u), ainsi qu'avec l'augmentation des fractions de fines et de gravier. Le tableau suivant présente les relations proposées pour établir la corrélation entre l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}), le diamètre moyen des grains (D_{50}) et le Coefficient d'Uniformité (C_u) :

Tableau 4.2 : Les équations et leurs coefficients a, b et R^2

Type de mélange	$\phi_{ins} = a + b \times (D_{50}) \quad (4.5)$			$\phi_{ins} = a + b \times (C_u) \quad (4.6)$		
	a	b	R^2	a	b	R^2
Sable-limon	-24.1	91.5	0.91	20.07	-0.26	0.86
Sable-gravier	35.66	-25.12	0.96	37.64	-5.27	0.99

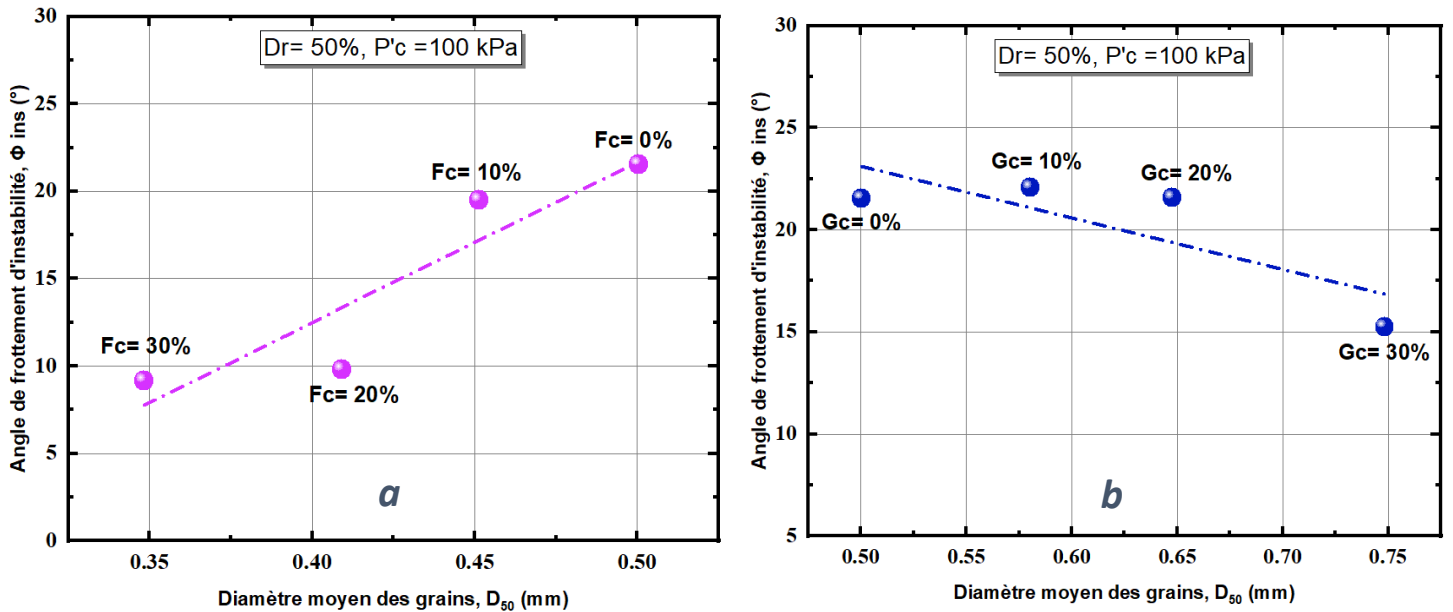


Figure 4. 9 Variation de l'angle de frottement en fonction de diamètre moyen des grains pour des mélanges ($Dr = 50 \%$, $P'_c = 100$ kPa)
a-Sable-limon / b-Sable-gravier

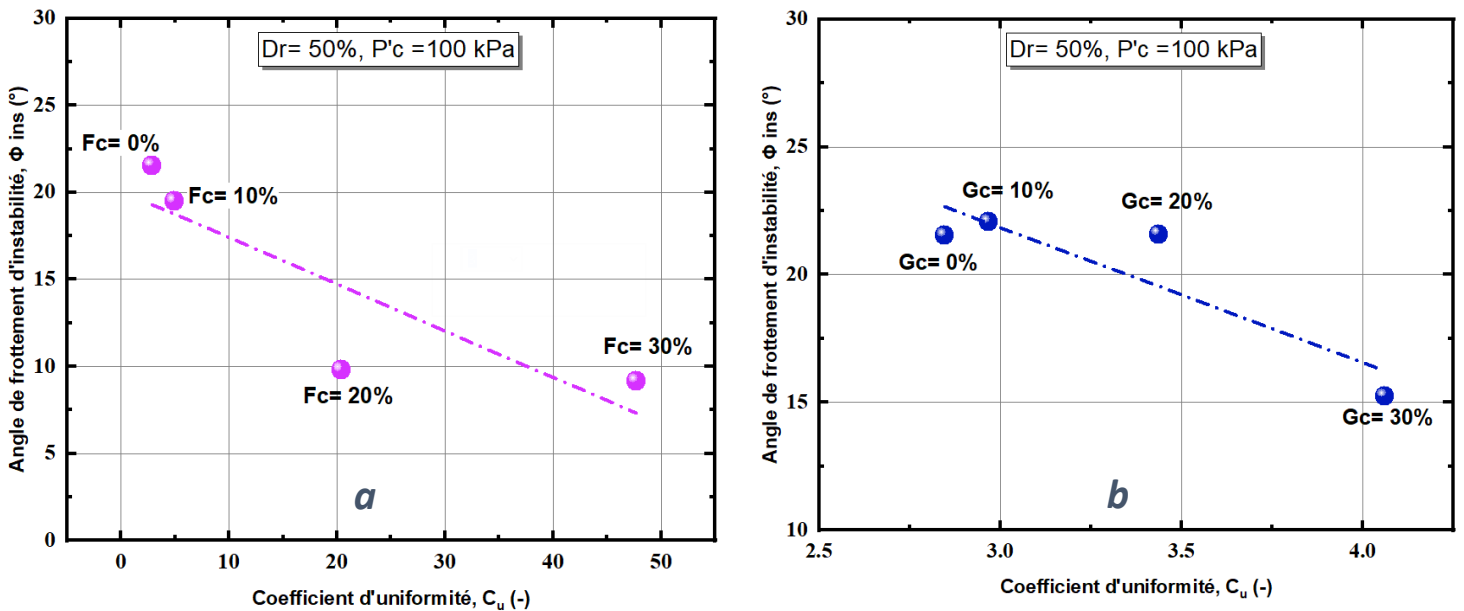


Figure 4. 10 Variation de l'angle de frottement en fonction de coefficient d'uniformité pour des mélanges ($Dr = 50 \%$, $P'_c = 100$ kPa)
a-Sable-limon / b-Sable-gravier

4.6.2.5 L'influence de la surpression interstitielle d'eau ($\Delta\mu_{\max}$) :

En vue d'analyser la variation de l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) en fonction de la surpression interstitielle d'eau ($\Delta\mu_{\max}$), des échantillons de mélanges sable de Chlef-limon/gravier moyennement dense ($D_r = 50\%$) ont été préparés en laboratoire avec des différentes fractions de fines ($F_c = 0, 10, 20$ et 30%) et de gravier ($G_c = 0, 10, 20$ et 30%). Il a été observé de la Figure 3.11 que la pression interstitielle augmente à mesure que l'angle de frottement d'instabilité diminue et que la proportion de fines augmente. En raison de leur petite taille et de leur surface spécifique élevée, les fines amplifient les forces capillaires et les interactions entre les particules. Cela modifie la structure du sol, ce qui entraîne une diminution de contact entre les grains du sable et les rend plus susceptibles à l'instabilité. De plus, les fines ont tendance à retenir l'eau, ce qui peut entraîner une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la résistance au cisaillement effective du sol. D'autre part, on constate que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement d'instabilité et l'accroissement de la teneur en gravier jusqu'à un seuil de $G_c = 10\%$. Au-delà de cette proportion, une teneur élevée en gravier ($G_c = 20\%$ et 30%) entraîne une réduction de l'angle de frottement d'instabilité et une augmentation de la pression interstitielle. On note que pour les faibles pourcentages, le gravier améliore le drainage du sol, ce qui réduit la pression interstitielle et par conséquent, augmente la résistance au cisaillement effective.

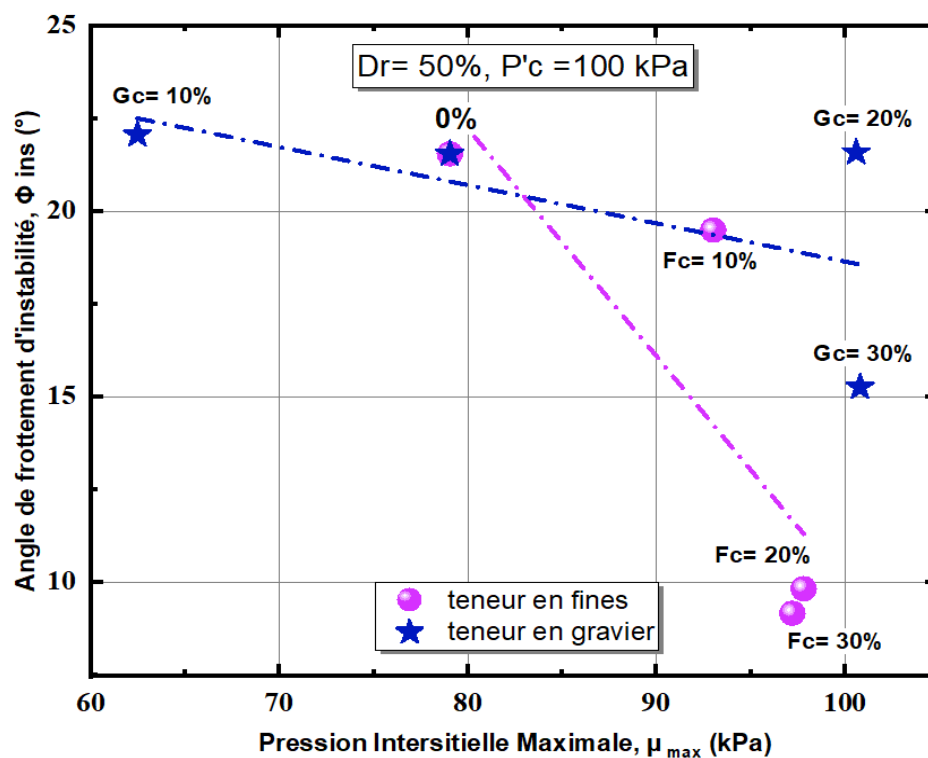


Figure 4. 11 Evolution de l'angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale

4.6.3 L'influence des fines et de gravier à la résistance au cisaillement d'instabilité

Figure 4.12 illustre l'impact des différentes fractions de fines ($F_c = 0, 10, 20$ et 30%) et de gravier ($G_c = 0, 10, 20$ et 30%) sur la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}). Les échantillons de mélanges sable de Chlef-limon/gravier sont préparés à une densité relative initiale de 50% et sont soumis à une pression de confinement de 100 kPa . Il semble que l'accroissement de la proportion de particules fines peu plastiques (F_c) tend à réduire la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}). Cette diminution est notamment due à l'impact des particules fines, qui amplifient la phase de contractance des mélanges sable-limon, entraînant ainsi une plus grande instabilité des échantillons. En d'autres termes, à mesure que la proportion de particules fines augmente, plus le sable devient susceptible à l'instabilité. D'autre part, l'ajout de 10% de gravier ($G_c = 10\%$) semble augmenter la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) par rapport au sable propre ($G_c = 0\%$). Toutefois, pour des fractions de gravier plus élevées ($G_c = 20$ et 30%), la résistance au cisaillement diminue significativement. Cela suggère qu'une faible quantité de gravier peut améliorer le verrouillage granulaire, tandis qu'une proportion trop élevée perturbe la structure sableuse dominante réduisant ainsi, la résistance au cisaillement globale.

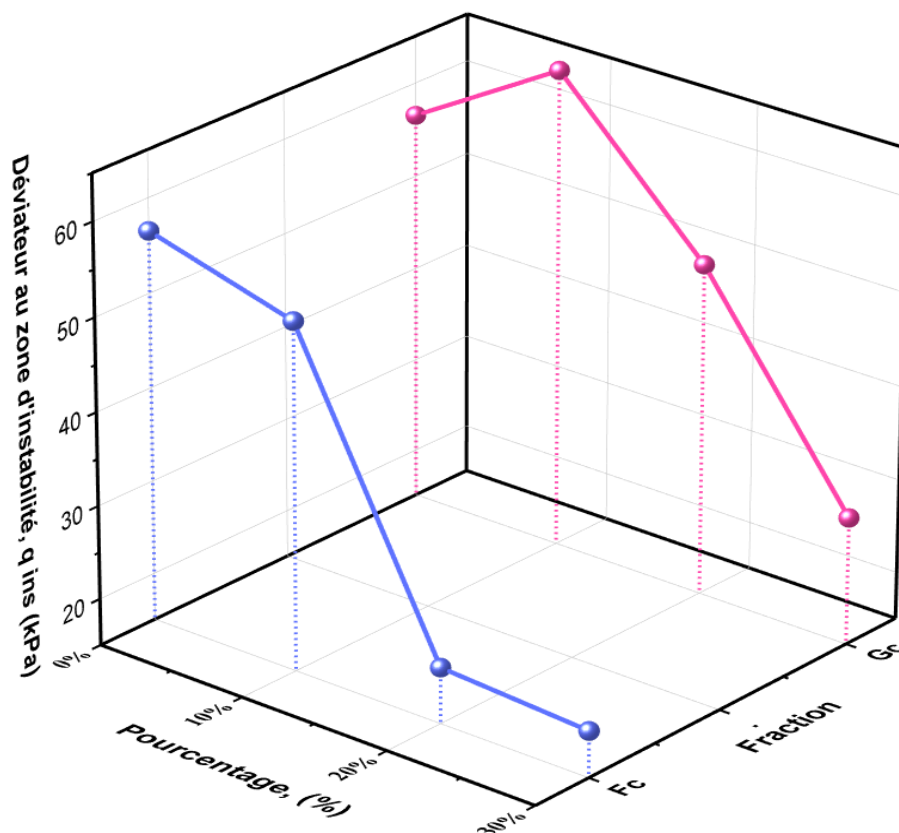
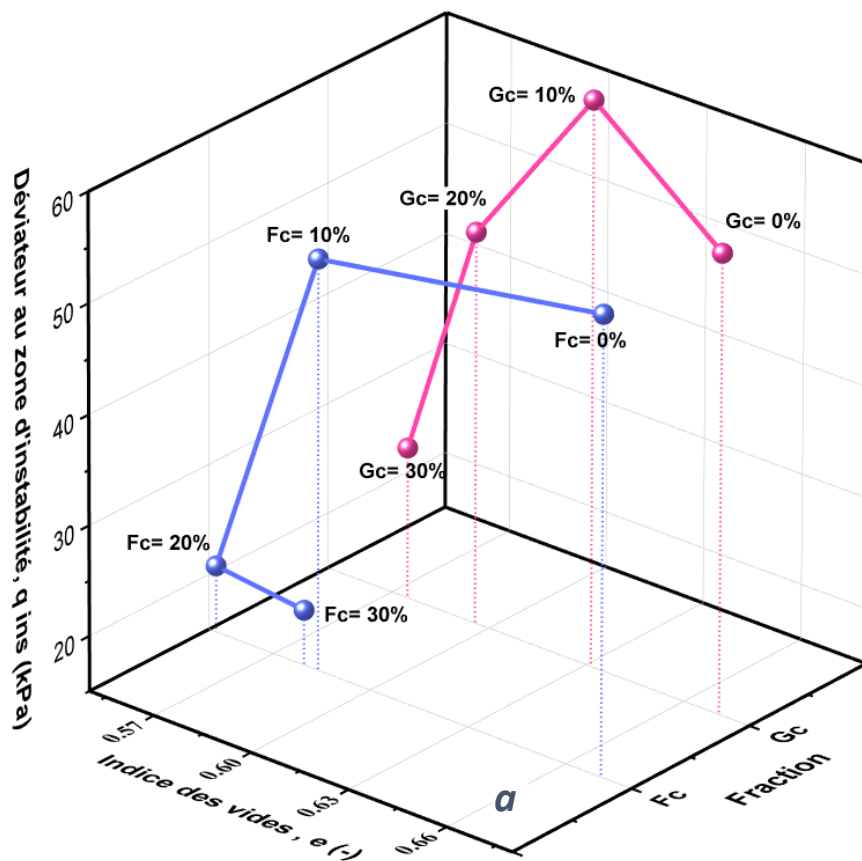


Figure 4. 12 Evolution de la résistance au cisaillement d'instabilité en fonction de la fraction des fines (F_c) et de gravier (G_c)

4.6.4 Influence des paramètres granulométriques sur la résistance au cisaillement d'instabilité :

Figure 4.13 présente l'évolution de la résistance au cisaillement d'instabilité des échantillons de mélanges sable de Chlef-limon/gravier avec différentes fractions de fines ($F_c = 0, 10, 20$ et 30%) et de gravier ($G_c = 0, 10, 20$ et 30%) en fonction de l'indice des Vides (e), diamètre moyen des grains (D_{50}) et le coefficient d'uniformité (C_u). Les échantillons sont soumis à une pression de confinement de 100 kPa et préparés avec une densité relative initiale de 50% selon la méthode de damage humide. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement d'instabilité augmente avec l'augmentation de l'indice des vides et la diminution des fractions de fines et de gravier.

En outre, on note que la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) est en augmentation proportionnelle avec l'augmentation du diamètre moyen des grains (D_{50}) et la diminution de la proportion de fines peu plastiques. En plus, l'incorporation d'une grande quantité de gravier ($G_c > 10\%$) provoque une augmentation du diamètre moyen des grains, tout en diminuant la résistance au cisaillement d'instabilité. D'autre part, on constate une réduction de la résistance au cisaillement d'instabilité (q_{ins}) en fonction de l'augmentation du Coefficient d'Uniformité (C_u), ainsi que de l'augmentation des proportions de fines et de gravier.



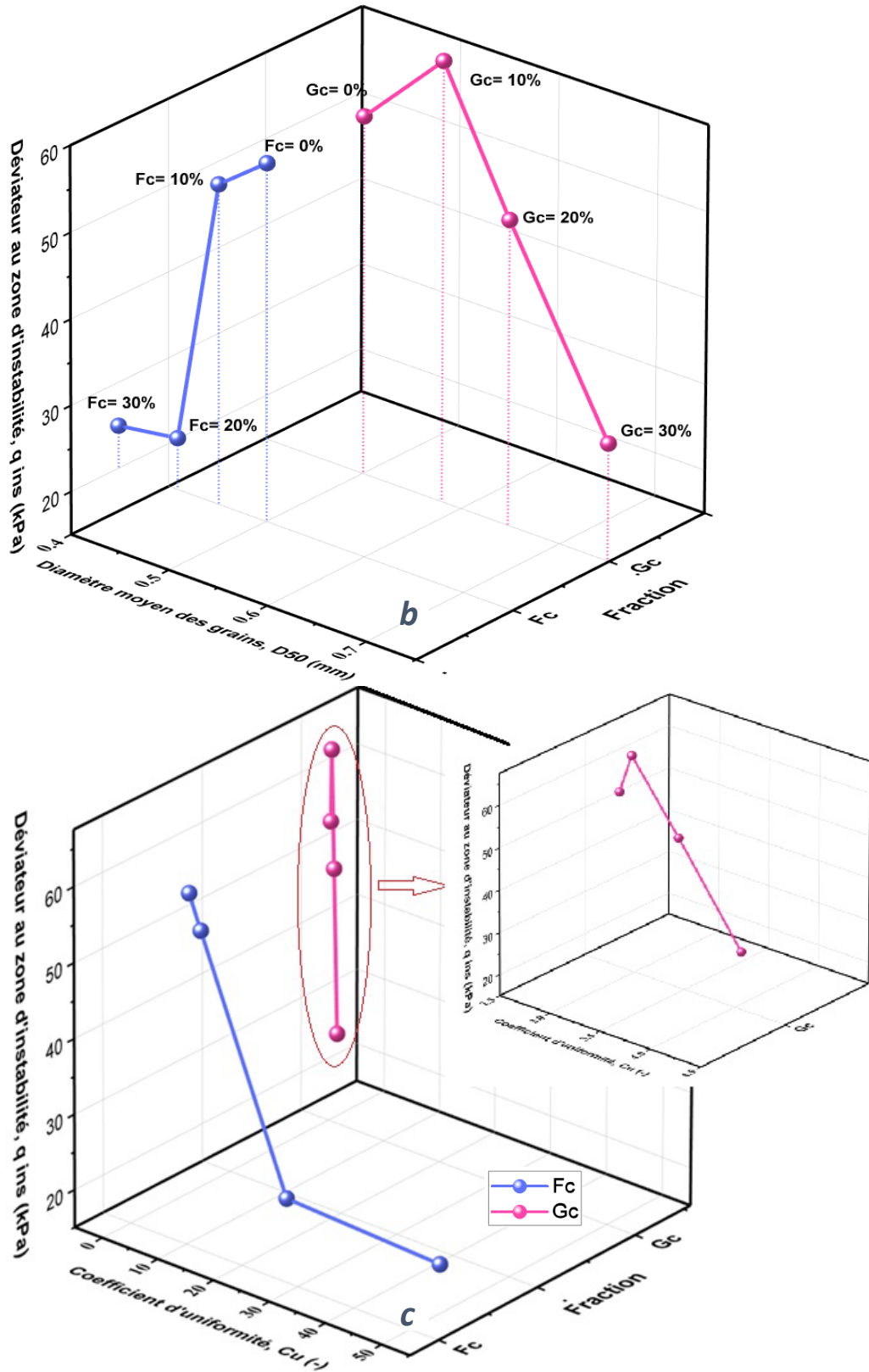


Figure 4.13 Evolution de la résistance au cisaillement d'instabilité avec :
 a- Indice des vides global, e ,
 b- Diamètre moyen des grains, D_{50} ,
 c- Coefficient d'Uniformité, C_u .

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude approfondie des caractéristiques mécaniques du sable de Chlef, réalisée à travers une série d'essais triaxiaux non drainés (CU), met en lumière plusieurs aspects cruciaux pour la compréhension de son comportement en ingénierie géotechnique. L'analyse a exploré l'influence de la pression de confinement, du mode de déposition, de la présence de fines peu plastiques et de gravier, ainsi que de divers paramètres granulométriques sur la résistance au cisaillement, la pression interstitielle et l'instabilité des échantillons de mélanges sable de Chlef-limon/gravier.

En ce qui concerne l'impact de la pression de confinement, les résultats montrent que son augmentation entraîne une augmentation significative de la résistance maximale du sable. Ce comportement met en évidence la dépendance contrainte des sols granulaires en termes de résistance. La pression interstitielle augmente d'abord avec la déformation, puis diminue après avoir atteint son maximum, ce qui suggère une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance.

Les échantillons préparés par pluviation à sec (PS) ont montré une résistance maximale et un comportement d'écrouissage « strain hardening » supérieurs à ceux préparés par damage humide DH. Ceci suggère que la pluviation à sec conduit à une structure granulaire plus dense et plus stable, moins susceptible à l'instabilité, tandis que le damage humide favorise la reconstitution d'une structure plus vulnérable à la perte de résistance après le pic de contrainte.

L'introduction de fines peu plastiques dans le sable de Chlef a un impact négatif sur la résistance maximale et favorise l'instabilité. L'augmentation de la fraction de fines réduit la résistance au cisaillement, augmente la pression interstitielle et réduit l'angle de frottement d'instabilité. Les fines agissent comme un "lubrifiant" entre les grains de sable, réduisant les contacts intergranulaires et augmentent l'ampleur de la compressibilité des mélanges sable de Chlef-limon. De plus, La présence de particules fines entraîne une diminution de la perméabilité du sol, ce qui restreint la dissipation de la pression interstitielle et amplifie ainsi le risque de l'occurrence de la liquéfaction statique.

L'influence du gravier est plus complexe et non linéaire. Une faible proportion de gravier (10%) peut légèrement augmenter la résistance maximale et l'angle d'instabilité, probablement en améliorant l'interverrouillage granulaire. Cependant, au-delà de cette proportion, une augmentation de la teneur en gravier conduit à une diminution significative de la résistance et peut même augmenter la vulnérabilité à l'instabilité à fortes concentrations.

L'évolution de la pression interstitielle avec la teneur en gravier est également complexe, indiquant des changements dans le drainage et le comportement contractant-dilatant des mélanges.

L'étude de l'instabilité a mis en évidence l'importance de la pente de la ligne d'instabilité (η) comme indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction statique. La pluviométrie à sec produit une pente plus élevée (zone d'instabilité réduite) en comparaison à la technique du damage humide. L'ajout de fines réduit significativement la pente de la ligne d'instabilité (zone d'instabilité accrue), tandis que l'influence du gravier est moins directe et semble dépendre de la proportion. D'autre part, Une diminution de l'indice des vides tend à augmenter Φ_{ins} , tandis qu'une diminution du D_{50} ou une augmentation du C_u tendent à le diminuer. Ces relations soulignent l'importance de la composition granulométrique dans le contrôle du comportement instable du sable.

Enfin, l'augmentation de la pression interstitielle est corrélée à une diminution de Φ_{ins} et de q_{ins} , confirmant ainsi, le rôle crucial de la pression interstitielle dans la liquéfaction statique. L'effet de la fraction du gravier sur la pression interstitielle est nuancé, suggérant un rôle bénéfique à faible proportion en améliorant le drainage, mais un effet potentiellement négatif à forte proportion.

CHAPITRE 5 :
ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES
MELANGES SABLE-GRAVIER ET SABLE-LIMON SOUS
CHARGEMENT CYCLIQUE

Dans ce chapitre, on examine l'influence de la proportion des particules fines peu plastiques et de gravier sur la susceptibilité à la liquéfaction du sable de Chlef en utilisant un programme expérimental qui repose sur des essais triaxiaux cycliques consolidés non drainés (CU) effectués sur des échantillons préparés par la méthode de damage humide, avec une densité relative initiale maintenue à 50 % et soumis à trois différentes amplitudes de contrainte déviatorique ($q_m = 30, 50$ et 70 kPa).

5.1 Introduction

Les premières recherches sur les effets de la sollicitation cyclique, telles que le travail fondamental d'August Wöhler sur la fatigue des métaux au milieu du 19^e siècle, ont fondé les bases de notre compréhension des contraintes et déformations cycliques. Bien que les travaux de Wöhler se soient concentrés sur le comportement de fatigue des métaux, les principes de la sollicitation cyclique ont par la suite été étendus et adaptés pour expliquer des phénomènes naturels tels que la liquéfaction des sols. Celle-ci est un phénomène dans lequel la sollicitation cyclique induit des mécanismes de déformation spécifiques ainsi que des réponses de pression interstitielle. Les recherches précédentes sur la liquéfaction se sont principalement concentrées sur l'étude de sable propre. Au cours des dernières décennies, un intérêt grandissant s'est manifesté pour l'étude de l'instabilité des mélanges de limon et de sable, mettant en lumière l'influence des fines qu'elles soient plastiques ou non, sur le comportement de ces mélanges, notamment en ce qui concerne leur susceptibilité à la liquéfaction. Cependant, ces diverses recherches n'ont pas conduit à un consensus sur l'impact des particules fines sur le comportement mécanique des sols sableux. Plusieurs travaux indiquent qu'une augmentation du pourcentage de fines entraîne une amélioration de la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Koseki 1981), tandis que d'autres ont observé que l'accroissement de teneur en fines entraîne une diminution de résistance et amplifie la susceptibilité à la liquéfaction (Lade et Yamamuro 1997). Par ailleurs, d'autres études démontrent que l'accroissement de la proportion de particules fines entraîne initialement une diminution de la résistance à la liquéfaction jusqu'à un certain seuil, suivie d'une augmentation ultérieure de celle-ci avec la fraction des fines peu plastiques (Koester 1994).

En outre, quelques incidents de liquéfaction ont été documentés dans la littérature pour des sables graveleux (Wang, 1984 ; Youd et al., 1985 ; Evans et Harder, 1993). Récemment, divers chercheurs ont effectué des études sur le comportement des mélanges composés de sable et de gravier. Selon les résultats obtenus par d'Evans et Zhou (1995), l'augmentation de la proportion de gravier induit un accroissement significatif de la résistance à la liquéfaction des mélanges testés.

Ce chapitre présente une étude expérimentale visant à caractériser l'influence de la composition granulométrique sur le comportement des sols sableux sous sollicitation cyclique non drainée. L'objectif est d'évaluer leur résistance à la liquéfaction, un phénomène critique en ingénierie géotechnique, notamment dans les zones sismiques ou sous l'effet de chargements dynamiques.

L'étude porte sur l'effet de l'ajout des particules fines (limons) et grossières (graviers) sur la réponse d'un sable de Chlef soumis à un chargement cyclique. Deux paramètres granulométriques sont analysés : la teneur en fines, variant de 0 % à 30 %, et la teneur en graviers (G_c), également comprise entre 0 % et 30 %. Les essais ont été réalisés en conditions triaxiales cycliques consolidées non drainées (CU) sur des échantillons préparés par damage humide, avec une densité relative initiale constante de 50 %. Cette méthodologie permet d'évaluer l'influence de la granulométrie sur la résistance à la liquéfaction. La résistance à la liquéfaction est quantifiée par le nombre de cycles (N_{cyc}) requis pour atteindre un critère prédéfini, généralement associé à une augmentation significative des déformations axiales et à une chute de la contrainte effective moyenne proche de zéro, induite par la surgénération de pression interstitielle.

5.2 Effet de la Teneur en Fines peu plastiques (F_c) sur la Résistance Cyclique :

5.2.1 Sable propre

L'étude de l'impact de la présence des fines (F_c) sur le comportement mécanique a été effectuée en soumettant les échantillons à un chargement cyclique avec une amplitude de contrainte constante ($q_m = 50$ kPa). On note que le sable propre (cas de référence ($F_c = 0\%$)) montre un comportement cyclique typique (Figure 5.1), marqué par une diminution progressive de la rigidité, illustrée par l'élargissement des boucles d'hystérésis contrainte-déformation (q vs. ε), ainsi que par une augmentation simultanée de la déformation axiale (ε_1). La pression interstitielle (u) augmente de façon continue avec le nombre de cycles, entraînant ainsi, une réduction progressive de la contrainte effective moyenne (p'). Le chemin de contrainte effective (q vs. p') indique clairement une convergence vers le point d'origine, caractérisant la perte de résistance. Pour cet échantillon, la liquéfaction a été observée après $N_{cyc} = 15$ cycles.

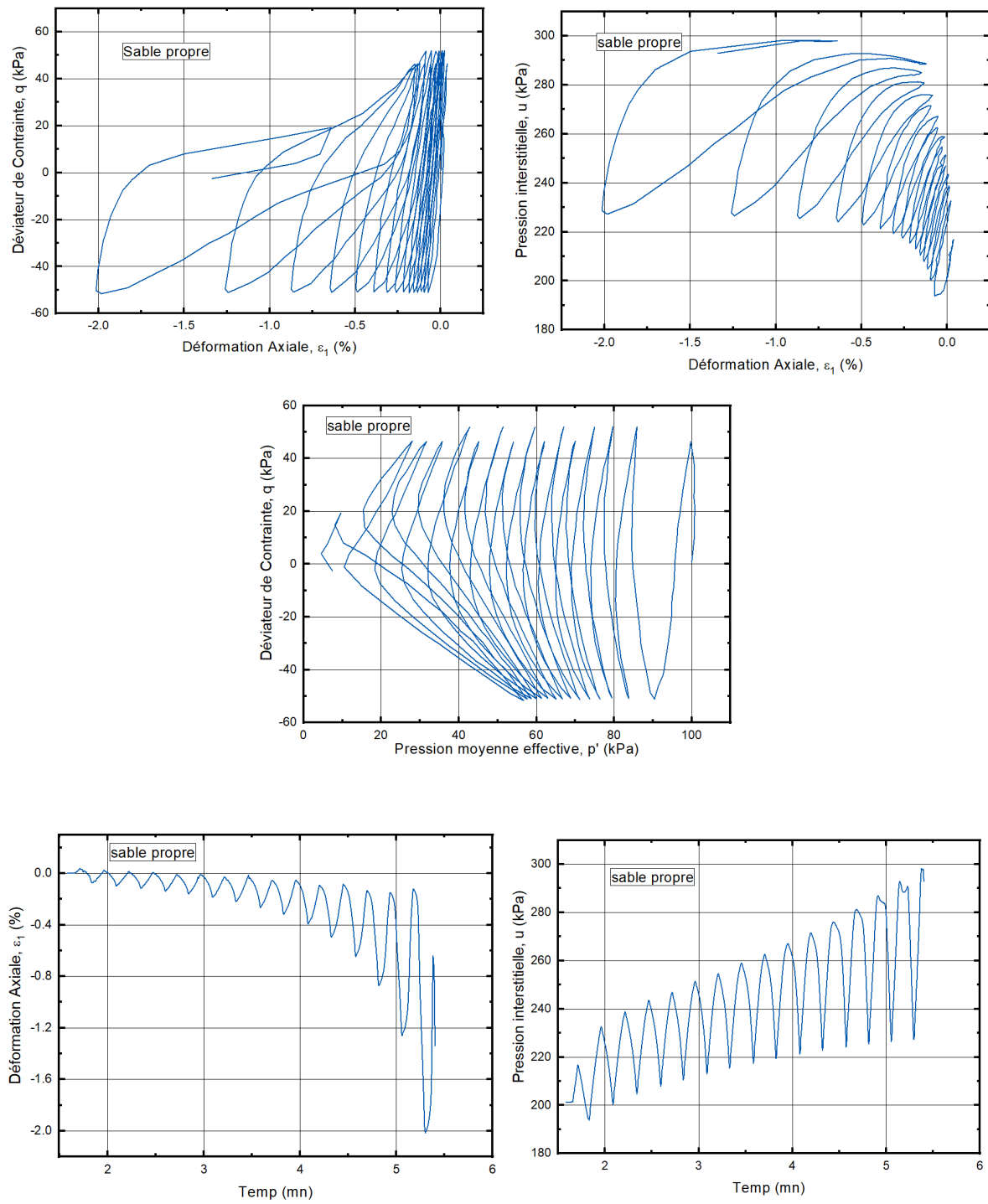
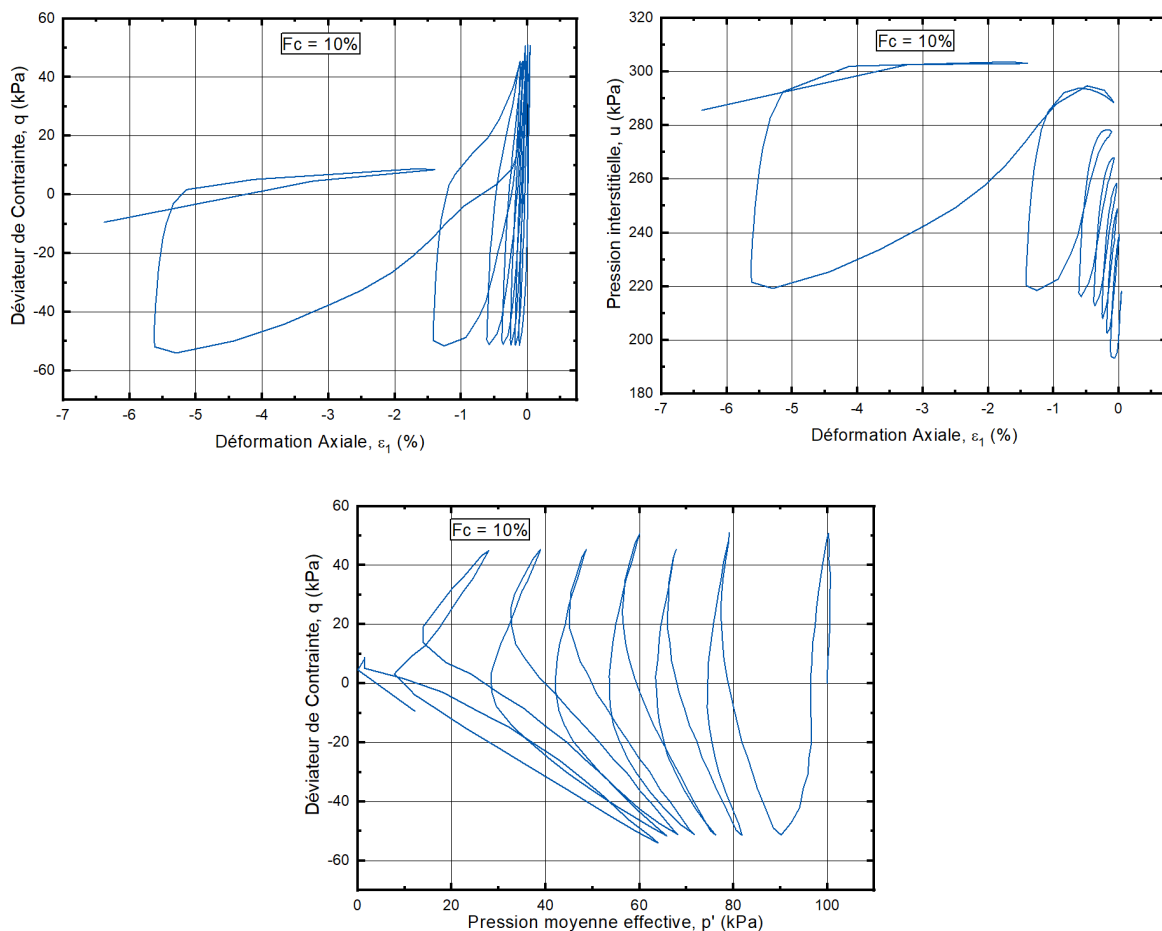


Figure 5.1. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c = 0\%$, $D_r = 50\%$, $q_m = 50$ kPa)

5.2.2 Mélange à 10 % de fines peu plastiques

Figure 5.2 illustre la réponse cyclique d'un mélange de sable-limon avec $F_c=10\%$. On note que l'ajout de la fraction des fines modifie substantiellement cette réponse. En effet, une réduction significative de la résistance à la liquéfaction a été observée et que le nombre de cycles requis était de $N_{cyc} = 7$. Il est à signaler que la vitesse à laquelle la pression interstitielle est générée et déformation axiale accumulée est significativement plus élevée par rapport au sable propre. Les déformations atteintes lors de la liquéfaction sont également plus importantes (environ 6 % lors de la liquéfaction) et le chemin de contrainte effective (q vs. p') converge beaucoup plus rapidement vers l'origine. Cette observation suggère que les fines peu plastiques n'agissent pas comme un élément structurant pour cette teneur, mais agissent plutôt comme un remplissage interstitiel ou un perturbateur des contacts intergranulaires du sable facilitant ainsi, le caractère contractant sous cisaillement cyclique qui se traduit par une tendance haussière de la pression interstitielle.



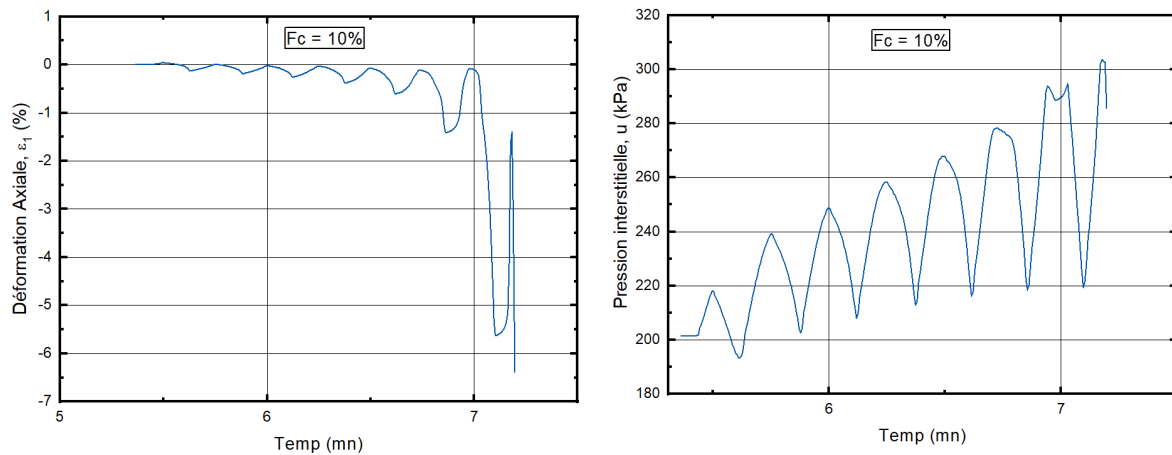


Figure 5.2. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50$ kPa)

5.2.3 Mélanges contenant 20% et 30 % de fines peu plastiques

Comme l'illustrent les Figures 5.3 et 5.4, lorsque la proportion de particules fines atteint respectivement 20 % et 30 %, la résistance à la liquéfaction diminue de façon significative. Dans les deux cas, la liquéfaction se produit dès le premier cycle de chargement ($N_{cyc} = 1$). Les enregistrements révèlent une perte quasi instantanée de rigidité et une augmentation rapide de la pression interstitielle jusqu'à atteindre une valeur proche de la contrainte totale initiale. Le chemin de contrainte effective indique clairement une chute immédiate vers $p' \approx 0$. Cette observation indique que lorsque la teneur en fines dépasse une limite critique, comprise entre 10 % et 20 % dans le contexte de cette recherche, la structure granulaire du sable est fortement perturbée. Dans ces conditions, le comportement mécanique est principalement influencé par la matrice des particules fines qui, étant naturellement moins résistante aux contraintes cycliques non drainées, entraîne une liquéfaction quasi immédiate. Ainsi, il a été observé que l'élévation de la proportion de particules fines, dans la gamme étudiée et sous ce niveau de contrainte, a toujours un impact défavorable sur la résistance au cisaillement cyclique. Cette observation corrobore les résultats rapportés par Arab (2008), Belkhatir (2010) et Sarkar et al. (2022).

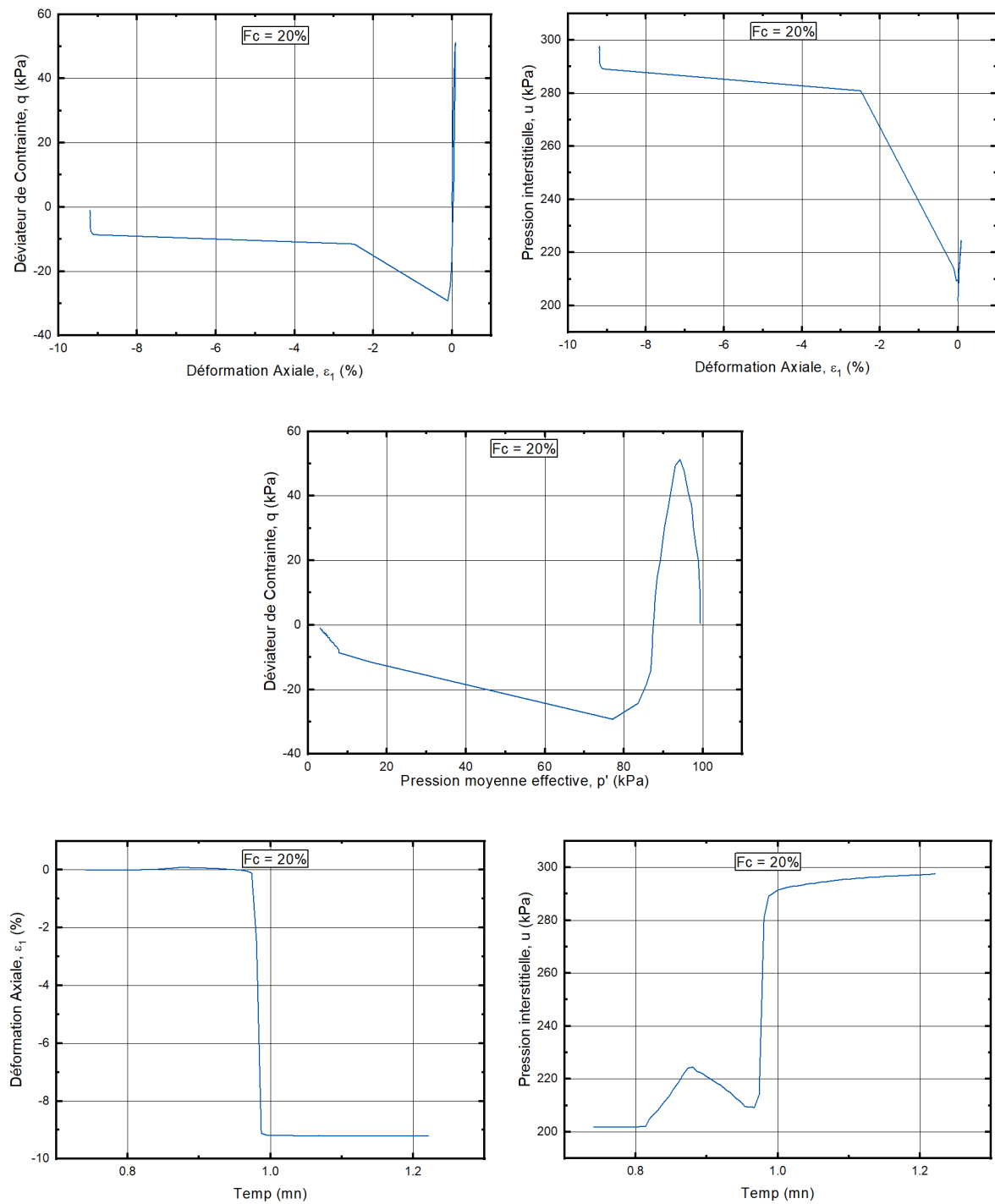


Figure 5.3. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=20\%$, $D_r=50\%$, $q_m=50$ kPa)

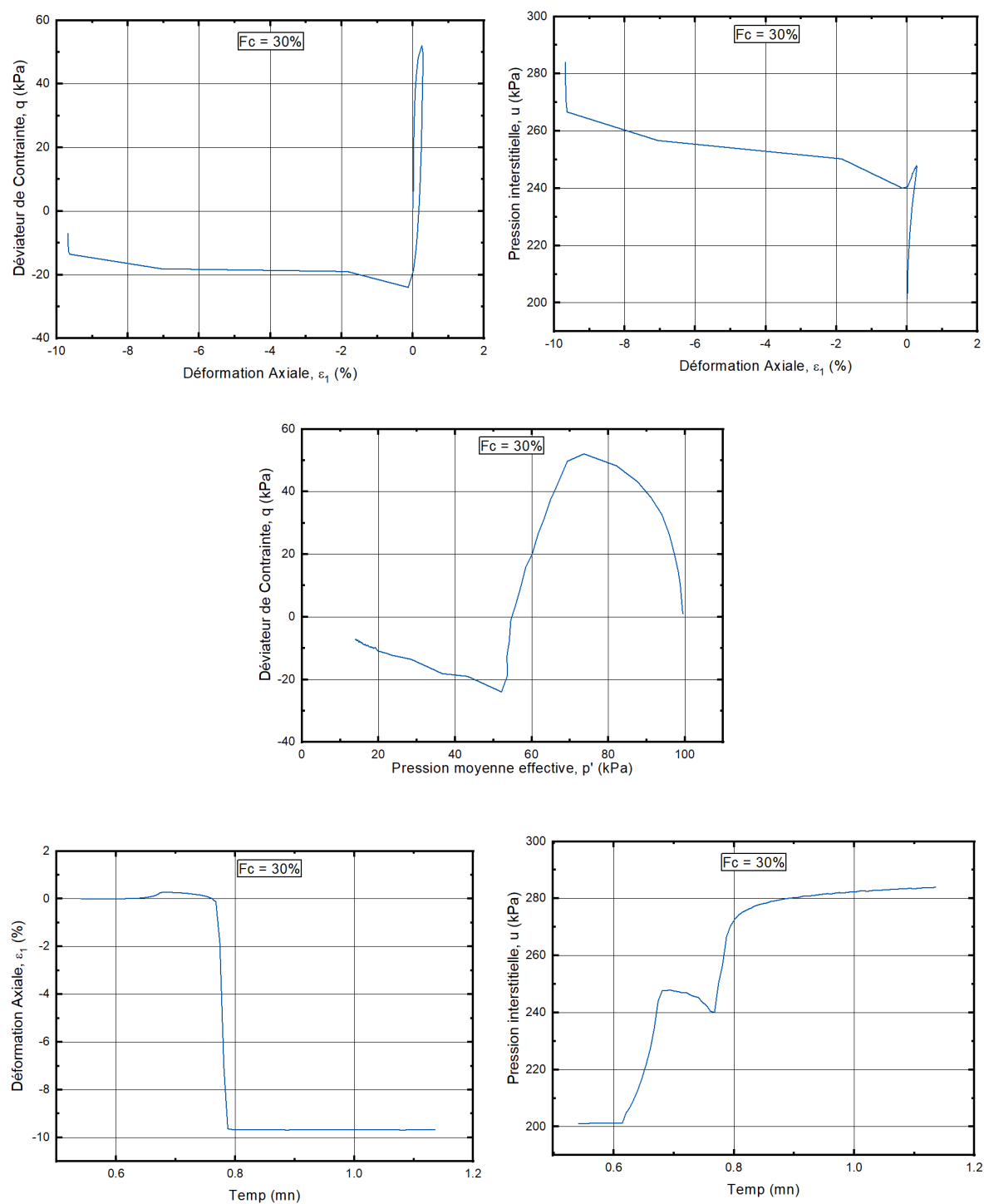
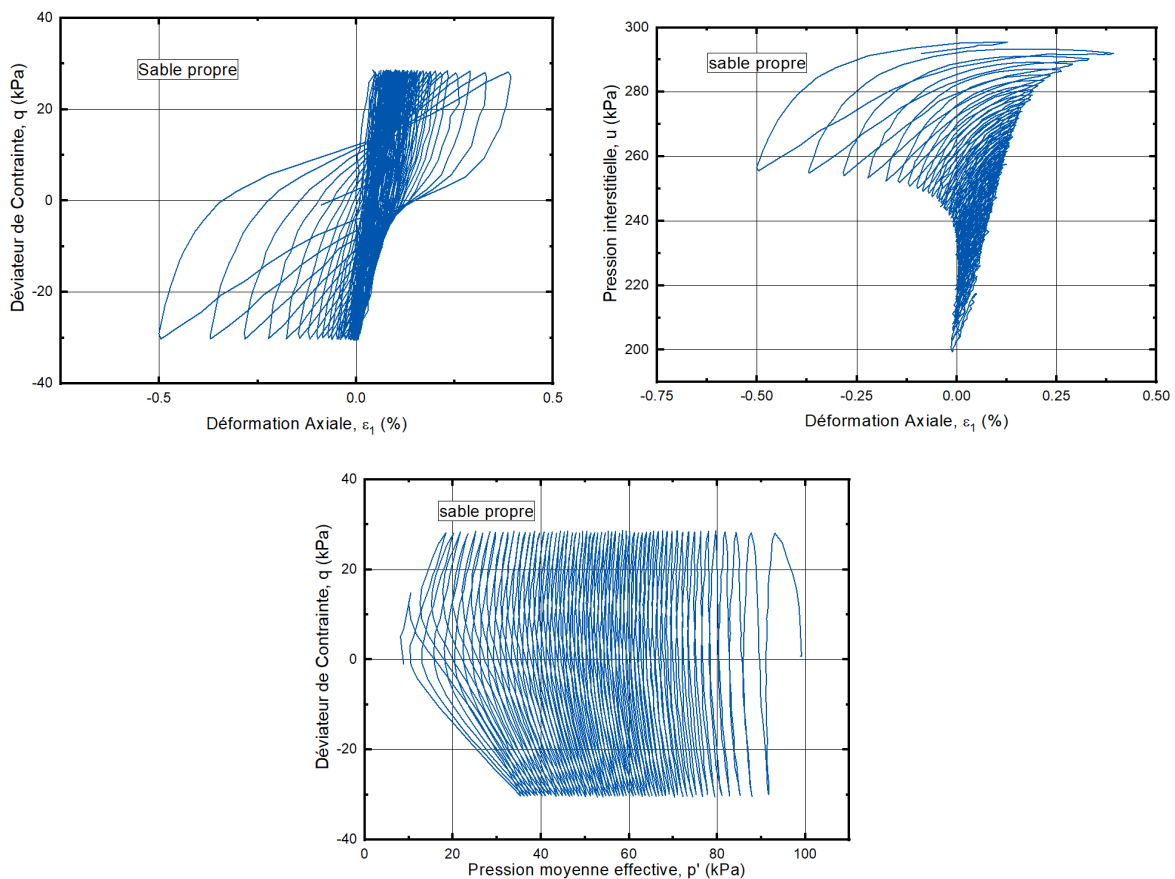


Figure 5.4. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon ($F_c=30\%$, $D_r=50\%$, $q_m=50$ kPa)

5.3 Effet de la Teneur en Gravier (Gc) sur la Résistance Cyclique

5.3.1 Sable propre

L'influence de la teneur en gravier (Gc) sur la résistance cyclique du sable de Chlef a été étudiée pour trois amplitudes distinctes du déviateur de contrainte cyclique ($q_m = 30, 50$ et 70 kPa), mettant en lumière une relation complexe entre la distribution granulométrique et l'intensité de la sollicitation. Pour une amplitude de 30 kPa, le sable propre (Gc = 0 %) présente une résistance cyclique élevée, nécessitant 60 cycles ($N_{cyc} = 60$) pour atteindre la liquéfaction, pendant lequel les déformations et la pression interstitielle évoluent progressivement (Figures 5.5 - 5.7). En revanche, une diminution de la résistance au cisaillement cyclique a été constatée à mesure que l'amplitude de contrainte q_m augmente : $N_{cyc} = 60$ pour $q_m = 30$ kPa, $N_{cyc} = 15$ pour $q_m = 50$ kPa, et $N_{cyc} = 6$ pour $q_m = 70$ kPa.



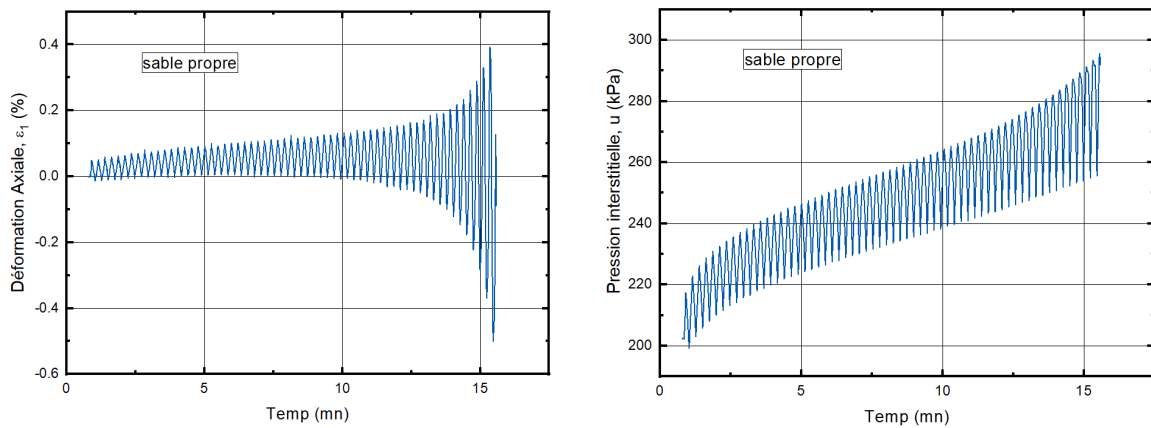
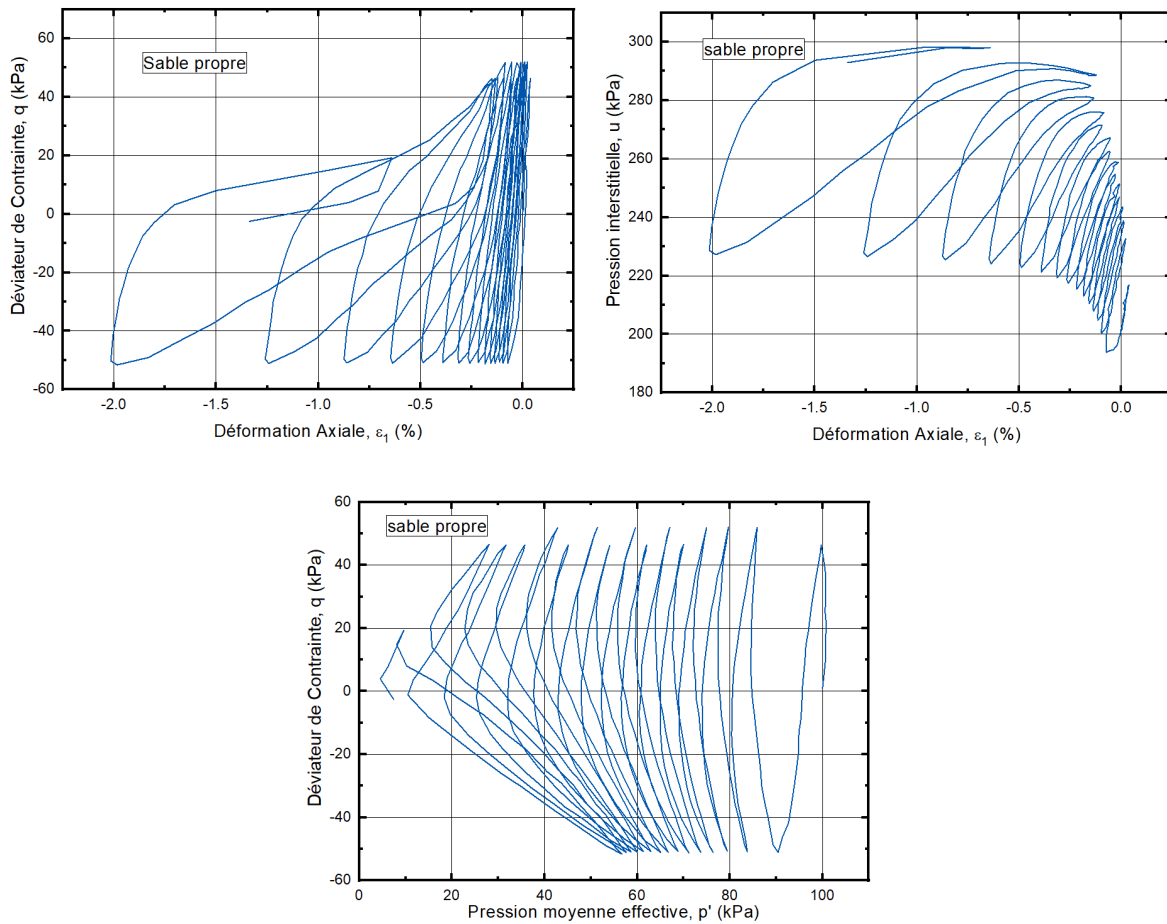


Figure 5.5. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $D_r=50\%$, $q_m=30$ kPa)



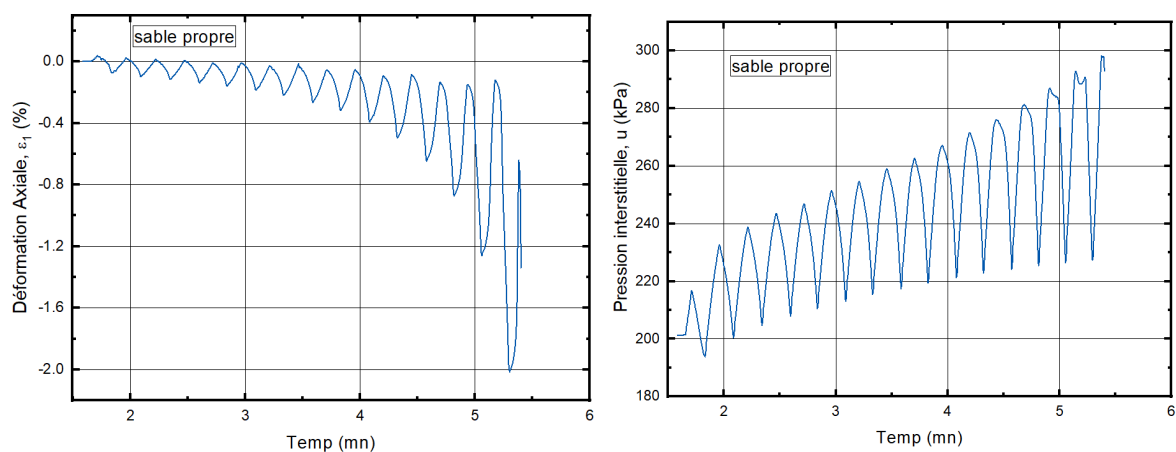
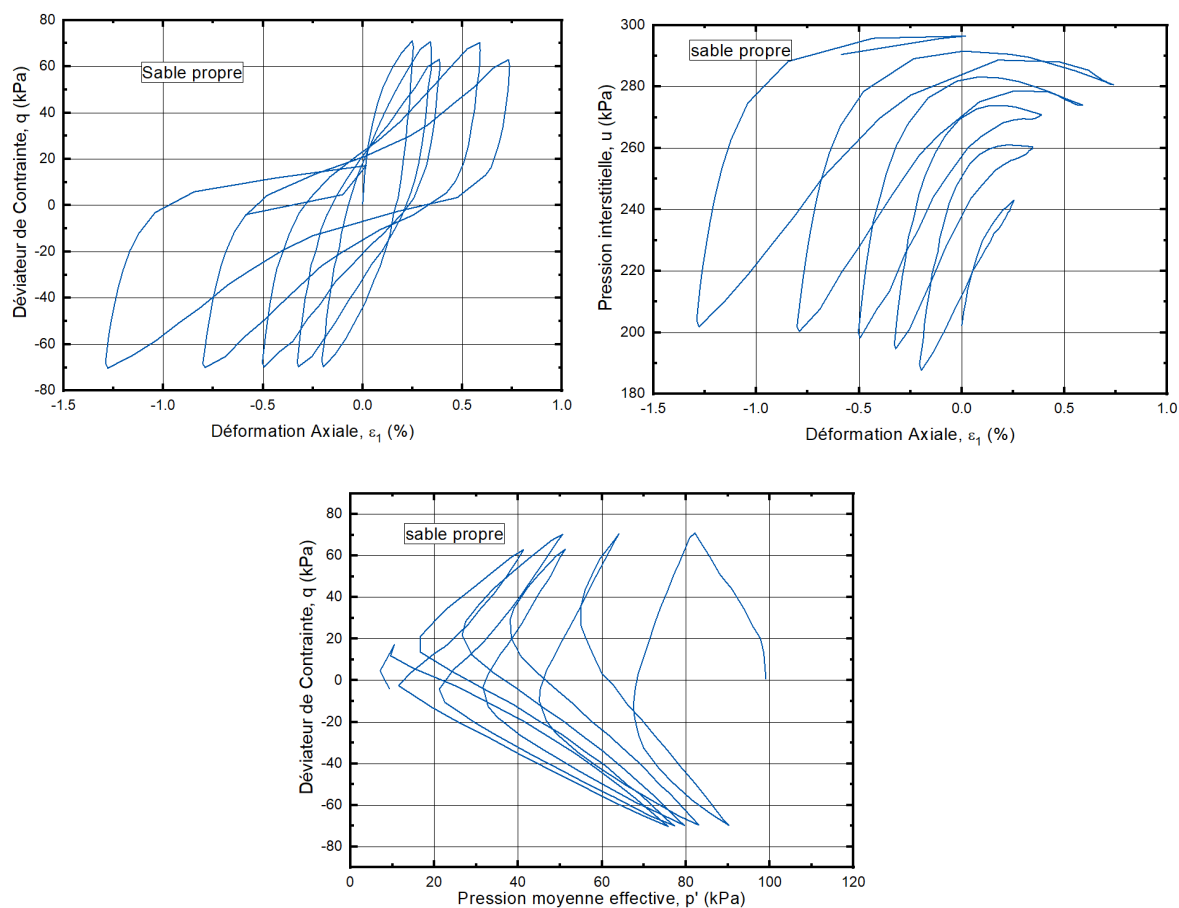


Figure 5.6. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50 \text{ kPa}$)



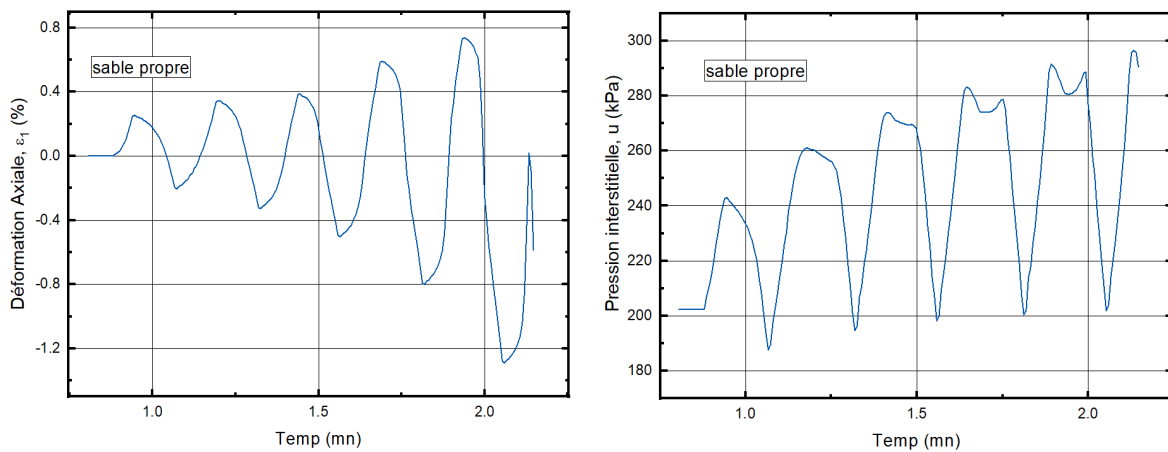


Figure 5.7. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=0\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70 \text{ kPa}$)

5.3.2 Mélanges contenant 10 % de gravier

Afin d'examiner l'influence de la teneur en gravier sur le comportement cyclique en condition non drainée d'un sable, des mélanges de sable graveleux ont été soumis à trois amplitudes de chargement cyclique différentes ($q_m = 30, 50$ et 70 kPa). L'ajout de 10% de gravier ($G_c=10\%$) conduit à une réduction de la résistance à la liquéfaction par rapport au sable propre, quelle que soit la valeur d'amplitude q_m . Ainsi, le nombre de cycle nécessaire pour atteindre la liquéfaction est de 34 (contre 60 pour $G_c = 0 \%$) à $q_m=30 \text{ kPa}$, de 13 (contre 15) à $q_m=50 \text{ kPa}$, et de 4 (contre 6) à $q_m= 70 \text{ kPa}$. Cela suggère que, pour une teneur en gravier de 10 %, les particules de gravier pourraient perturber la structure du squelette de sable sans former un squelette propre suffisamment résistant, ou provoquer des concentrations de contraintes localisées.

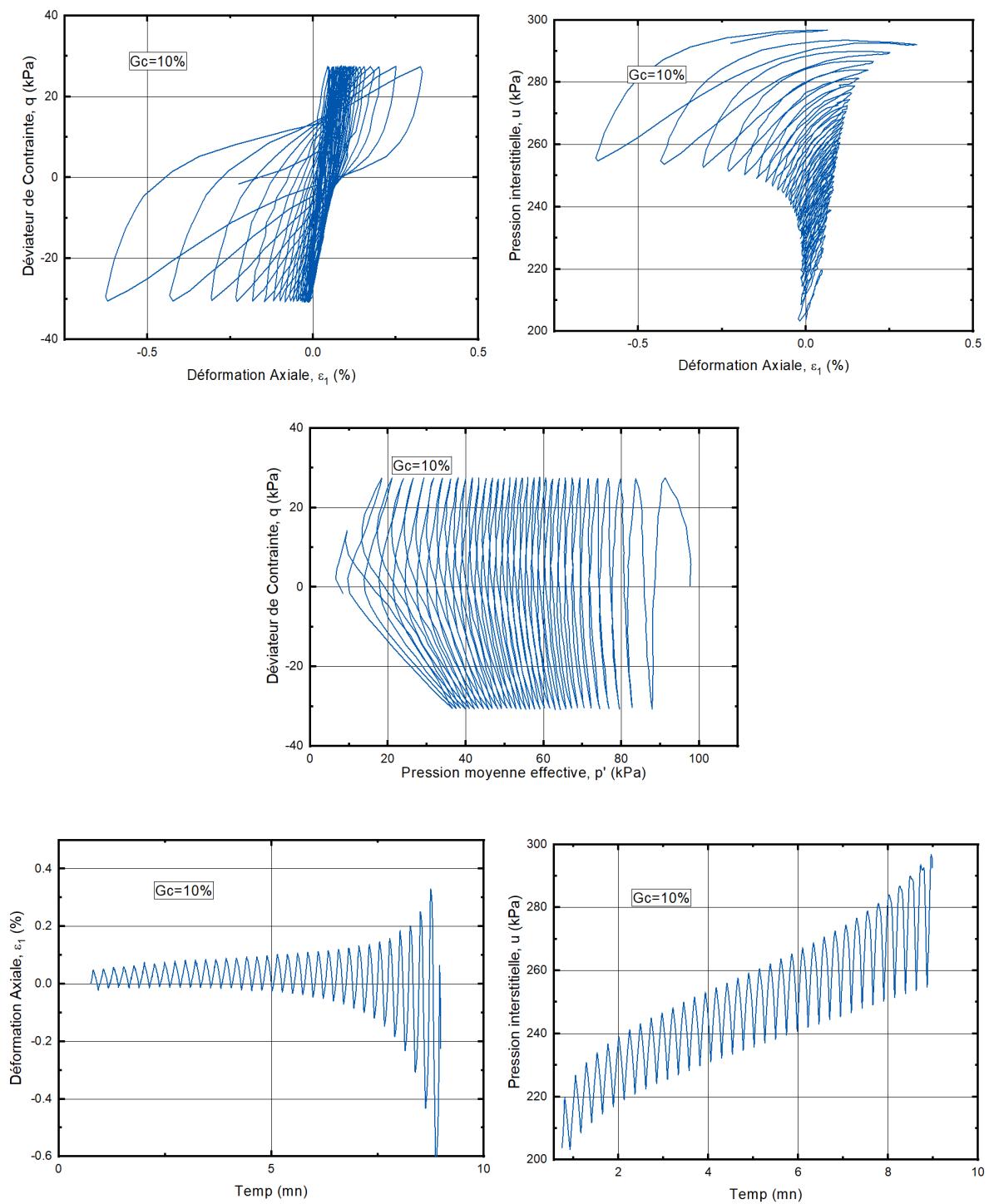


Figure 5.8. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30$ kPa)

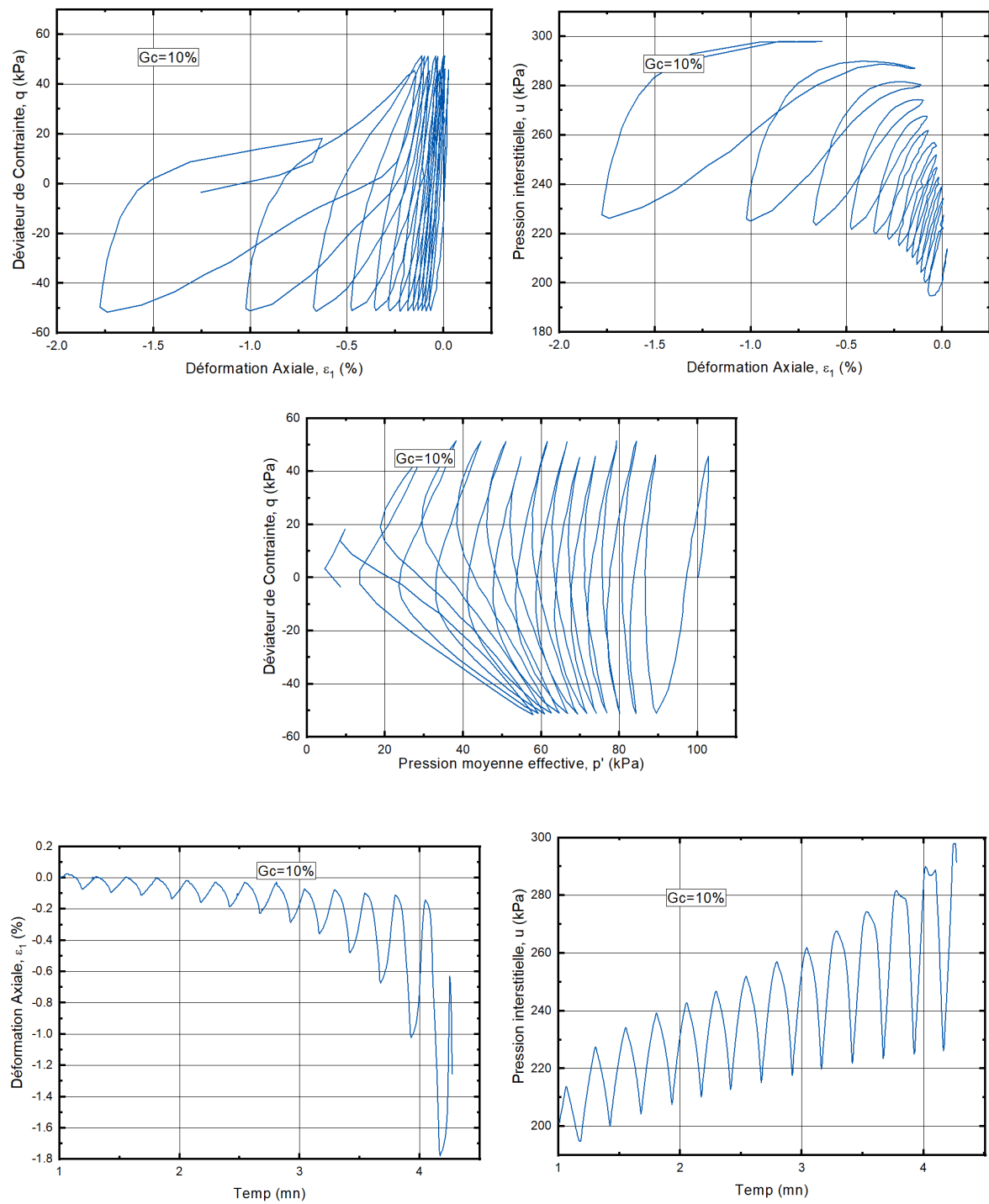


Figure 5.9. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r=50\%$, $q_m=50$ kPa)

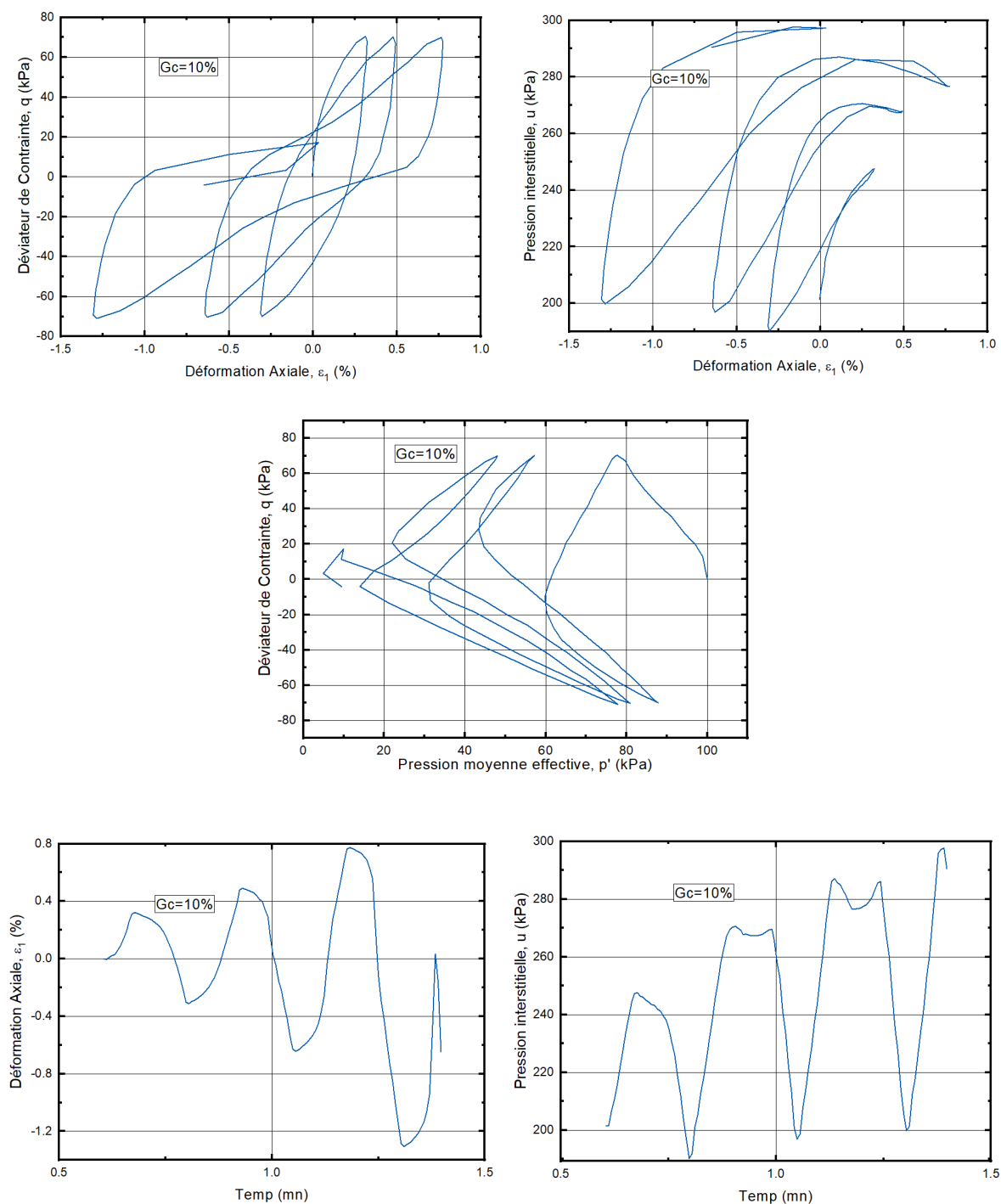
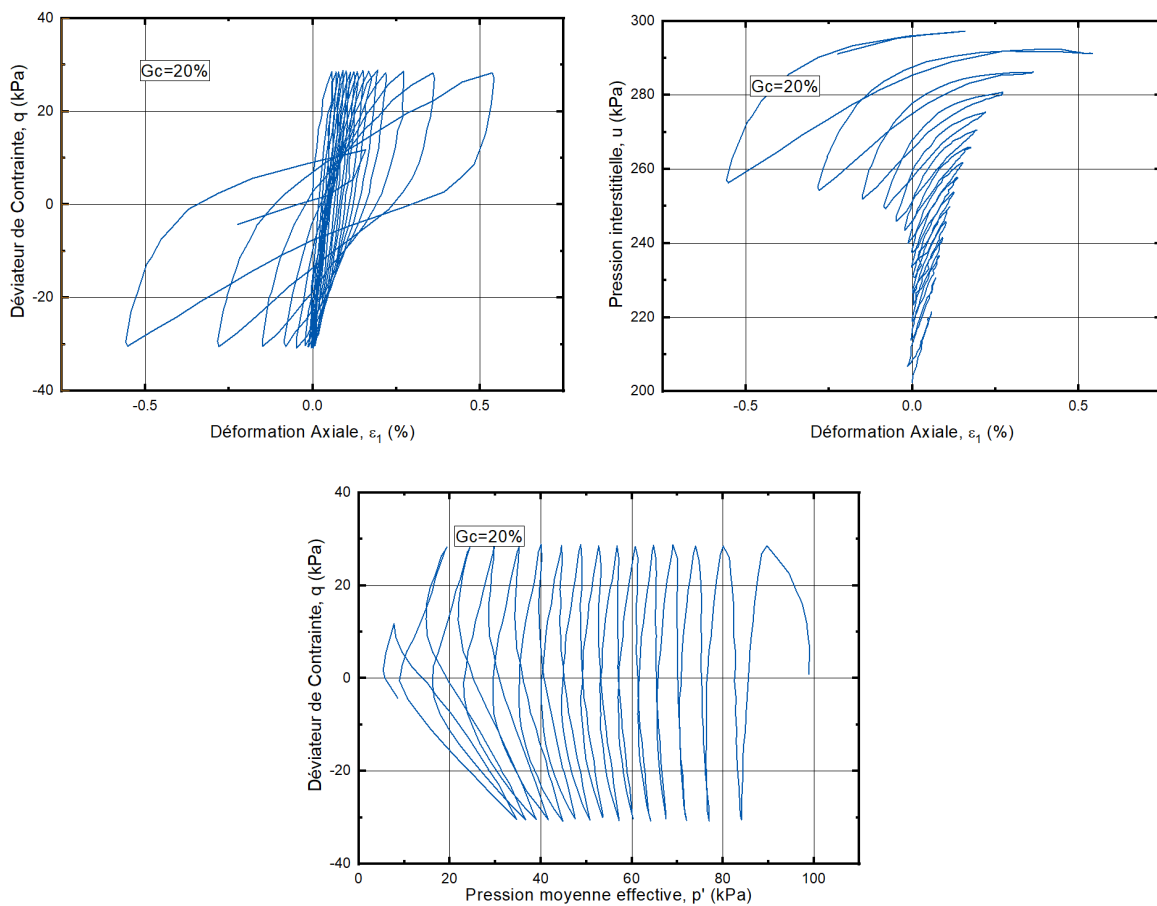


Figure 5.10. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=10\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70$ kPa)

5.3.3 Mélanges contenant 20 % de gravier

De même, il a été constaté qu'avec l'ajout de 20 % de gravier ($G_c=20\%$) une diminution de la résistance au cisaillement cyclique par rapport au sable propre et au mélange de $G_c=10\%$ pour toutes les amplitudes de chargement cyclique testées : $N_{cyc} = 16$ à $q_m = 30\text{kPa}$, $N_{cyc} = 10$ à $q_m = 50\text{kPa}$, et $N_{cyc} = 2$ à $q_m = 70\text{kPa}$ (Figures 5.11 - 5.13). Ces résultats indiquent que les inclusions de gravier perturbent l'organisation du squelette sableux pour des concentrations faibles à modérées (10-20 %), sans générer une structure suffisamment rigide pour contrebalancer cette perturbation. De plus, elles pourraient engendrer des concentrations locales de contraintes favorisant l'augmentation de la pression interstitielle. L'effet global observé a été donc à l'origine d'une réduction de la résistance au cisaillement cyclique.



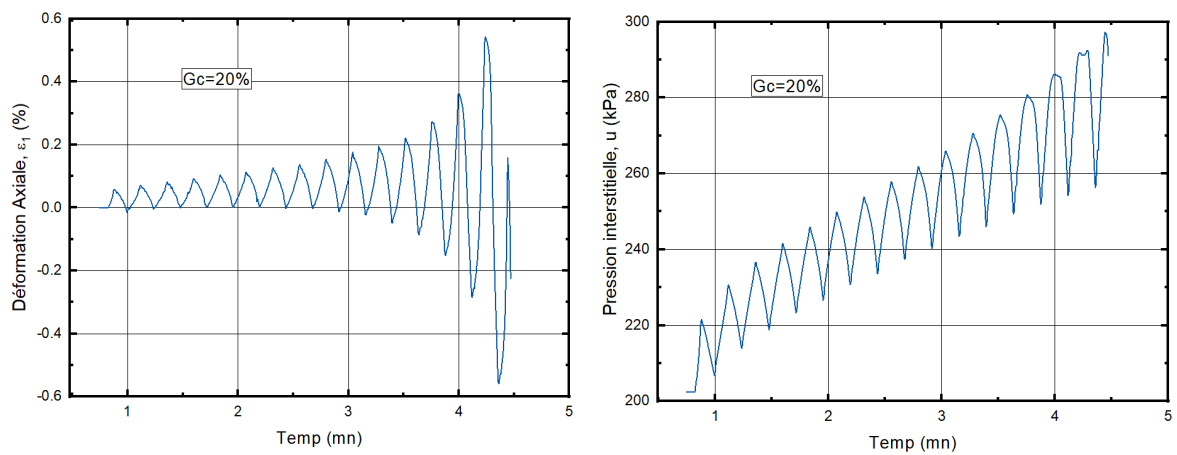
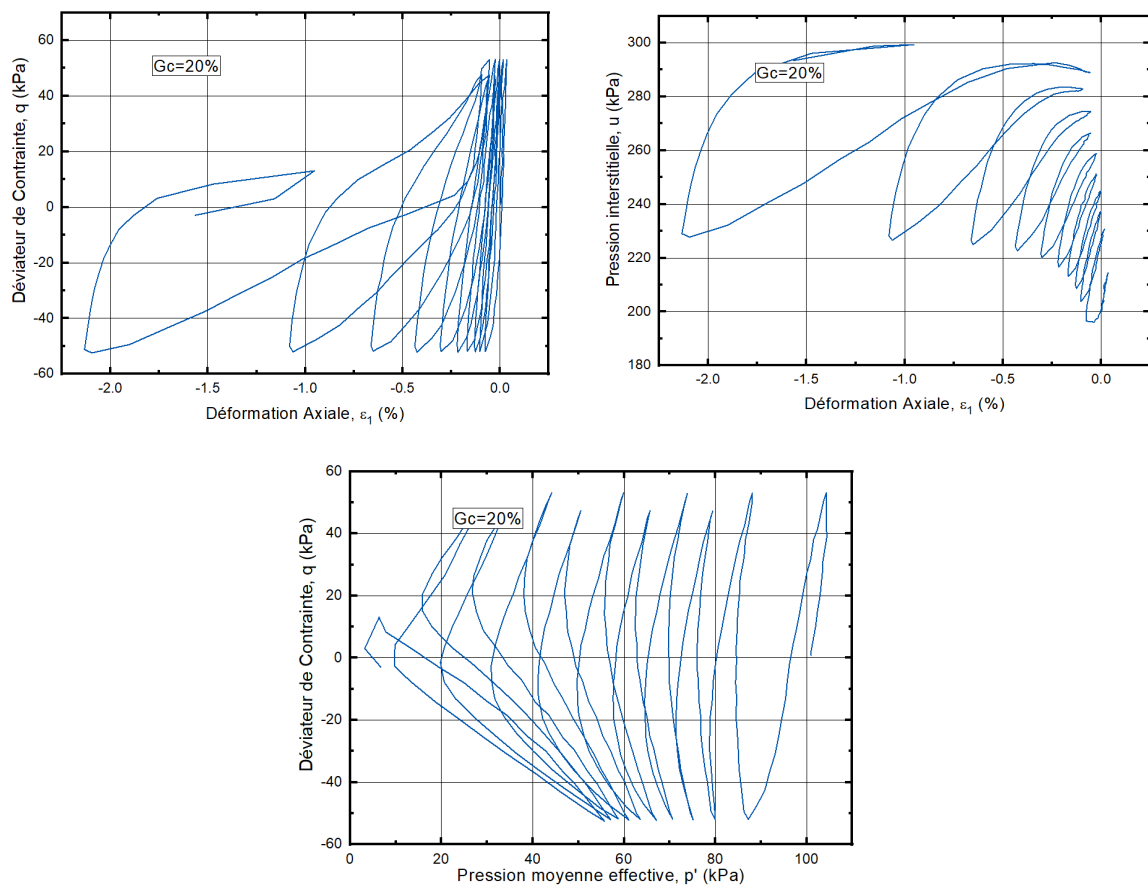


Figure 5.11. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30 \text{ kPa}$)



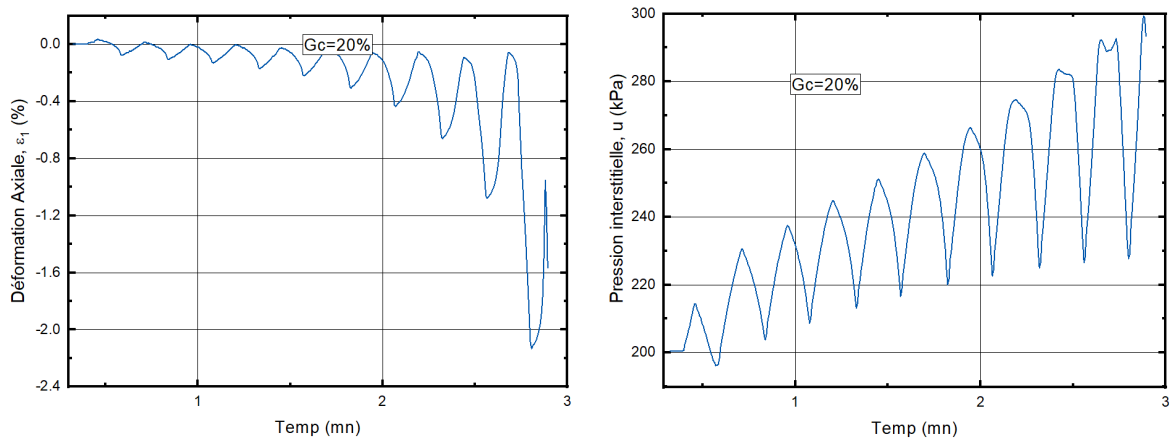
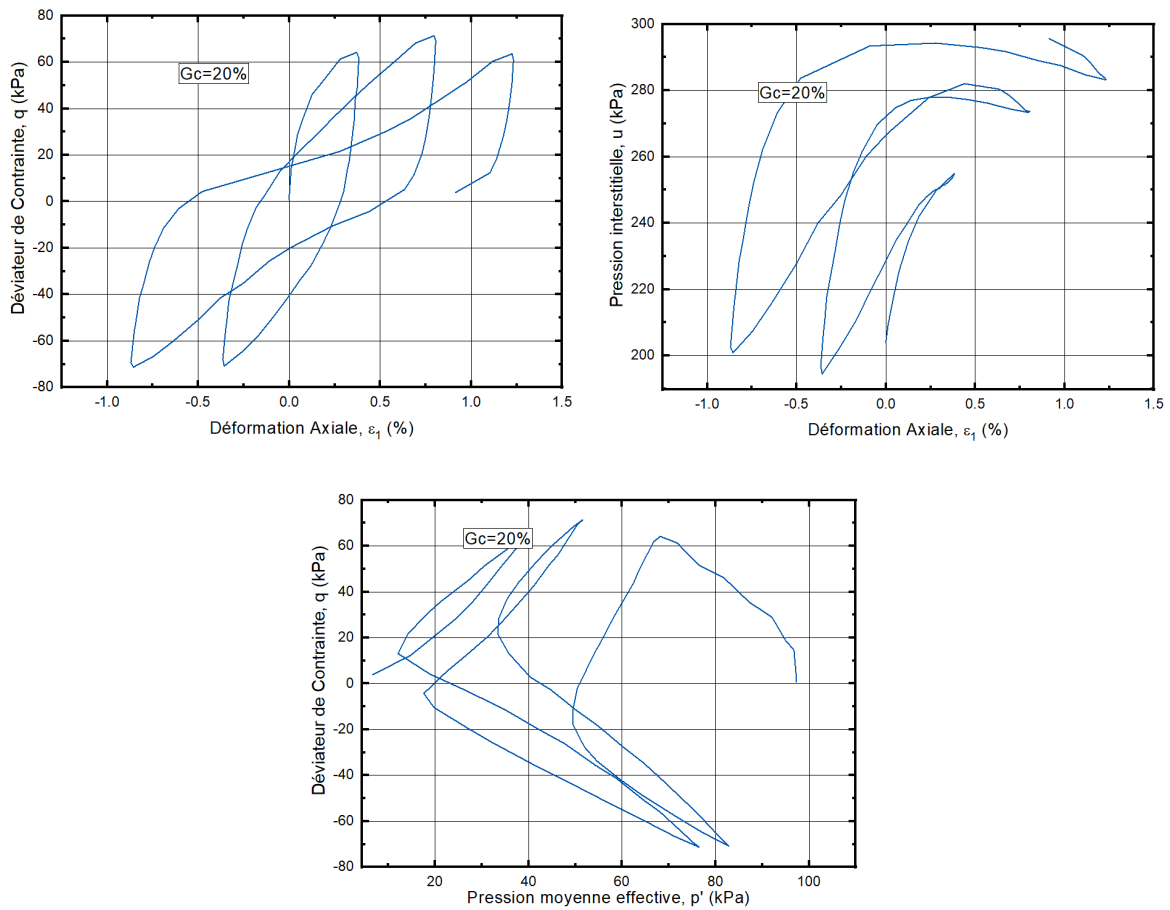


Figure 5.12. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50 \text{ kPa}$)



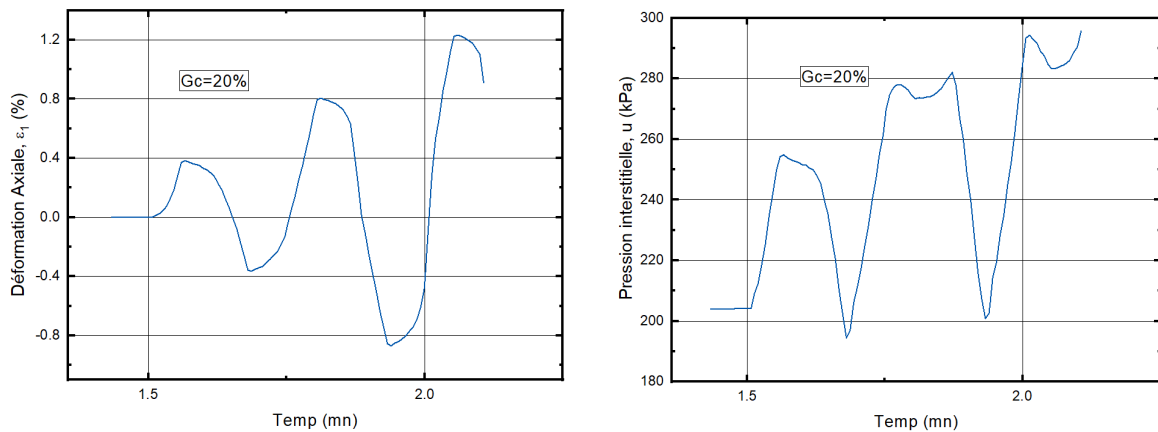


Figure 5.13. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=20\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 70$ kPa)

5.3.4 Mélanges contenant 30 % de gravier

Un comportement différent a été observé pour une teneur en gravier de 30 % ($G_c = 30 \%$). À la plus faible amplitude de contrainte ($q_m = 30$ kPa), ce mélange présente une résistance au cisaillement cyclique significativement améliorée, avec $N_{cyc} = 70$, dépassant celle du sable propre ($N_{cyc} = 60$) et des mélanges à plus faible teneur en gravier ($G_c = 10 \%$ et 20%). Cela suggère qu'à cette teneur, les graviers contribuent activement à la résistance du matériau en formant un squelette mixte sable-gravier, soit un squelette dominé par le gravier, particulièrement efficace sous faible sollicitation. Cependant, cette tendance s'inverse ou s'atténue considérablement lorsque l'amplitude du chargement augmente. À $q_m = 50$ kPa, le mélange $G_c = 30 \%$ présente une résistance au cisaillement cyclique la plus faible de tous les échantillons testés dans cette série ($N_{cyc} = 9$), inférieure à celle du sable propre et des mélanges à $G_c = 10 \%$ et 20% . À $q_m = 70$ kPa, la résistance au cisaillement cyclique avec un nombre de cycles de 5 est supérieure à celle induite par un mélange sable-gravier préparé à $G_c=10\%$ ($N_{cyc}=4$) et $G_c=20\%$ ($N_{cyc}=2$), mais reste inférieure à la résistance potentielle du sable propre ($N_{cyc} = 6$). Ainsi, l'impact de la présence de 30 % de gravier se révèle être non uniforme et fortement dépendant du niveau de contrainte cyclique appliqué. L'amélioration observée à faible contrainte pourrait être contrebalancée par des mécanismes tels que le réarrangement des particules, la perte de contact ou potentiellement l'écrasement des grains sous des sollicitations plus intenses au sein de mélanges sable-gravier testés.

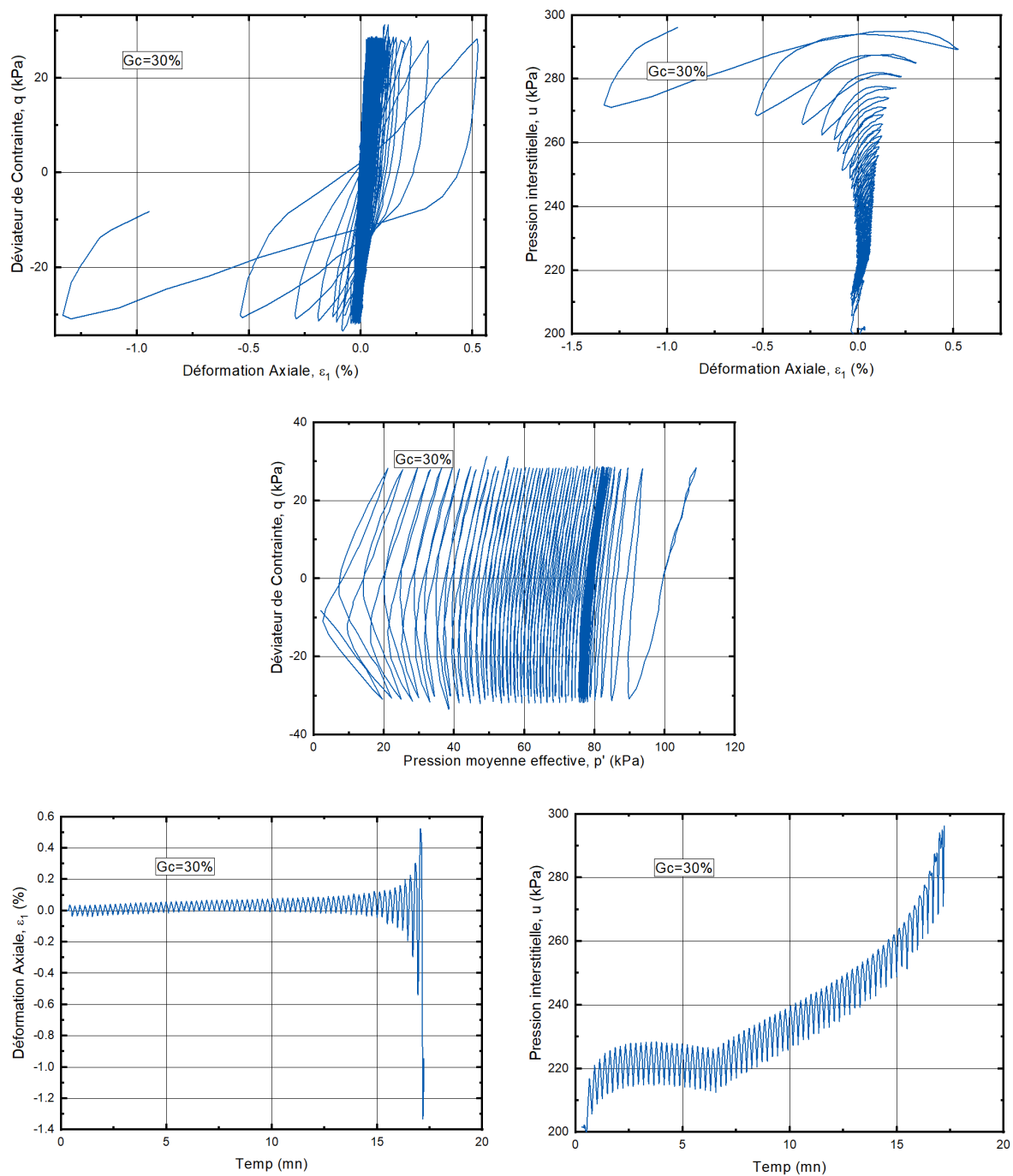


Figure 5.14. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 30$ kPa)

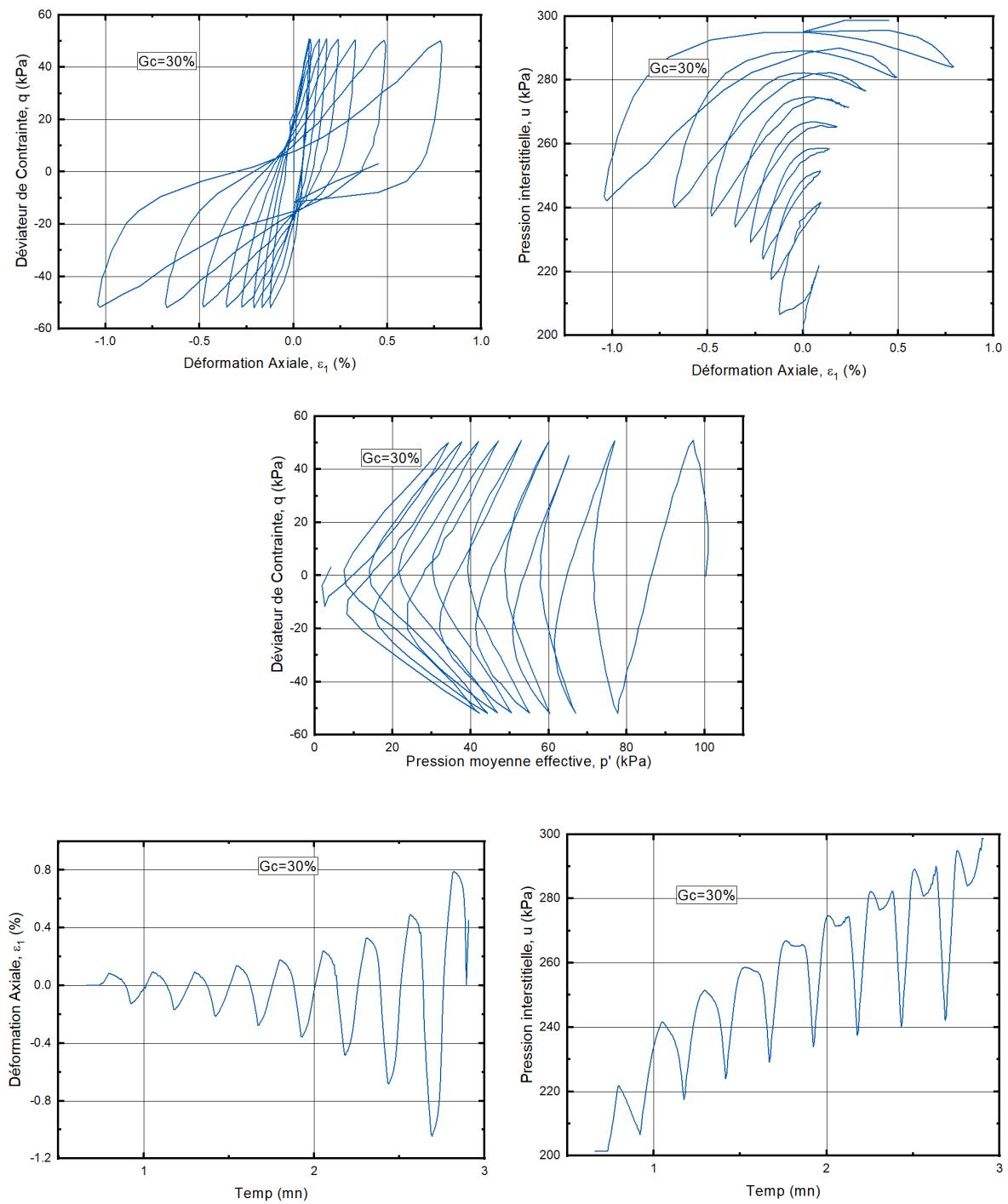


Figure 5.15. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r= 50 \%$, $q_m= 50$ kPa)

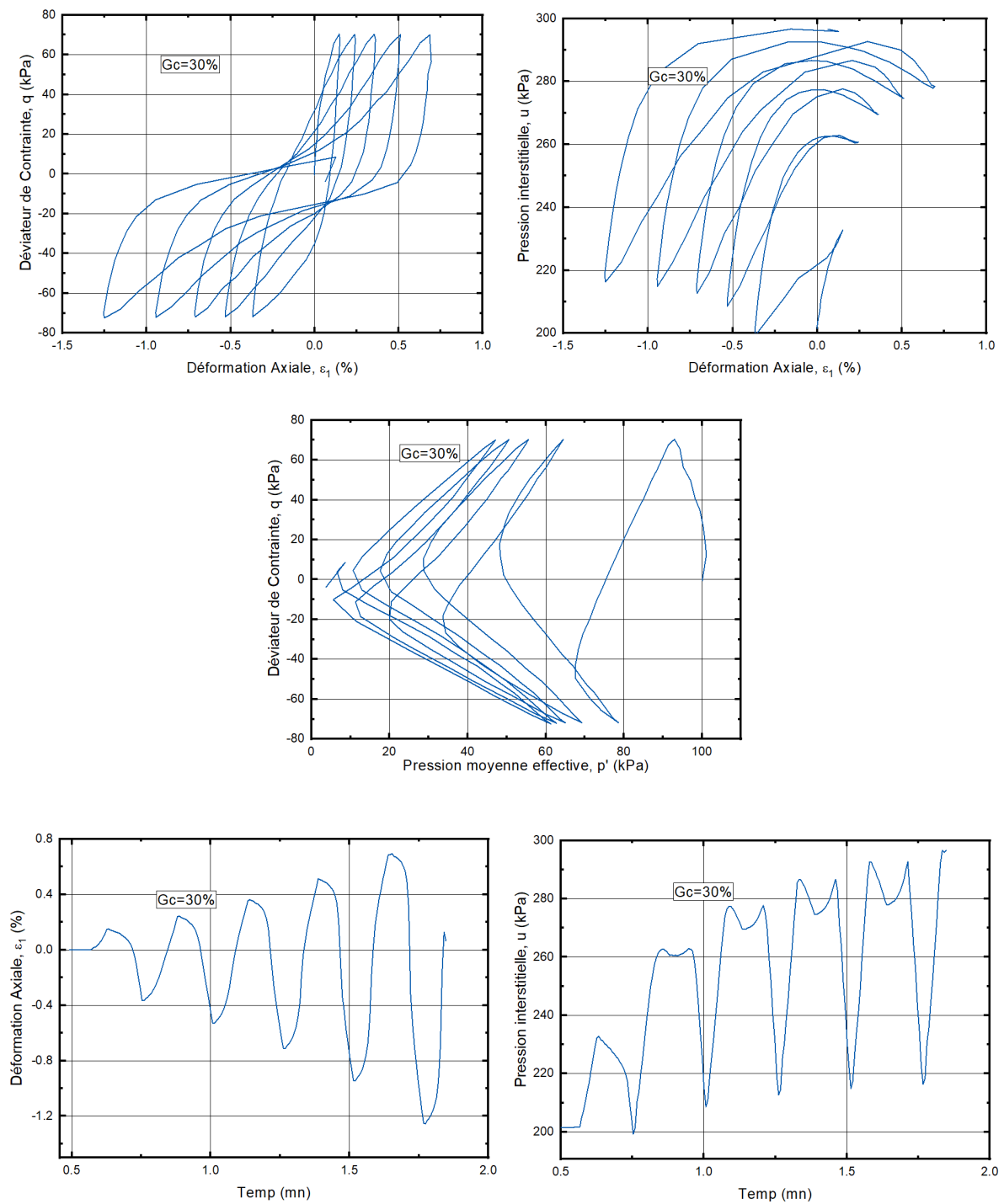


Figure 5.16. Réponse cyclique non drainée du mélange sable-gravier ($G_c=30\%$, $D_r=50\%$, $q_m=70$ kPa)

5.3.5 Le rapport de contrainte cyclique (RCC) et Le rapport de résistance cyclique (RRC)

Lorsque des échantillons saturés sont soumis à des chargements cycliques, la pression d'eau interstitielle augmente excessivement, ce qui conduit à une diminution de la contrainte effective moyenne. Après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle atteint la contrainte totale, annulant ainsi la contrainte effective. À ce stade, l'échantillon subit de grandes déformations et une perte totale de sa résistance au cisaillement cyclique, entraînant ainsi, une liquéfaction complète. Le rapport de contrainte cyclique (RCC) est défini comme étant l'amplitude de la contrainte cyclique q_m divisée par deux fois la contrainte effective de confinement p_0' . La relation entre le RCC et le nombre de cycles N_c peut être représentée graphiquement afin de caractériser la résistance à la liquéfaction. Le rapport de résistance cyclique (RRC) est déterminé par la valeur de RCC pour un nombre de cycles donné ($N_c = 15$) correspondant à une magnitude de chargement sismique spécifique (Figure 5.17).

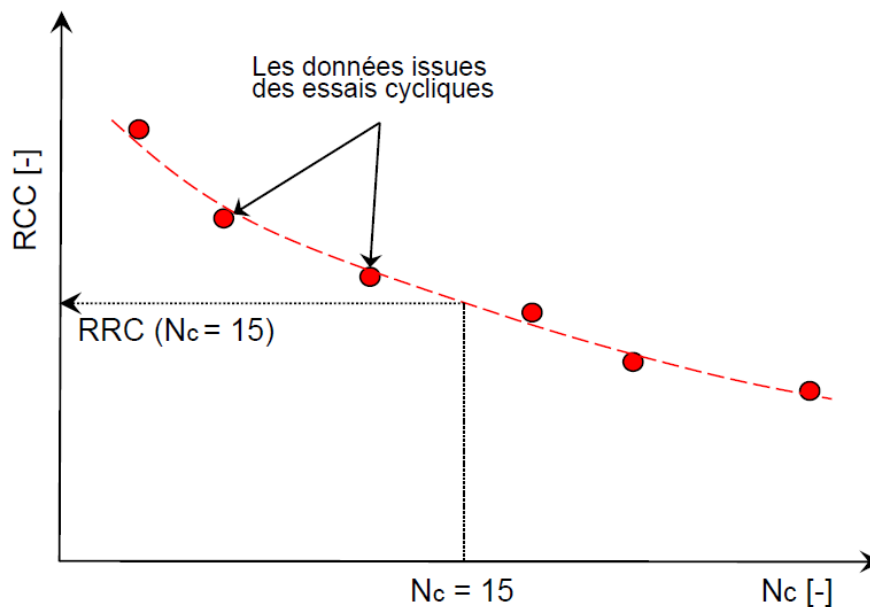


Figure 5.17. Représentation graphique du rapport de contrainte cyclique (RCC) et rapport de résistance cyclique (RRC) en fonction du nombre de cycle.

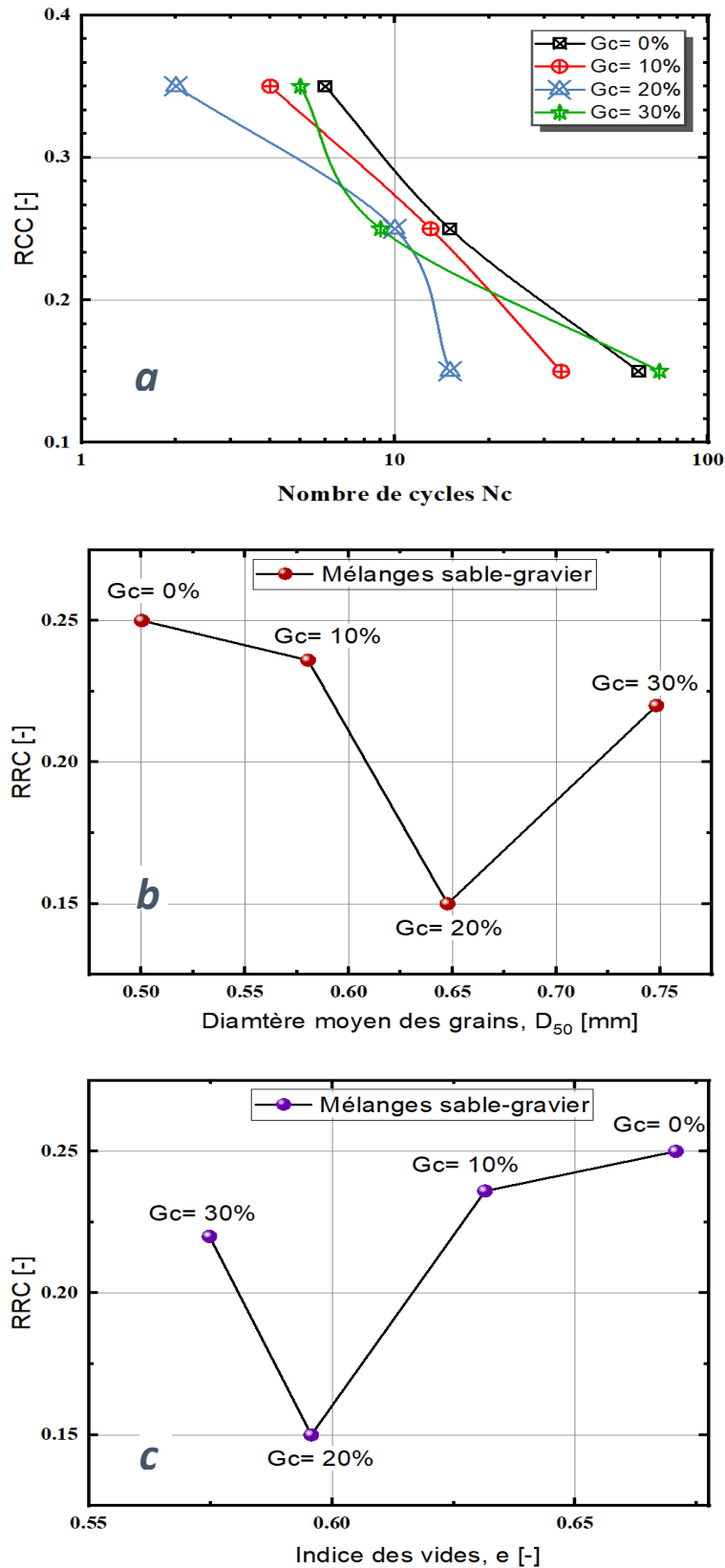


Figure 5.18. L'évolution de la résistance cyclique du mélange sable-gravier avec :
 a- Nombre de cycles, N_{cyc} ,
 b- Diamètre moyen des grains, D_{50} ,
 c- Indice des vides global, e ,

Figure 5.18 illustre l'évolution du potentiel de liquéfaction et de la résistance cyclique (RRC) en fonction de la teneur en gravier, exprimée en termes de diamètre moyen (D_{50}) et de l'indice de vide global des mélanges sable-gravier examinés. Il apparaît que la résistance à la liquéfaction du mélange sable-gravier diminue avec l'augmentation de la fraction de gravier et du diamètre moyen (D_{50}) jusqu'à atteindre un seuil de $G_c = 20 \%$. Au-delà, la résistance cyclique augmente. D'autre part, un comportement inverse a été observé, où l'augmentation de l'indice de vide associé à la diminution de la teneur en gravier induit une augmentation de la résistance cyclique. Ce comportement s'explique par l'effet amplificateur des graviers sur la compressibilité des mélanges, qui diminue la force de contact entre les grains de sable et rend ainsi le sol initialement plus susceptible à la liquéfaction.

5.4 Conclusion

Ce chapitre a évalué l'impact des fines (limon) et des graviers sur la résistance à la liquéfaction du sable de Chlef sous chargement cyclique. Les résultats montrent que l'ajout de fines réduit considérablement la résistance cyclique pour l'amplitude testée. Une teneur de 10 % diminue déjà fortement la résistance, et au-delà d'une teneur de 20 %, la liquéfaction survient quasi immédiatement. Cette tendance est en cohérence avec les résultats rapportés par Arab (2008) et Belkhatir (2010).

L'influence du gravier s'avère plus complexe et fortement dépendante de l'amplitude de la contrainte cyclique (q_m). Pour des teneurs de 10 % et 20 %, la résistance est inférieure à celle du sable propre, quelle que soit l'amplitude q_m . Cependant, à une teneur de 30 % de gravier, le comportement devient non uniforme : la résistance s'améliore à faible amplitude ($q_m = 30$ kPa), mais devient très faible à amplitude modérée ($q_m = 50$ kPa) et reste intermédiaire à forte amplitude ($q_m = 70$ kPa).

L'analyse du Rapport de Résistance Cyclique (RRC) confirme une tendance à la diminution de la résistance jusqu'à $G_c = 20 \%$, suivie d'une augmentation à $G_c = 30 \%$, bien que cette dernière dépende fortement du niveau de q_m .

En conclusion, Le gravier peut soit perturber le squelette sableux, soit former un squelette mixte plus résistant, selon sa proportion et l'intensité de la sollicitation.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail était d'explorer l'influence complexe de la teneur en fines (limon) et en gravier sur le comportement mécanique et l'instabilité du sable de Chlef, en tenant compte de diverses conditions de chargement et de différentes méthodes de préparation. Les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux (monotones et cycliques) ont permis de quantifier ces effets et de mettre en lumière l'importance cruciale de la structure initiale du sol.

Les résultats des essais de cisaillement direct ont fourni une première quantification de l'influence des fines et du gravier sur la résistance et la dilatance. Il a été confirmé que l'ajout de fines tend à réduire la résistance maximale ainsi que la dilatance, particulièrement en conditions sèches, tandis que la présence d'humidité peut introduire une cohésion apparente (capillaire) masquant partiellement cet effet. Inversement, l'ajout de gravier augmente la résistance et favorise la dilatance. Ces résultats mettent en évidence la sensibilité des paramètres mesurés à la méthode de dépôt, ce qui souligne l'importance de la structure initiale. Les relations contrainte-dilatance ont été analysées en s'appuyant sur les concepts de Rowe, permettant ainsi d'obtenir des paramètres quantitatifs spécifiques aux les mélanges étudiés.

L'analyse de l'instabilité statique, réalisée à l'aide des essais triaxiaux non drainés en chargement monotone, a clairement démontré les effets défavorables de l'incorporation de fines : la résistance au cisaillement non drainé (q_{max}) diminue, la pression interstitielle augmente et l'angle de frottement d'instabilité (Φ_{ins}) diminue de manière significative, ce qui rend le sol plus susceptible de subir une liquéfaction statique rapide. L'impact du gravier s'est révélé non linéaire : une faible concentration ($G_c = 10\%$) a favorisé la stabilisation, tandis que des concentrations plus élevées ($G_c \geq 20\%$) ont provoqué une diminution de la résistance à l'instabilité. L'impact de la méthode de préparation est une fois de plus confirmé comme essentiel, la technique de damage humide entraînant souvent un état plus instable que la pluviation à sec. Des relations empiriques ont été établies entre les paramètres d'instabilité (Φ_{ins} , q_{ins}) et les propriétés du mélange (F_c , G_c , e , D_{50} , C_u) en fonction du matériau et des conditions expérimentales.

L'étude du comportement lors de chargements cycliques non drainés a abordé directement la problématique de la résistance à la liquéfaction. L'effet défavorable des fines est ici encore confirmé, avec des concentrations de 20% ou plus entraînant une liquéfaction presque instantanée sous l'amplitude de sollicitation testée. Par ailleurs, l'influence du gravier

se révèle particulièrement complexe et dépendante fortement de l'amplitude de la contrainte cyclique (q_m) : il est globalement défavorable pour des teneurs de 10% et 20%, tandis qu'à 30% un comportement différent apparaît (résistance améliorée à faible valeur de d'amplitude q_m , mais dégradée lorsque q_m est modérée à forte). Cette observation suggère une transition dans le contrôle structural, où le squelette de gravier devient plus influent mais potentiellement plus fragile sous fortes sollicitations. L'analyse du Rapport de Résistance Cyclique (RRC) a confirmé cette tendance non monotone.

Naturellement, cette étude présente des limitations, notamment l'utilisation d'un seul type de sable, de limon et de gravier, ainsi qu'une gamme limitée de densité initiale et une seule pression de confinement ($P'_c = 100$ kPa). Les perspectives de recherche future pourraient inclure :

- L'exploration d'autres types de fines (par exemple, des fines plastiques),
- Étudier une plus grande variété de densités initiales,
- L'analyse de l'effet de la forme et de l'angularité des particules,
- L'utilisation de paramètres spécifiques tels que les indices des vides inter fines, intergranulaires et équivalents,
- L'investigation approfondie de la structure à l'aide de techniques d'imagerie avancées telles que la micro-tomographie X,
- L'intégration de ces observations complexes dans le développement de modèles constitutifs plus réalistes pour les sols mixtes.

En conclusion, ce travail de thèse a permis de clarifier une partie de la complexité du comportement des sables contenant des fines et du gravier. Il confirme que la réponse mécanique de ces matériaux ne peut pas être prédite de manière fiable sans une prise en compte rigoureuse de leur composition granulométrique et de leur structure interne. Ces connaissances sont essentielles pour améliorer l'évaluation des risques liés à l'instabilité des sols et pour progresser vers des solutions de conception plus sûres et plus économiques dans le domaine du génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdallah, Krim, Brahim A, Arab A, Bouri D, and Sadek M. (2022). “A laboratory study of shear strength of partially saturated sandy soil.” *Geomech & Geoeng.*17.n- 3:741-750.
- Afzali-Nejad, A., A. Lashkari, and P. Tabatabaie Shourijeh. (2016). “Influence of Particle Shape on the Shear Strength and Dilation of Sand-Woven Geotextile Interfaces.” *Geotextiles and Geomembranes* 45 (1): 54–66.
- Amini, F., and G. Qi. (2000). “Liquefaction Testing of Stratified Silty Sands.” *Journal of Geotech & Geoenviron Eng* 126 (3):208–217.
- ARAB, Ahmed. (2008). “Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique.” Thèse de doctorat, Université de USTO -Oran, 174.
- ASTM International : D6913. (2017). *Standard Test Methods for Particle- Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Azaiez, H., A. Cherif Taiba, Y. Mahmoudi, and M. Belkhatir. (2021). “Shear Characteristics of Fly Ash Improved Sand as an Embankment Material for Road Infrastructure Purpose” *Innovative Infrastructure Solutions.*6.(3): 148.
- Baki A.L., Lo, S.R. and Rahman, M.M. 2010. “Effect of cyclic stress reversal on cyclic instability behaviour of loose sand-silt mixtures”. Auckland, New Zealand: 11th IAEG Congress, 5/10/10. 1649-1656.
- Been, K., and M. G. Jefferies.(1985). “A State Parameter for Sands”. *Géotec.*35.(2): 99-112.
- Belhouari F,M Derkaoui, H Missoum, K Bendani.(2015).”Undrained Static Response of Loose and Medium Dense Silty Sand of Mostaganem (North.Algeria)”. *Arabian Journal for Sci &Eng.* 40.(5):1327-1342.
- Belkhatir M, Schanz T, Arab A, Della N.(2014) . “ Experimental Study on the PoreWater Pressure Generation Characteristics of Saturated Silty Sands”. *Arab J Sci Eng*
- BELKHATIR, M. (2010) . “ étude en laboratoire de la liquéfaction du sol de Chlef (influence de l’indice des vides intergranulaire) ”. Thèse de doctorat, Université de AIB -Mostaganem, 108.
- Belkhatir, M., A. Arab, H. Missoum, N. Della, and T. Schanz. (2011). “ Laboratory Study on the Liquefaction Resistance of Sand-Silt Mixtures : Effect of Grading Characteristics”. *Granular Matter.*13 (5): 599–609.
- Bella, G., and G. Musso. 2024. Liquefaction Susceptibility of Silty Tailings under Monotonic Triaxial Tests in Nearly Saturated Conditions. *Geomechanics and Engineering* 36: 12.
- Benahmed N.(2001). “ Comportement mécanique d’un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique”. Thèse de doctorat ENPC France.

- Benahmed, N., M. Nicolas , , P. Y. Hicher, T. K. Nguyen. (2015). “ An Experimental Investigation into the Effects of Low Plastic Fines Content on the Behaviour of Sand/Silt Mixtures”. *Euro Journal of Env and Civil Eng.*19.(1)109-128.
- Bobei, D. C. & Lo, S. R. (2005), “ Reverse behavior and critical state of sand with small amount of fines”, the 161CSMGE, Japan, Millpress Science Publishers, Netherlands 2, 475–478.
- Bobei, D. C. & Lo, S. R..(2001). “ Static liquefaction of Sydney sand mixed with both plastic and non-plastic fines”, the 14th Southeast Asian Geotech Conference, Hong Kong pp.485-491.
- Bobei, D., S. Lo, D. Wanatowski, C. Gnanendran, and M. M. Rahman. (2009). “ Modified State Parameter for Characterizing Static Liquefaction of Sand with Fines. ” *Can Geotech J.*46 (3): 281-295.
- Bouri, D. (2021) . “ Etude en laboratoire du comportement statique d’un sol compact partiellement saturé à l’appareil triaxial . ” Thèse de doctorat, Université de UHBC-Chlef, 173.
- Bousmaha, M., H. Missoum, K. Bendani, M. Derkaoui, and F. Belhouari. 2016. Experimental Study on Mechanical Instability of Sand-Silt Mixtures. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 11: 2149–2156.
- Canou J, Benahmed N, Dupla J-C, De Gennaro V.(2002).“Liquefaction instabilities and cyclic mobility phenomena in sands”. *French Journal of Geotech.*(98).29-46.
- Casagrande A .(1936). “ Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills”. *J Boston Soc Civil Eng*, reprinted in *Contributions to Soil Mechanics*, 257-276
- Casagrande A .(1976). “Liquefaction and cyclic deformation of sands-A critical review”. MA, Cambridge
- Castro, G., Poulos, S. J., W., F. J. & Enos, J. L. (1982), “ Liquefaction induced by cyclic loading”, Report to National Science Foundation .
- Chaney .C, (1978) “ Saturation effects on the cyclic strength of sands”, *Earthquake Engineering and Soil dynamics.*ASCE.Vol.1.pp.342-358.
- Chemmam M, Arab A, Belkhatir M & Bouferra R.2015. “Behavior of Loose Silty Sand of Chlef River: Effect of Low Plastic Fine Contents and Other Parameters”, *Marine Georesources & Geotechnology*.
- Chen, A-J, and J-S Zhang. 2019. Strength and Deformation Characteristics of Silty Sand Improved by Gravel. *KSCE Journal of Civil Engineering* 23 (2): 525–533.
- CHERIF TAIBA, A. (2017). “ etude en laboratoire de la susceptibilite a la liquefaction des sables limoneux : influence de la forme et taille des grains) ” . Thèse de doctorat, Université de UHBC - Chlef, 203.
- Cherif Taiba, A., Y. Mahmoudi, and M. Belkhatir. 2023a. Discussion of “Influence of Fine Content on Undrained Monotonic Behavior of Carbonate Sand”, by “ E. Ghanbari Alamouti, R. Ziaie Moayed and S. A. Naeini (2023)”. *Marine Georesources & Geotechnology* 42(10): 1512–1514.
- Cherif Taiba, A., Y. Mahmoudi, and M. Belkhatir. 2023b. Discussion of “Liquefaction Susceptibility

- of Beach Sand Containing Plastic Fines”, by ”Hamza Saeed, Zalihe Nalbantoglu & Eris Uygur. *Marine Georesources & Geotechnology*”, 42(4): 475–478.
- Cherif Taiba, A., Y. Mahmoudi, and M. Belkhatir. 2023c. Discussion of “Stress–Strain Behavior of Marine Calcareous Soil-Tire Mixtures”, by Shariatmadari et al. (2022). *Marine Georesources & Geotechnology*. 42(6): 807–809
- Cherif Taiba, A., Y. Mahmoudi, L. Hazout, and M. Belkhatir. 2024. “ Equivalent State Parameter Dependency on Gradation Properties of Medium Sand-Fines Mixtures.” *Marine Georesources & Geotechnology*: 1–19.
- Cherif Taiba, A., Y. Mahmoudi, M. Belkhatir, A. Kadri, and T. Schanz.(2017).“Experimental Characterization of the Undrained Instability and Steady State of Silty Sand Soils under Monotonic Loading Conditions”. *International Journal of Geotech-Eng* 12 (5): 513–529.
- Chu J and Leong W K, 2002 . “ Effect of fines on instability behaviour of loose sand ”. *Géotech*, 52, (10), 751–755.
- Chu J, Wanatowski D, Leong W K, Loke WL and He J.2015. Instability of dilative sand, *Geotechnical Research*, 2015, 2(1), 35–48
- Das, H. K. & Sitharam, T. G. (2011), ‘Undrained monotonic response of sand-silt mixtures: effect of nonplastic fines’, *Geomechanics and Geoengineering* 6, No. 1, 47–58.
- Della N, Arab A, Belkhatir M. “ A laboratory study of the initial structure and the overconsolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria ”, *Arab J Geosci* .2011. 4:983–991
- Deng, Y., Y. Yilmaz, A. Gokce, and C. S. Chang. (2021). ” Influence of Particle Size on the Drained Shear Behavior of a Dense Fluvial Sand. ” *Acta Geotechnica* 16 (7): 2071–2088.
- Djafar Henni A, Arab A, Belkhatir M, Khelafi H, Hamoudi S. “ effet du rapport de surconsolidation sur le comportement non draine des sols ”. SICZS, 26-27 octobre 2010- Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie)
- Doumi K, Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Baille W, Belkhatir M. (2020). “ Experimental investigation of the influence of relative effective diameter on the ultimate shear strength of partially saturated granular soils.” *Acta Geotechnica Slovenica*.17.n-1: 56-70.
- Evans M.D. & Harder L.F. 1993, Evaluating liquefaction potential of gravely soil in dams, geotechnical practice in dam rehabilitation conference, New York, NY: ASCE, pp. 467-481.
- Evans M.D. & Zhou S. (1995), “ Liquefaction behavior of sand-gravel composites”, *J. Geotech. Eng.*ASCE, Vol-121, n-3, pp. 287-298.
- Finn W, Bransby P, Pickering D.(1970). “ Effect of strain history on liquefaction of sand”. *J.Soil.Mech. Found.Div.*96.(SM6),1917-1934.
- Flitti, A., N. Della, and R. D. Verastegui Flores. (2017). “ Experimental Study of the Shear Resistance of Granular Material: Influence of Initial State”. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 55: 523.

- Georgiannou, V. N. (2006), “The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes”, *Geotech* 56, N- 9, 639–649.
- Giroud P, Cordary D. (1976) “Variation du coefficient de Skempton B”, *Annales de I.T.B.T.P.* n-335.
- Goto S, Towhata I.(2014). “Acceleration of aging effect of drained cyclic pre-shearing and high temperature consolidation on liquefaction resistance of sandy soils”. *Geotech.Eng.J.JGS* 9(4).707-719.
- Guoxing, C., W. Qi, S. Tian, K. Zhao, Z. Enquan, X. Lingyu, and Z. Yanguo. 2018. Cyclic Behaviors of Saturated Sand-Gravel Mixtures under Undrained Cyclic Triaxial Loading. *Journal of Earthquake Engineering* 25 (4): 756–789.
- Hanzawa H., Itoh Y., Suzuki, K. (1979). “Shear characteristics of a quick sand in the Persian Gulf”. *Soils and Foundations*, 19(2):1–15.
- Hazen, A. (1918), “A study of the slip in the calaveras dam”, *Eng. News Rec.* 81, 1158-1164.
- HAZOUT, L. (2018). “contribution à l’étude de la liquefaction statique des sols pulvérulents ” Thèse de doctorat, Université de SD-Blida, 236.
- Hazout L, Cherif Taiba A, Mahmoudi Y, Belkhatir M.(2022). “Deformation Characteristics of Natural River Sand under Compression Loading Incorporating Extreme Particle Diameters Impacts”. *Marine Georesources & Geotechnology* 41 (10): 1156–1174.
- He, Jia, Jian Chu, and Hanlong Liu.(2014)”Undrained shear strength of desaturated loose sand under monotonic shearing.”*Soils and Foundations*.54.n-4:910-916.
- Hsiao, D. H., and T. A. V. Phan. 2014. Effects of Silt Contents on the Static and Dynamic Properties of Sand-Silt Mixtures. *Geomechanics and Engineering* 7 (3): 297–316.
- Hyodo Masayuki, Hidekazu Murata, Noriyuki Yasufuku, Hideyuki Tanimizu.(1994). “ Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand.” *Soils&foundations*.34.no-1:19-32.
- Ishihara K, Sodekawa M, Tanaka Y.(1978). “ Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines”,*Dynamic.Geotech.Testing,ASTM-STP.654.pp.246-264*.
- Ishihara K, Okada S,(1982). “ Effects of large pre-shearing on cyclic behavior of sand”*Soils and Foundations*,Vol-22.n-3.pp.109-125.
- Ishihara, K. 1993, “ Liquefaction and flow failure during earthquakes”, *Geotech* 43, N-3, 351–415.
- Ishihara, K., and J. Koseki. (1989). “Cyclic Shear Strength of Fines Containing Sands.” *Earth-q Geotech Eng.*101–106.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. 1975, “ Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses”, *Soils and Foundations* 15, No. 1, 29–44.
- Islam, Mohammad Nurul, Ayesha Siddika, Md Hossain, A Rahman, Md Ab Asad. (2011). “Effect of particle size on the shear strength behaviour of sands” *Australian Geomechanic* 46.n-3:75-86.
- Jradi L, El Dine, B. S, Dupla, J. C, Canou, J.(2022). “ Influence of low fines content on the liquefaction resistance of sands.” *Euro Journal of Env & Civil Eng.*26(12).6012-6031.

- Jradi L.(2018). “ Study of the influence of fine particles on the properties of liquefaction of sands.”
Thèse de doctorat. Université de Paris.
- Jradi, L., B. S. El Dine, J.-C. Dupla, and J. Canou. 2019. “ Influence of Non-Plastic Fines on the Cyclic Resistance of Sands to Liquefaction.” *MATEC Web of Conferences* 281: 02001.
- Kang, X., Xia, Z., Chen, R., Ge, L., and Liu, X. 2019. “ The critical state and steady state of sand: a literature review.” *Marine Georesources & Geotechnology*, 37 (9), 1105–1118.
- Kiyota T, Koseki J, Sato T, Kuwano R.(-2009).”Aging effects on small strain shear moduli and liquefaction properties of the in situ frozen and reconstituted sandy soils”. *Soils Found.* 49.(2).259-274.
- Koester,(1994). “The influence of fines type and content on cyclic strength in ground failures under seismic conditions”, *GSP* 44, 17–33
- Konrad JM, Flavigny E, Meghachou M .(1991). “Undrained behavior of loose Hostun sand”. *Rev Fr Géotech* 54:53.63
- Kramer SL .1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*
- Krim A.(2013). “ contribution à l’étude du comportement des sols granulaires ”. Thèse de doctorat, Université de SD-Blida, 178.
- Krim, A., Z. el Abidine Zitouni, A. Arab, and M. Belkhatir. (2012). “ Identification of the behavior of sandy soil to static liquefaction and microtomography”. *Arabian Journal of Geosc* 6: 2211–24
- Kwan, W. S., and C. E. Mohtar. 2018. A Review on Sand Sample Reconstitution Methods and Procedures for Undrained Simple Shear Test. *International Journal of Geotechnical Engineering* 14 (8): 851–859.
- Lade , P.V. (1993). “ Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm”. *Can Geotech J*; 30:895–904.
- Lade, P. V., and J. A. Yamamuro. (1997). “ Effects of Non-Plastic Fines on Static Liquefaction of Sands” . *Can Geotech J.* 34: 918–928.
- Lade, P. V., C. D. Liggio, and J. A. Yamamuro. (1998). “ Effects of Non- Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand”. *Geotech T J.* 21 (4): 336–347.
- Lade, P. V., and J.Yamamuro.(2011).”Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes.” *Can Geotech J.*48.no-2:247-264.
- Leong W K and Chu J, 2002. “ Effect of undrained creep on instability behavior of loose sand”, *Can. Geotech. J.* 39: 1399–1405.
- Li, Z.-S., H. Souli, J.-M. Fleureau, J.-J. Fry, T. Ouahbi, and S. Taibi. 2023. Effect of Internal Stability on the Failure Properties of Gravel- Sand Mixtures. *Computers and Concrete* 31: 395–403.
- Mahmoudi, Y., A. Cherif Taiba, and M. Belkhatir. (2024a). “ Comparative Study of Stress History Effects on Shear Deformation Relations of Sands from the Mediterranean Region Integrating Specimen Preparation Techniques.” *Inter.J. Geomec.*24
- Mahmoudi, Y., A. Cherif Taiba, L. Hazout, and M. Belkhatir. (2022). “Comprehensive Laboratory Study on Stress–Strain of Granular Soils at Constant Global Void Ratio: Combined Effects of Fabrics

- and Silt Content.” *Acta Geotechnica* 17 (8): 3269–3292.
- Mahmoudi, Y., A. Cherif Taiba, L. Hazout, W. Baille, and M. Belkhatir. (2018). “Influence of Soil Fabrics and Stress State on the Undrained Instability of Overconsolidated Binary Granular Assemblies.” *Studia Geotech et Mech* 40 (2): 96–116.
- Mahmoudi.Y, Cherif Taiba.A, Belkhatir.M, Schanz.T ,(2016).” Experimental Investigation on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of Sample Reconstitution” *Geotech.Test.J.Vol.39, n- 3,pp.515-523.*
- Megrousse, M., Mahmoudi, Y. Cherif Taiba, and A. Belkhatir. 2024. Enhancing Mechanical Properties of Sands by Using Crushed Waste Glass as Reinforcement. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering.*
- Mehdi Abedi, S. Shahaboddin Yasrobi. (2010), “ Effects of plastic fines on the instability of sand” *Soil Dyn &Earth-q Eng* pp. 61-67
- Monkul M Murat, Cihan Gültekin, Müge Gülver, Özge Akın, Ece Eseller-Bayat. (2015) “Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading.” *Soil Dyn &Earthq Eng.*75:27-36.
- Monkul, M. M. & Yamamuro, J. A. .(2011). “Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands”, *Can Geotech J.*48, 931-942.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. et Arulanadan K. (1977). “Effects of sample preparation on sand liquefaction”. *J.Geotech.Div.,vol.103, N°GT2,pp.91 -108.*
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M. & Salgado, R. (2007) . “ Undrained monotonic response of clean and silty sands” , *Geotech* 57.N-3.
- NF P94-071-1. 1994. *Reconnaissance Et Essai De Cisaillement Rectiligne à la boîte - Partie 1 : Cisaillement Direct.* AFNOR ed.
- Papadopoulou Anthi I, Theodora M. Tika,(2016). “ The effect of fines plasticity on monotonic undrained shear strength and liquefaction resistance of sands.” *Soil Dyn and Earth Eng* 88:191-206.
- Pitman D, Robertson K, Sego C,(1994) . “Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands” *Can.Geotech.J.Vol-31.No-5,pp.728-739.*
- Polito PC, Martin RJ . (2001). “ Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands.” *J Geotech Geoenviron Eng* 127(5):408–415
- Polito, C.P. (1999). “The Effects of Non-Plastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soils.” *Thèse de doctorat, Université de Virginia.*
- Poulos, S. J. (1981). “ The steady state of deformation”, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE* 1075, 553–562.
- Puri V.K (1984).« Liquefaction behaviour and dynamic properties of loessial soils».Thèse de doctorat, Université de Missouri-Rolla.
- Ragunandan, M., A. Juneja, and B. Hsiung. 2012. “ Preparation of Reconstituted Sand Samples in

- the Laboratory.” *International Journal of Geotech Eng* 6 (1): 125–131.
- Rahman MM, Lo SR, Gnanendran CT.(2008). “ On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines ”. *Can Geotech J* 45(10):1439-1456.
- Robertson, K. (1992). “Suggested terminology for liquefaction”, 47th Can Geotech Conference 29, 686-695.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958). “ On the yielding of soils”, *Geotech.*8.1.22-52
- Rowe, P. W. (1962). “ The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact.” *Proceedings of the Royal Society of London Series A.M.P.S.*269(1339):500-527.
- Sarkar D, Goudarzy M, König D.(2019). “An interpretation of the influence of particle shape on the mechanical behavior of granular material.” *Granular Matter*, 21. 1-24.
- Sarkar D, Goudarzy M, Wichtmann T.(2022). “ Influence of plastic fines content on the liquefaction susceptibility of sands: cyclic loading.” *Acta Geotechnica.*17(11).4977-4988.
- Seed B, Peacock H,(1971). “ Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.*ASCE.Vol-97.SM-8.p.1099-1119.
- Sherif M, Tsuchiya C, Ishibashi I,(1977). “ Saturation effects on initial soil liquefaction.” *Journal of the Geotech Eng Div.*103,no.8: 914-917.
- Simoni, A., and G. T. Houlsby. 2006. “The Direct Shear Strength and Dilatancy of Sand–Gravel Mixtures”. *Geotech & Geolog Eng* 24(3):523-549.
- Sladen, J. A., D’ Hollander, R. D. & Krahn, J. .(1985). “The liquefaction of sands, a collapse surface approach’, *Can. Geotech.* 1. 22 4, 564– 578.
- Sze, H. Y, F. Yang, J. (2014). “ Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading : Impact of Sample Preparation.” *J Geotech & Geoenv Eng.*140.(1):152-169.
- Taibi, A., Y. Mahmoudi, A. Cherif Taiba, H. Azaiez, and M. Belkhatir. 2023a. Fly Ash Effects on the Stress-Dilatancy Relation of Coarse Soils: Particle Morphology Role. *Geotechnical and Geological Engineering* 41 (4): 2517–2536.
- Taibi, A., Y. Mahmoudi, A. Cherif Taiba, H. Azaiez, and M. Belkhatir. 2023b. Influence of Particle Size Index on Shear Properties of Cohesionless Soils Admixture with Fly Ash Binder. *Journal of GeoEngineering* 18 (2): 045–058.
- Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S. & Tanizawa, F. (1986), “Some factors affecting cyclic triaxial strength of sand”, *Soils and Foundations* 26(3), 99–116.
- Thevanayagam, S., K. Ravishankar, and S. Mohan. (1997). “Effects of Fines on Monotonic Undrained Shear Strength of Sandy Soils.” *Geotech T J* 20 (4): 394-406.
- Tokimatsu K, Hosaka Y,(1986). “Effects of sample disturbance on dynamic properties of Sand”. *Soils.Found.*26.(1).53-64.

- Toyota H, Takada S, (2017). “Variations of liquefaction strength induced by monotonic and cyclic loading histories” .*J.Geotech.Geoenviro.Eng.*
- Vaid, Y. P, Kuerbis, R. H, Fischer, J. M, Negussey, D. (1990), “ Particle gradation and liquefaction”, *J Geotech Eng.ASCE.116(4)*, 698-703.
- Wang W.(1984), “Earthquake damage to earth and levees in relation to soil liquefaction Correlation” , International Conference on Case Histories on Geotech Eng I, University of Missouri Rolla, pp. 511-521.
- Wang Jun-Jie, Hui-Ping Zhang, Sheng-Chuan Tang,Yue Liang. (2013). “Effects of particle size distribution on shear strength of accumulation soil.” *J Geotech & Geoenviro Eng 139.n-11:1994-1997.*
- Wang, Z. L., Dafalias, Y. F., Li, X. S. & Makdisi, F. I. (2002), “State pressure index for modeling sand behavior”, *Geotechnic and Geoenv eng 6 No.511*, 511–519.
- Wei, X., and J. Yang. (2019). “Cyclic Behavior and Liquefaction Resistance of Silty Sands with Presence of Initial Static Shear Stress”. *Soil Dyn and Earth-q Eng.122*: 274–289.
- Wichtmann, T., et al. (2005) “Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance.” *Soil Dyn & earthq eng.25.12:923-932.*
- Wichtmann, T., M. Navarrete, and T. Triantafyllidis. (2015). “On the Influence of a Non-Cohesive Fines Content on Small Strain Stiffness, Modulus Degradation and Damping of Quartz Sand.” *Soil Dyn and Earth-q Eng 69*: 103–114.
- Xiao, Y., C. Hao, J. Shi, W. Qiao, and A. Stuedlein. (2023). “Shear Response of Calcareous Sand-Steel Snake Skin-Inspired Interfaces”. *Acta Geotechnica 19 (3)*: 1517–1527.
- Yamamuro, J. A. and Lade, P. (1997). “ Static liquefaction of very loose sands ” , *Can Geotech J*, 34, 905-917.
- Yamamuro, J. A., F. M. Wood, and P. V. Lade. (2008) “ Effect of Depositional Method on the Microstructure of Silty Sand” . *Can Geotech J 45 (11)*: 1538–1555.
- Yang J, Wei LM .(2012). “ Collapse of loose sand with the addition of fines: The role of particle shape.” *Geotech 62(12)*:1111–1125.
- Yilmaz, Y., M. Mollamahmutoglu, V. Ozaydin, and K. Kayabali. (2008). “ Experimental Investigation of the Effect of Grading Characteristics on the Liquefaction Resistance of Various Graded Sands.” *Eng Geology 100 (3-4)*: 91-100.
- Yilmaz, Y., Y. Deng, C. S. Chang, and A. Gokce. 2023. Strength– Dilatancy and Critical State Behaviours of Binary Mixtures of Graded Sands Influenced by Particle Size Ratio and Fines Content. *Géotechnique 73 (3)*: 202–217.
- Yoshimine M, Ishihara K .(1998). “ Flow potentiel of sand during liquefaction.” *Soils Found 38(3)*:189. 198

- Yusa, M (2015).« AGING AND CREEP OF NON-PLASTIC SILTY SAND ».Thèse de doctorat, Université de Canterbury, New Zealand.
- Zhang, Bo, Kanthasamy K. Muraleetharan, and Chunyang Liu.(2016)“Liquefaction of unsaturated sands.” International Journal of Geomechanics.16.n-6:D4015002.
- Zehao Z, (2023). “ Influence of Fine Particles on the Liquefaction Properties of a Reference Sand.” Thèse de doctorat. École des Ponts Paris, France